



RD 1091

Conception-Réalisation de la Galerie de la Marionnaise

NOTE G2 AVP

Date limite de remise des offres : 29 août 2022 – 17h

Mise à jour demandée pour le : 19 octobre 2022 – 17h

Mise à jour finale : 20 janvier 2023 – 12h



Hautes-Alpes
le département

Table des matières

#0 – Objet de la note	6
#1 – Documents de référence.....	7
#2 – Analyse des données géotechniques à disposition	8
1. Rapport d'investigations géotechniques.....	8
2. Rapport d'investigations géophysiques	10
3. Documents d'archives graphiques	12
4. Données complémentaires transmises par le Maître d'Ouvrage le 17/08/22.....	13
#3 – Visite virtuelle 3D du site et reconstitution 3D de la galerie de la Marionnaise.....	21
1. Visite Virtuelle 3D.....	21
2. Reconstitution 3D de l'ouvrage.....	23
#4 – Interprétation géotechnique du site	25
1. Analyse géotechnique	25
a) Profil géologique.....	25
b) Paramètres géotechniques.....	25
c) Hypothèse de poussée sur le mur amont.....	27
2. Séisme : aspects règlementaires et effet global de site.....	29
a) Détermination des coefficients sismiques	29
b) Identification d'une problématique majeure de conception	31
c) Hypothèse de poussée dynamique du silo de terrain	32
3. Choix de conception de l'ouvrage et de ses fondations	32
#5 -Expertise menée pour justifier la réutilisation du mur amont	34
1. Choix de conception du groupement	34
2. Conclusions de l'analyse du CERIB	34
3. Analyse ARCADIS.....	35
#6 – Stabilité du mur en statique et au séisme.....	43

1. Préambule	43
2. Géométrie détaillée du mur amont existant et du silo de remblai	43
3. Principales hypothèses.....	44
4. Actions s'exerçant sur le mur.....	44
5. Situations de calcul et états limites.....	46
6. Méthode de calcul	46
7. Calcul de la force d'ancrage requise	46
8. Principaux résultats.....	46
a) Stabilité actuelle	46
b) Ouvrage en projet	47
9. Justification des ancrages.....	47
10. Prédimensionnement du renforcement du parement intérieur	48
#7 – Stabilité du site au séisme.....	49
1. Définition du problème	49
2. Hypothèses principales	51
3. Calcul des déplacements irréversibles	51
#8 – Propositions de reconnaissances complémentaires	59
1. Reconnaissances géotechniques.....	59
2. Reconnaissances murs béton (cf rapport CERIB annexe 3).....	59
Annexe 1 : Procédure de reconstitution de la maquette 3D.....	61
Annexe 2 : Calcul de la cohésion moyenne le long d'un plan de glissement	63
Annexe 3 : Rapport d'expertise du CERIB pour réutilisation du mur amont	64
Annexe 4 : Photos base du mur amont.....	70
Annexe 5 : Chroniques des températures au Col du Lautaret et amplitudes de variation sur une durée donnée	73

Liste des figures

Figure 1 : Plan d'implantation des sondages géotechniques réalisés par ERG en septembre 2021.....	9
Figure 2 : Coupe transversale de l'ouvrage existant (document d'archives).....	13
Figure 3 : Extrait du rapport ERG du 17 août 2022.....	14
Figure 4 : Implantation de l'ensemble des sondages	17
Figure 5 : Carte des isohypses du toit du substratum rocheux d'après sondages mécaniques	18
Figure 6 : Profil du toit du substratum rocheux – piédroit amont.....	19
Figure 7 : Profil du toit du substratum rocheux – piédroit aval.....	20
Figure 3 : Repérage en plan d'une faction des prises de vues à 360°	21
Figure 4 : Coupe transversale interprétées par Arcadis suite à la visite de site.	23
Figure 5 : Vue depuis l'aval	23
Figure 6 : Vue des différents types de mur amont	24
Figure 7 : Vue de dessous	24
Figure 9 : Transition entre le mur amont de la travée 1 et de la travée 2 (extrait visite virtuelle).....	27
Figure 10 : Carte des zones sismiques en France.....	29
Figure 11 : Extrait maquette de l'ouvrage existant	32
Figure 12 : Vue de dessous de l'ouvrage projeté montrant l'espacement entre micropieux.....	33
Figure 13 : Ouvrage hydraulique travée 4 où l'eau est projetée contre l'amont du mur amont existant.....	35
Figure 14 : Altération parement.....	36
Figure 15 : Zones d'écaillage prononcé.....	37
Figure 16 : Fissuration surfacique.....	37
Figure 17 : Paramètres caractéristiques du mur.....	38
Figure 18 : Comparaison Essai au Gel – Hivers réels	39
Figure 19 : Distribution de la température dans un modèle thermique	40
Figure 20 : Principe de réutilisation du mur existant	41
Figure 21 : Principe de traitement des fissures (verticales) aquifères – coupe horizontale	42
Figure 22 : Principe de traitement des fissures (verticales) aquifères – élévation.....	42
Figure 23 : Principe de traitement des eaux diffuses – coupe horizontale	42
Figure 24 : Géométrie mur amont et silo de remblai	43
Figure 25 : Principales actions exercées sur le mur	45
Figure 26 : Analyse de sensibilité du résultat.....	47
Figure 27 : Configurations étudiées pour les ancrages dans le rocher (horizontaux) et verticaux	48
Figure 28 : Équilibre des efforts en supposant le contre-voile & le mur amont monolithiques.....	49
Figure 29 : Géométrie étudiée.....	50
Figure 30 : Notations	50
Figure 31 : Plans de glissement de la géométrie étudiée	52
Figure 32 : Profils sélectionnés pour l'analyse de stabilité.....	53

Liste des tableaux

Tableau 1 : Tableau de synthèse de la campagne géotechnique réalisée par ERG en septembre 2021.....	8
Tableau 2 : Synthèse des résultats des sondages verticaux réalisés par ERG en septembre 2021.	9
Tableau 3 : Synthèse des résultats des sondages horizontaux réalisés par ERG en septembre 2021	10
Tableau 4 : Correspondance fondations existantes / profil interprété de la géophysique.....	12
Tableau 5 : Synthèse des paramètres géotechniques	27

#0 – Objet de la note

Cette note est établie pour le compte du Conseil Départemental des Hautes-Alpes (CD05) dans le cadre de la mission de conception réalisation de la galerie de la Marionnaise située sur la route RD1091 entre Grenoble et Briançon à proximité du col du Lautaret situé à 2 000 m d'altitude environ.

La présente note a pour objet d'étudier les principes constructifs et d'adaptation du projet au sol envisageables et fournit l'ébauche dimensionnelle d'un profil type pour chaque ouvrage et chaque fondation.

Après l'analyse de l'environnement géotechnique du site, on présente :

- ✓ La reconstitution 3D de l'ouvrage existant,
- ✓ Une interprétation géotechnique du site avec en particulier :
 - L'identification du séisme comme enjeu majeur de conception
 - Les choix de conception généraux de la structure portique et des fondations superficielles et profondes
- ✓ Deux expertises menées par le CERIB et ARCADIS pour justifier la réutilisation du mur amont,
- ✓ Une analyse de la stabilité du mur amont en statique et au séisme, avec dimensionnement d'ancrages et du contre-voile associé,
- ✓ Une analyse de la stabilité sous séisme des éboulis du versant, selon les nombreux profils rencontrés,
- ✓ Un programme de reconnaissances complémentaires du mur amont.

De nombreuses annexes viennent compléter les analyses menées dans chacun de ces chapitres.

Les fondations sont dimensionnées et justifiées dans la note de prédimensionnement, conformément aux choix / analyses de ce rapport et à la note d'hypothèses constructives.

Chapitres complétés dans le cadre de la mise à jour du livrable pour le 19 octobre 2022 :

- #0
- #1
- #4.2

Chapitres complétés pour la mise à jour finale du 20 janvier 2023 :

- #2.5 et 2.6
- #4.1.a
- #5.2
- #8

#1 – Documents de référence

- [1]. Note d'hypothèses constructives
- [2]. Compte-rendu d'investigations géotechniques réalisé par ERG Géotechnique en date de 11/10/2021
- [3]. Rapport d'investigations géophysiques réalisé par GEOLITHE en date de 22/09/2021
- [4]. Note de calcul : Ossature porteuse des éléments préfabriqués éditée en 1963
- [5]. Différents documents et plans d'archives fournis par le MOA
- [6]. Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer, en charge des technologies vertes et des négociations sur le climat, 2011. Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal »
- [7]. NF EN 1998-1. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales. 2005.
- [8]. NF EN 1998-5. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques. 2005.
- [9]. Midorikawa, S. Nature of seismic ground motion. Japan. Geotech. Soc. n° 9 (1999).
- [10]. Hollender, F. & al. Principaux résultats du benchmark « InterPacific ». AFPS/IFFSTAR. 2015.
- [11]. Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer, en charge des technologies vertes et des négociations sur le climat, 2010. Décret no 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français

#2 – Analyse des données géotechniques à disposition

1. Rapport d'investigations géotechniques

À la demande et pour le compte du CD05, la société ERG a effectué des investigations géotechniques au droit de la galerie de la Marionnaise en septembre 2021. Ces investigations géotechniques rentrent dans le cadre d'une prestation d'investigation géotechnique selon la norme NFP 94-500, qui exclut toute forme d'interprétation des résultats obtenus et toute activité d'étude et de conseil.

La mission consiste en la réalisation d'une campagne de reconnaissance composée par 9 sondages pressiométriques et 2 sondages carottés (sans essais en laboratoire). Les sondages SP8, SP9 et SC2 ont été réalisés à l'horizontal sur le mur amont de la galerie, le sondage SP7 a été réalisé avec une inclinaison de 45° sur le mur amont également et le reste des sondages ont été réalisés verticalement à l'aval de la galerie (voir le tableau de synthèse des sondages et le plan d'implantation ci-dessous).

Nom	Type de sondage	Inclinaison	Profondeur	Nombre essais pressiométriques	Localisation
SP1	Pressiométrique	Vertical	20.0	13	Banquette aval (hors chaussée)
SP2	Pressiométrique	Vertical	20.0	12	Banquette aval (hors chaussée)
SP3	Pressiométrique	Vertical	20.0	13	Banquette aval (hors chaussée)
SP4	Pressiométrique	Vertical	20.0	13	Banquette aval (hors chaussée)
SP5	Pressiométrique	Vertical	20.0	13	Banquette aval (hors chaussée)
SP6	Pressiométrique	Vertical	20.0	13	Banquette aval (hors chaussée)
SP7	Pressiométrique	45°/h	11.0	10	Depuis le délaissé à l'arrière de la galerie (sud)
SP8	Pressiométrique	Horizontal	10.0	6	A travers mur amont de la galerie
SP9	Pressiométrique	Horizontal	15.5	10	A travers mur amont de la galerie
SC1	Carotté	Vertical	15.0	-	Banquette aval (hors chaussée)
SC2	Carotté	Horizontal	10.0	-	A travers mur amont de la galerie

Tableau 1 : Tableau de synthèse de la campagne géotechnique réalisée par ERG en septembre 2021

Les résultats des sondages verticaux ont mis en évidence la lithologie suivante, avec du haut vers le bas :

- ✓ Des formations limono-sableuses à graves et blocs, de compacité limitée, pouvant correspondre à des remblais, et/ou des éboulis et/ou aux formations glaciaires.
- ✓ Puis le substratum schisteux, présentant une consistance généralement rocheuse, mais pouvant contenir en son sein des passages altérées et fracturés.

À noter que les résultats des sondages verticaux ne concernent que le profil en aval de la galerie existante, à 2 m environ.



Figure 1 : Plan d'implantation des sondages géotechniques réalisés par ERG en septembre 2021

Le tableau suivant synthétise la profondeur approximative des différentes couches de terrains précédemment évoquées :

Horizon	C1	C2
Nature	Remblais / Eboulis Profondeur (m)	Substratum schisteux Profondeur (m)
SC1	0.0 à 0.1	A partir de 0.1
SP1	0.0 à 6.8	A partir de 6.8
SP2	0.0 à 6.9	A partir de 6.9
SP3	0.0 à 12.5	A partir de 12.5
SP4	0.0 à 0.9	A partir de 0.9
SP5	0.0 à 0.3	A partir de 0.3
SP6	0.0 à 8.2	A partir de 8.2

Tableau 2 : Synthèse des résultats des sondages verticaux réalisés par ERG en septembre 2021.

Les sondages horizontaux réalisés ont mis en évidence la lithologie suivante, avec de l'aval vers l'amont :

- ✓ Une épaisseur importante de béton (mur amont de la galerie),
- ✓ Des graves et cailloux schisteux (frange d'altération et/ou éboulis),
- ✓ Puis le substratum schisteux, présentant une consistance généralement rocheux, mais pouvant contenir en son sein des passages altérées et fracturés.

Le tableau suivant synthétise la profondeur approximative des différentes couches de terrains précédemment évoquées.

Horizon	C0	C1	C2
Nature	Béton Profondeur (m)	Substratum schisteux Profondeur (m)	Substratum schisteux Profondeur (m)
SC2	0.0 à 3.1	3.1 à 3.6	A partir de 3.6
SP7	-	0.0 à 2.8	A partir de 2.8
SP8	0.0 à 2.95	2.95 à 3.70	A partir de 3.70
SP9	0.0 à 2.0	2.0 à 3.0	A partir de 3.0

Tableau 3 : Synthèse des résultats des sondages horizontaux réalisés par ERG en septembre 2021

2. Rapport d'investigations géophysiques

À la demande et pour le compte du CD05, la société GEOLITHE a effectué en septembre 2021 des investigations géophysiques préalablement aux travaux prévus dans le cadre du projet. Ces investigations ont été effectuées à proximité immédiate de la galerie :

- ✓ Un long profil (475 ml) en aval de la galerie en tomographie de résistivité électrique (TRE) et de tomographie sismique, à environ 1.5 m de celle-ci coté aval ;
- ✓ Un profil amont de la galerie (115 ml) en tomographie de résistivité électrique et de tomographie sismique en, dans le pâturage amont à l'ouvrage actuel, à l'extrémité Nord Est ;
- ✓ 4 profils verticaux de vitesses d'ondes S, calculées par inversion d'ondes de surface (méthode MASW), utile pour l'analyse sismique.

Ces investigations, et en accord avec la campagne géotechnique réalisée par ERG, ont mis en évidence une couche composée d'éboulis, de remblai et de terre végétale d'une épaisseur variable (0 à 15 m), reposant sur des schistes plus ou moins altérés et fracturés. La profondeur du toit du schiste sain le long des profils est fournie en annexe de ce rapport.

Par ailleurs, la tomographie électrique a mis en évidence trois zones de forte conductivité, interprétées comme résultats de fortes teneurs en eau des matériaux (voire de circulations) sur le profil aval. Ces zones plus humides sont probablement liées à une fracturation des schistes plus marquées dans ces zones.

Un modèle géologique du profil aval a été proposé dans ce rapport. Nous avons trouvé une concordance très intéressante entre le profil issu de la géophysique et la dimension des fondations superficielles de la galerie existante, connues avec précision grâce à la note de calcul de 1963 (cf. [4]) transmise par le CD05 en cours d'offre – cf.

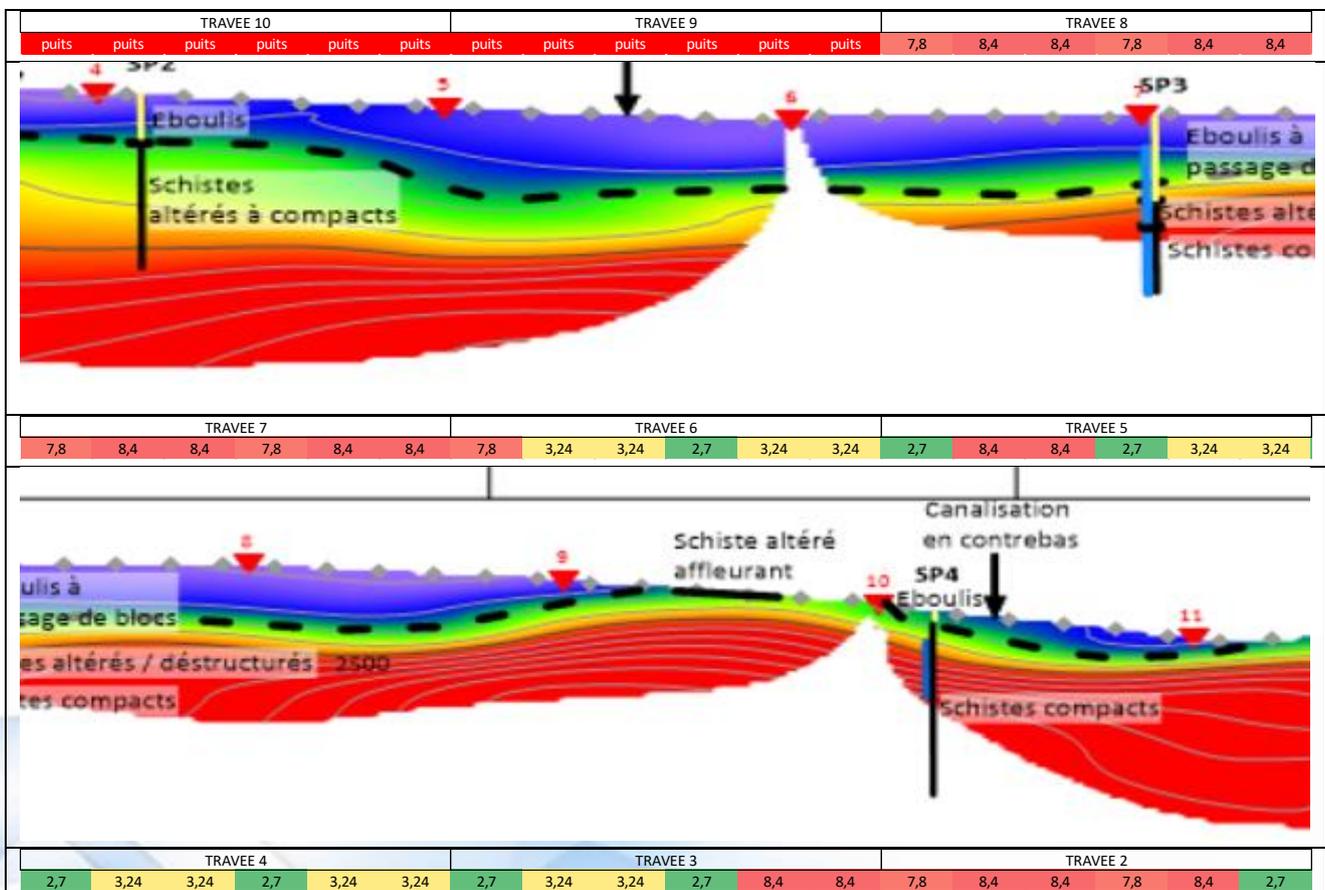
Tableau 4.

En effet, dès que le rocher est à plus de 2 m de profondeur, il a été retenu une portance faible, de l'ordre de 1 kg/cm², soit 100 kPa. Ainsi, la surface des semelles existante est nettement plus élevée (jusqu'à 8.40 m² par semelle sous poteau) sur les éboulis (aussi appelés schistes délités dans la note de 1963) que sur le rocher (de 2.7 à 3.2 m² par semelle sous poteau).

Seules les parties de 1976 (travées 1, 9 et 10) ont des fondations profondes de type puits pour lesquelles les informations restent approximatives concernant leur profondeur.

On présente ci-dessous le type de fondation de la structure existante (soit puits, soit la surface en m² de semelle sous poteau), en lien avec le profil géologique proposé par le rapport. Pour le rendre plus lisible, on présente successivement :

- ✓ Travées 10 9 8
- ✓ Travées 7 6 5
- ✓ Travées 4 3 2
- ✓ Travée 1



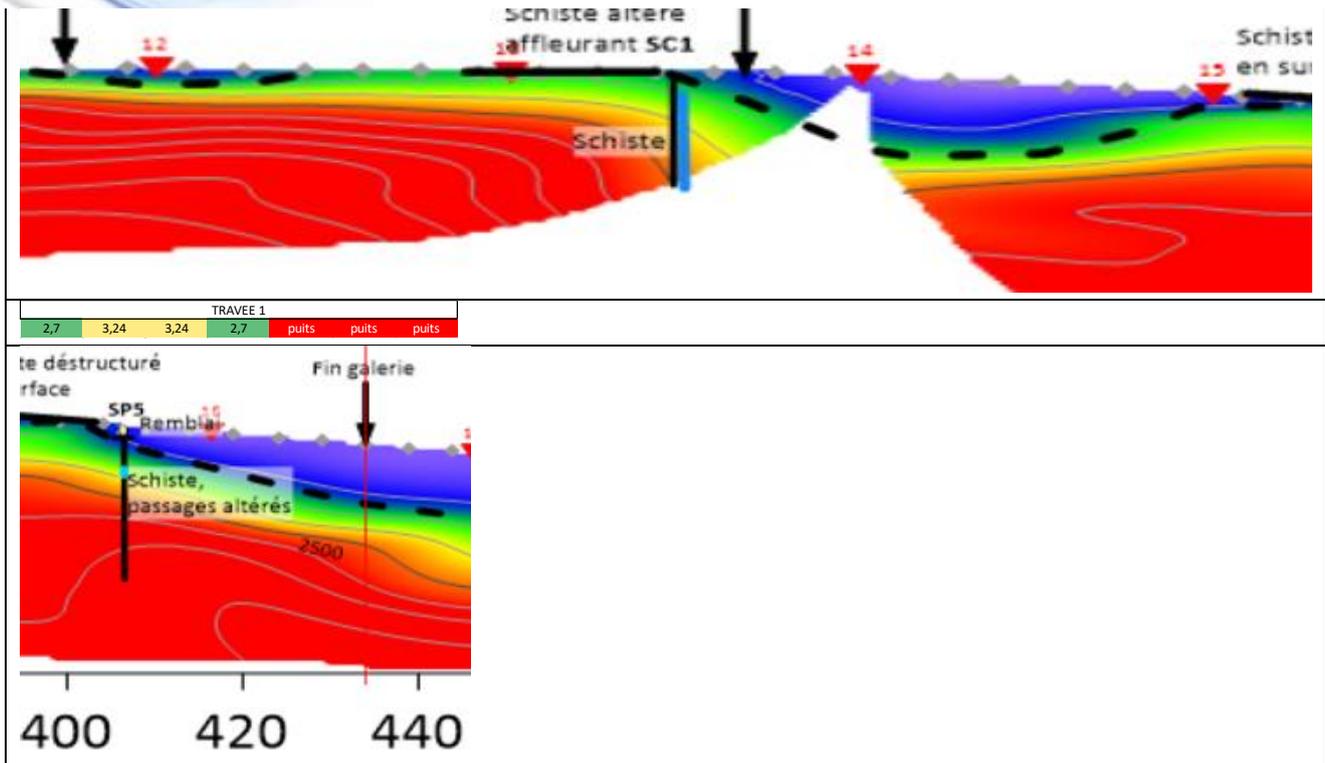


Tableau 4 : Correspondance fondations existantes / profil interprété de la géophysique

À noter que ces investigations ne recouvrent pas l'ensemble du linéaire côté rallongement de 110 ml, et que sa position à 1.5 m côté aval empêche d'avoir une idée précise de la stratigraphie au niveau du mur amont.

Dans la suite de la présente note et le reste des livrables, nous allons appeler la couche superficielle par **des éboulis** et la formation rocheuse par du **rocher**.

3. Documents d'archives graphiques

Le MOA a mis à disposition, dans le cadre de l'offre, de nombreux plans et documents d'archives concernant l'ouvrage existant.

Cela nous a permis de redessiner entièrement l'ouvrage dans une maquette BIM géolocalisée, en vue de s'appropriier l'ensemble des archives graphiques mais aussi d'anticiper les interactions entre la nouvelle structure et l'ancienne (cf. plus loin dans le rapport).

Il semble que les plans d'archives datent de l'exécution de l'ouvrage à l'époque néanmoins, nous ignorons si l'entreprise a réalisé l'ouvrage à l'identique de ces plans, étant donné certaines incohérences entre la réalité et les plans.

Parmi ces documents, nous trouvons la coupe transversale de la galerie (voir **Figure 2**).

Incertitude : d'après le **Tableau 3** l'épaisseur reconnue du mur est de 2 à 3 m à 1-1.5 m au-dessus de la chaussée alors que la coupe type du mur amont de l'ouvrage indique une épaisseur de 2 m environ à la hauteur de 1.5 m par rapport à la chaussée.

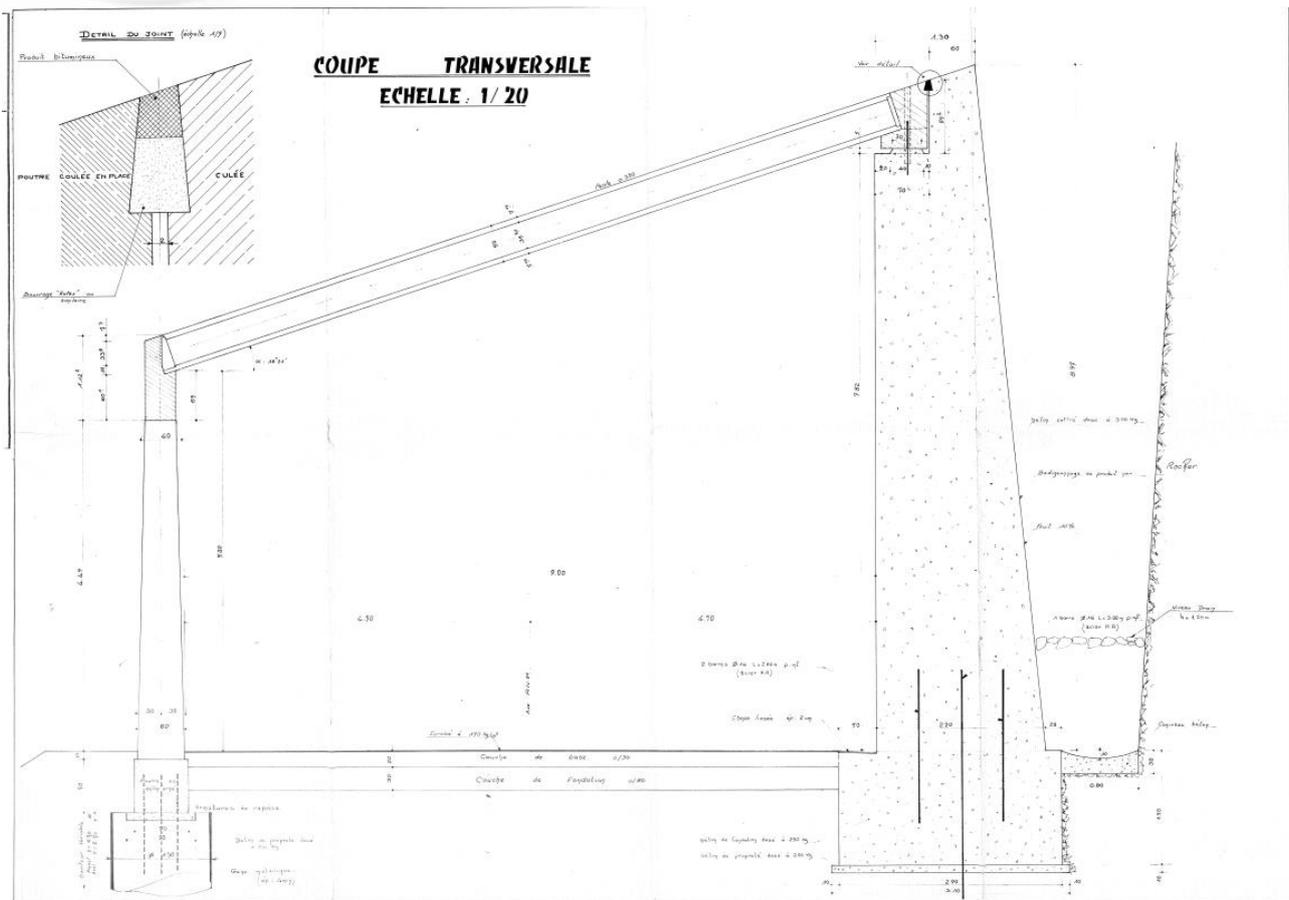


Figure 2 : Coupe transversale de l'ouvrage existant (document d'archives).

De plus, nous avons constaté, lors de nos visites sur place, que la face amont du mur amont peut avoir d'autres configurations géométriques.

Nous avons donc décidé d'effectuer une visite de site détaillée afin de mieux comprendre le mur amont et les caractéristiques du versant.

4. Données complémentaires transmises par le Maître d'Ouvrage le 17/08/22

Les paragraphes ci-avant ne tiennent pas compte des éléments complémentaires transmis par le Maître d'Ouvrage le 17/08/22. L'analyse du rapport des investigations géotechniques conduites par ERG entre juillet et août 2022 amène les commentaires suivants :

- ✓ Les informations supplémentaires ne sont pas de nature à remettre en cause les choix de conception déjà réalisés (interface éboulis/rocher, épaisseurs de remblais derrière le mur amont, conservation du mur amont, etc.),
- ✓ Les sondages verticaux faits sur la file amont de l'ouvrage montrent parfois des épaisseurs d'éboulis importantes mais qui restent à relativiser :

- L'ouvrage actuel n'a pas montré de tassement important depuis sa construction. De plus, là où le mur amont est démoli et remplacé (travée 1), la nouvelle structure est moins lourde
- Au niveau des travées 9 et 10 existantes, la nouvelle traverse en béton armé associé aux contre-voiles permettra un certain encastrement du mur amont, ce qui sera bénéfique,
- Dans le cas où le mur amont est reconstruit, son implantation est située plus en amont que le point de localisation du sondage (exemple avec SD 101 : les 2 traits bleus schématisent l'implantation des pénétrations amont et aval), ce qui permet d'anticiper une réduction de la hauteur d'éboulis, étant donné qu'on se rapproche du versant.

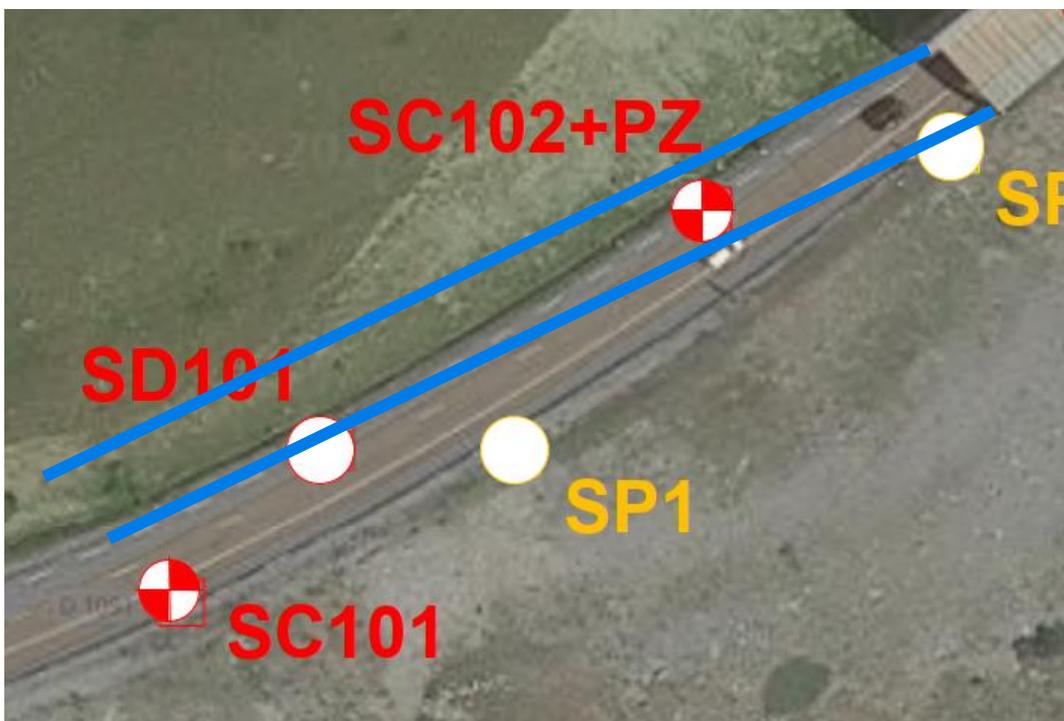


Figure 3 : Extrait du rapport ERG du 17 août 2022

- ✓ Les sondages verticaux faits sur la file aval de l'ouvrage ne sont pas toujours cohérents avec les épaisseurs de remblais données par l'étude Géolithe (par ex : au droit du sondage SD102). À ce titre, il nous paraîtrait intéressant d'avoir, à la lumière de ces derniers éléments, une nouvelle interprétation de Géolithe sur sa compagnie géophysique,
- ✓ Les sondages horizontaux confirment l'épaisseur importante du mur amont. La mention « parfois armé » du mur amont est cohérente avec les quelques scellements verticaux représentés sur les coupes transversales.

5. Données complémentaires transmises par le Maître d'Ouvrage le 21/12/2022

Le Maître d'Ouvrage a adressé mi-décembre 2022 un complément d'information sous la forme d'un rapport de reconnaissances géophysiques établi par Géolithe (réf. 21-715-II-1 du 18/08/2022). Ce rapport comprend le compte rendu des reconnaissances de 2021 déjà communiqué dans le dossier de consultation (réf. 21-715-I-1 du 22/09/2021) et le compte rendu de reconnaissances complémentaires effectuées en 2022 :

Campagnes	Profils sismiques réfraction et profils électriques	Profils MASW	Diagraphies optiques en sondages
2021	PS1/PE1 (475 m à l'aval) PS4/PE4 (115 m à l'amont côté Briançon)	PS1a, PS1b, PS1c, PS1d (esp. \approx 100 m à l'aval)	
2022	PS2/PE2 (117,5 m à l'aval) PS3/PE3 (237,5 m à l'amont côté Lautaret)	Mesures inexploitable	SC101 de 6,1 m à 14,3 m SC102 de 1,7 m à 15,2 m SC103 de 1,6 m à 15,1 m SC106 de 6,2 m à 18,2 m

(La numérotation des profils est celle du dernier rapport du 18/08/2022)

Tableau 5 : Synthèse des essais transmis par le MOA le 21/12/22

IndC

L'intégralité des essais a permis de mettre au point les documents suivants :

- ✓ Plan d'implantation de l'ensemble des reconnaissances géophysiques et sondages mécaniques,
- ✓ Carte des isohypses du toit du substratum rocheux calculées par interpolations entre sondages mécaniques,
- ✓ Profils en long du toit du substratum rocheux (tirés de la carte isohypse précédente) le long de chacun des piédroits amont et aval, avec les données issues de la sismique réfraction.

Nos conclusions confirment les hypothèses envisagées préalablement :

- ✓ Profils sismiques réfractions :
Le toit du substratum estimé d'après PS2 dans le prolongement de PS1 est parfaitement cohérent avec les observations en sondages mécaniques et avec ce que nous avons anticipé : quelques mètres de matériaux meubles sous le piédroit aval de la galerie prolongée, qui sera donc fondé sur micropieux.
Le toit du substratum estimé d'après PS3 est parfaitement cohérent avec les observations en sondages mécaniques sur le premier tiers du profil côté Lautaret ; le piédroit amont de la galerie prolongée pourra être fondé superficiellement sur ce tronçon.
Sur les deux tiers restants (c'est-à-dire au droit du mur poids existant qui est conservé), il indique un toit du substratum s'écartant (vers le haut) des observations en sondages mécaniques ; cela signifie que le rocher remonte nettement quand on s'écarte du piédroit amont, voire que les éboulis sont serrés, permettant ainsi un bon scellement des ancrages qui seront installés en tête de mur.

✓ MASW

Les mesures MASW sur les nouveaux profils sismiques PS2 et PS3 n'ont pu être exploitées mais les vitesses v_p sont du même ordre que sur PS1 et par ailleurs l'épaisseur des matériaux meubles mise en évidence est relativement faible. Nos conclusions sur la classe de sol à retenir pour le dimensionnement sismique restent inchangées.

✓ Diagraphies optiques en sondage

Elles mettent en évidence des structures orientées N160 environ (foliation et discontinuités plus ou moins ouvertes) qui correspondent aux principales structures régionales (Crête de Côte Plaine, vallée de la Guisane par exemple).

Le pendage de la foliation est de l'ordre de 60° vers l'ouest, comme on peut le voir sur les affleurements quand on parcourt le toit de la galerie :



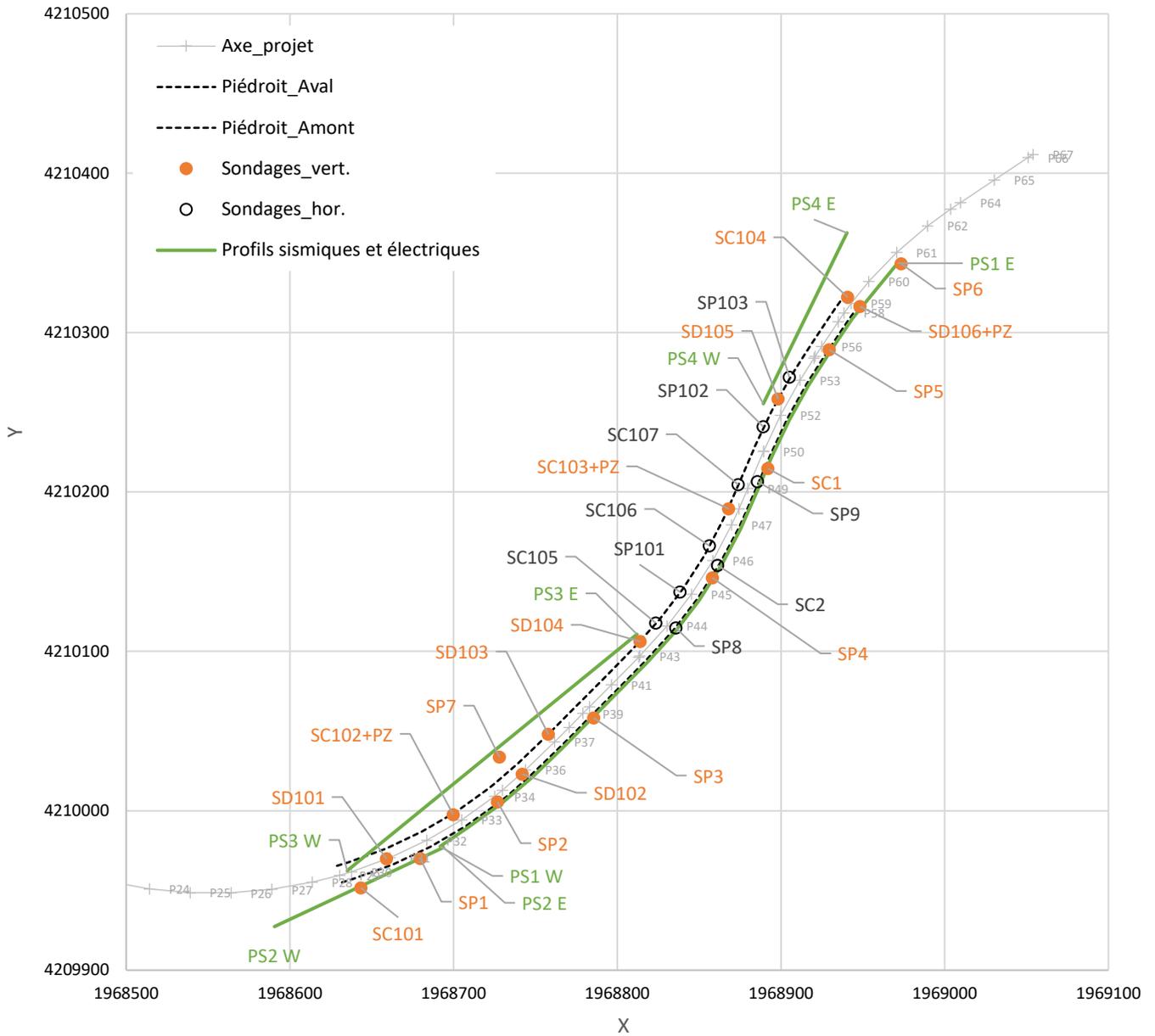
Des discontinuités, moins nombreuses, présentent un pendage vers l'est ; on peut en observer un échantillon sur le premier pointement rocher rencontré quand on parcourt le toit de la galerie d'est en ouest :



Ces discontinuités ne présentent pas un caractère défavorable pour la stabilité de la zone d'ancrage des micropieux de fondation du piedroit à l'aval ou des tirants en tête du mur amont.

6. Synthèse globale des reconnaissances et de leur interprétation

Implantation des reconnaissances



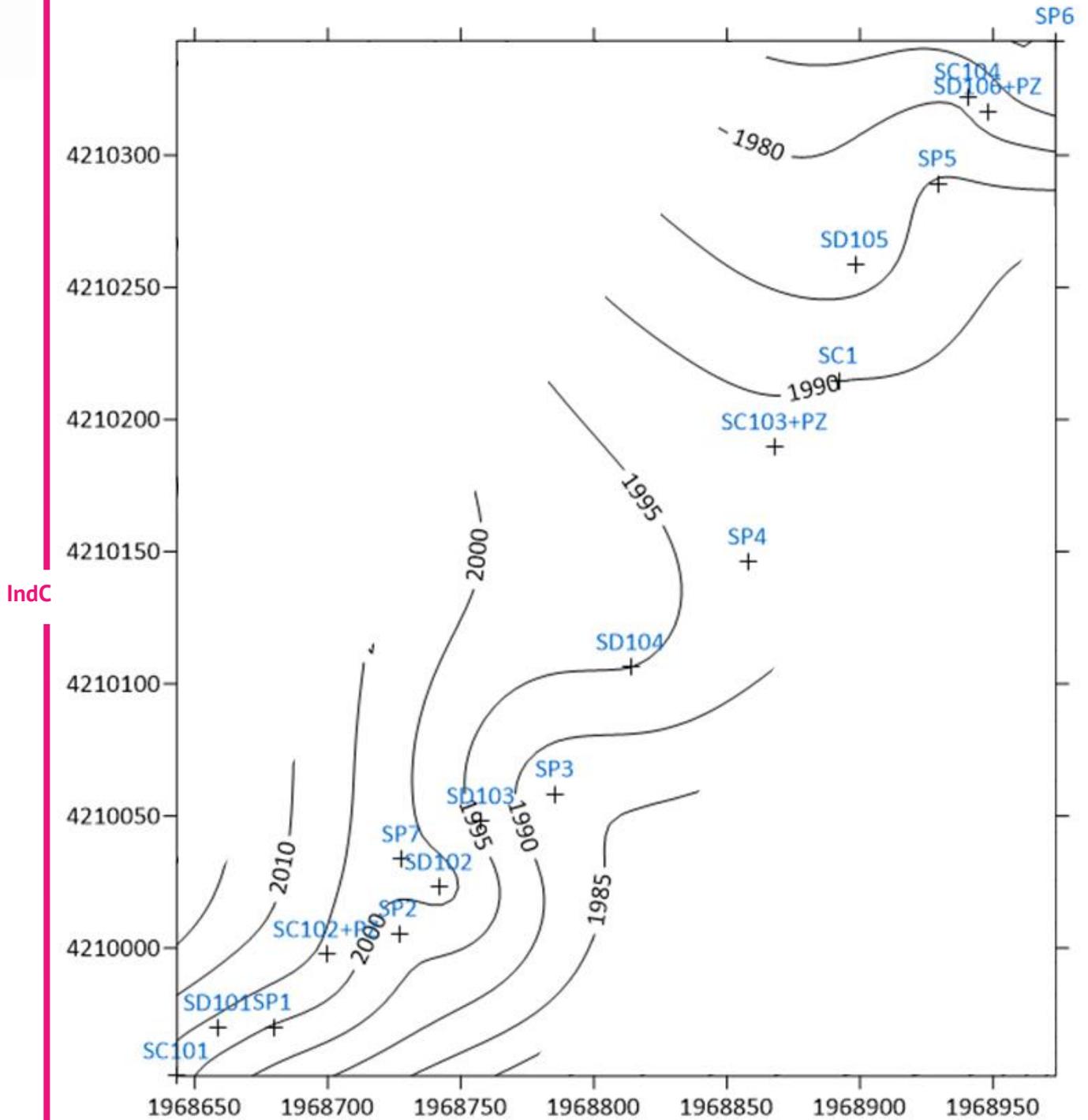


Figure 5 : Carte des isohypses du toit du substratum rocheux d'après sondages mécaniques

IndC

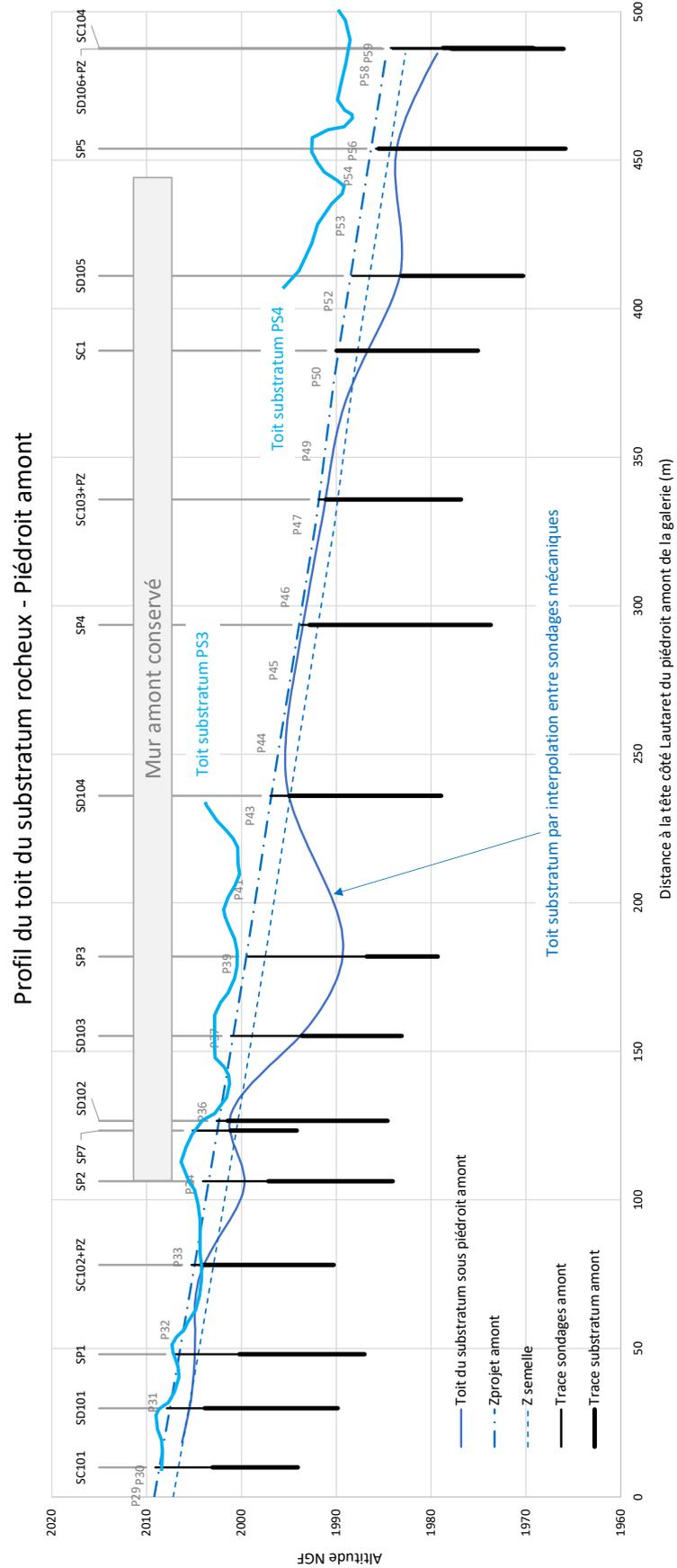


Figure 6 : Profil du toit du substratum rocheux – piédroit amont

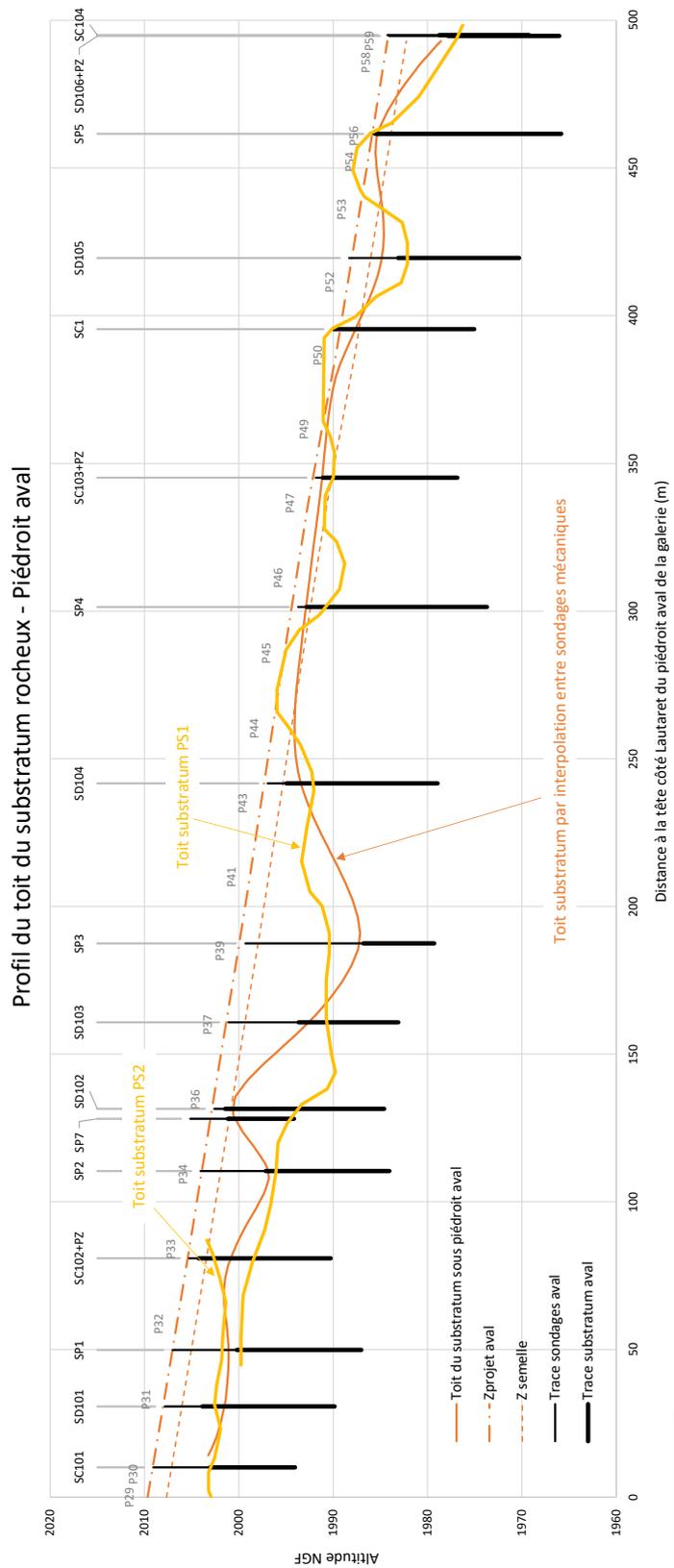


Figure 7 : Profil du toit du substratum rocheux – piédroit aval

#3 – Visite virtuelle 3D du site et reconstitution 3D de la galerie de la Marionnaise

1. Visite Virtuelle 3D

Nous avons réalisé environ 1 capture 360° tous les 10 m, au-dessus, dedans et en dessous de la galerie, afin de permettre à tous les acteurs d'avoir accès à une plateforme type « Google Street View » et pouvoir analyser l'ouvrage existant sous toutes ses coutures.

Cette visite a été encadrée par l'ingénieur hydraulicien (cf. rapport dédié) et un directeur technique spécialisé matériaux et mécanique des roches, pour maximiser l'enregistrement des points d'intérêts.

L'analyse détaillée de l'état du mur amont a été grandement favorisée par cette visite physique associée à cette visite virtuelle.

Cette visite virtuelle pourra être mise à disposition du MOA dans une phase ultérieure.

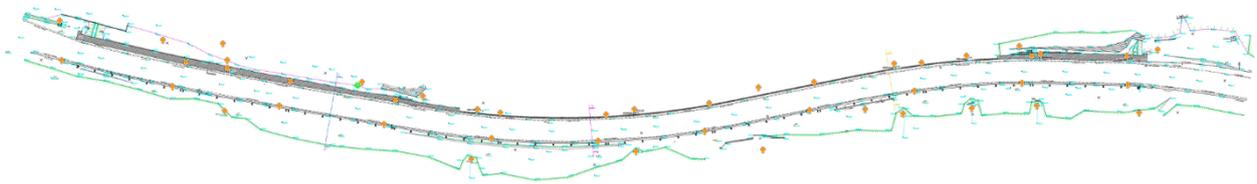


Figure 8 : Repérage en plan d'une fraction des prises de vues à 360°

Exemples de prises de vue :





En particulier, nous avons interprété qu'il y a 3 géométrie générale de mur amont, ce qui nous a permis une analyse statique distincte de chacune des géométries pour le dimensionnement de l'ouvrage définitif.

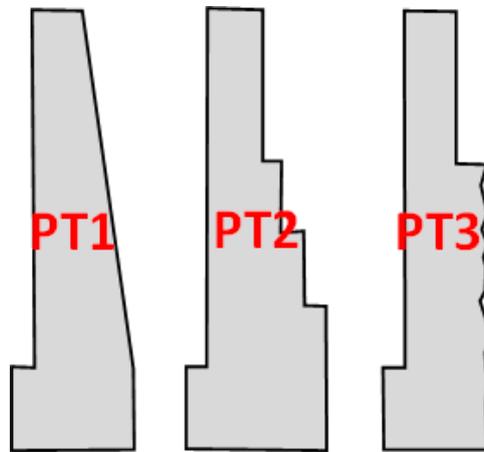


Figure 9 : Coupe transversale interprétées par Arcadis suite à la visite de site.

2. Reconstitution 3D de l'ouvrage

Avec les plans d'archive, la note de 1963 et la visite virtuelle, nous avons pu reconstituer l'ouvrage existant en 3D.

La principale incertitude concerne la cote de la base des fondations superficielles, qui n'est pas indiquée et a dû être probablement choisie en cours d'exécution pour avoir une assise sur le rocher ou sur des éboulis sains (peut-être avec de la substitution ?).

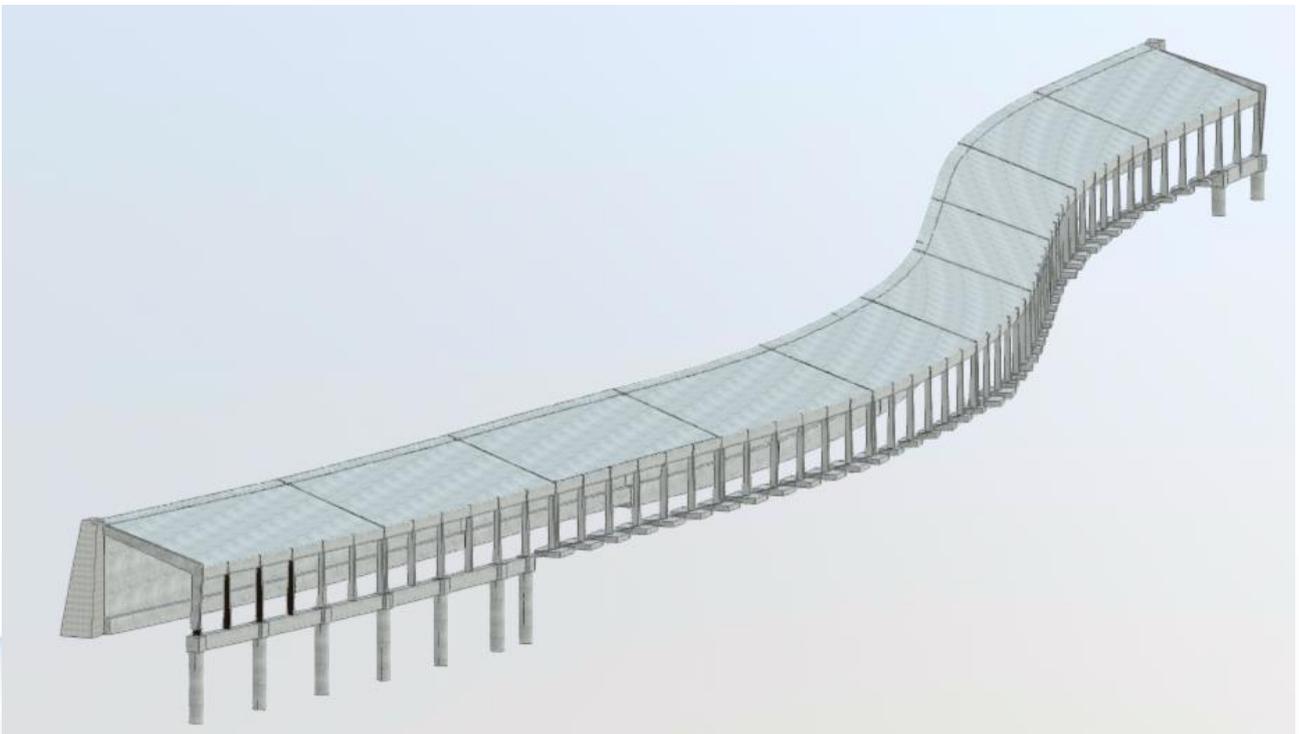


Figure 10 : Vue depuis l'aval

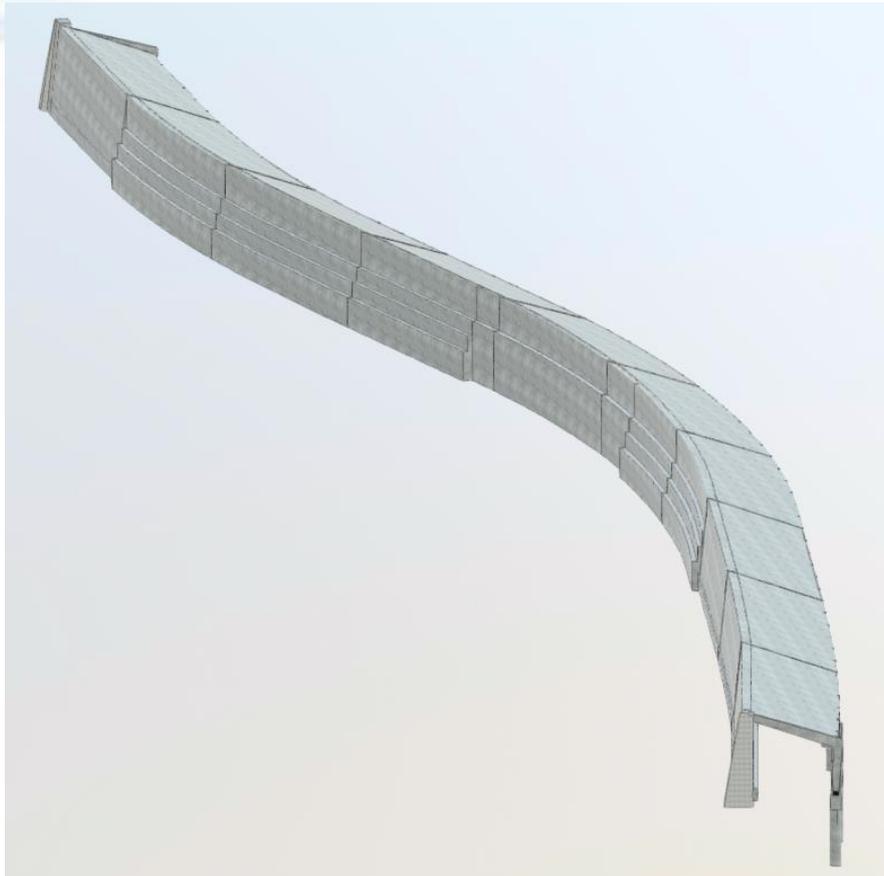


Figure 11 : Vue des différents types de mur amont



Figure 12 : Vue de dessous

#4 – Interprétation géotechnique du site

1. Analyse géotechnique

a) Profil géologique

À la suite des analyses menées sur les données d'entrée, nous distinguons deux profils en long pour le projet à savoir un profil en aval et un profil en amont.

Profil aval :

Le profil aval sera à l'identique des résultats des campagnes géotechniques et géophysiques. La couche des éboulis est donc très variable le long de ce profil.

Profil amont :

Quant au profil amont, les investigations fournies par le MOA, ainsi que le fait que la route a été à l'origine taillée dans le versant, nous laissent supposer que les fondations de l'ouvrage seront toujours situées sur le rocher sain.

b) Paramètres géotechniques

Les paramètres de déformabilité des éboulis et du rocher sont issus de la campagne géotechnique. Pour le rocher, certains paramètres nécessaires aux calculs sont issus de la littérature ou alors du REX sur des ouvrages similaires. Nous détaillons l'ensemble de ces paramètres ci-dessous :

Eboulis :

Pour la vérification de la stabilité du mur amont en phase de chantier, les sondages exploités pour estimer les paramètres de déformabilité des éboulis sont le SP2 et SP3 à partir d'une profondeur de 2.9m (base théorique des semelles du mur amont). Les sondages SP1 et SP6 ont été écartés, car ils sont loin de la section étudiée. En revanche, ces deux derniers sondages ont été intégrés pour estimer les paramètres de déformabilité pour les nouvelles structures.

Nota : les valeurs de Pl^* et Em sur le SP3 à 7.5m ont été écartées.

Sondage	Pl^* (MPa)	Em (MPa)
SP2	1,42	13,62
	0,58	3,5
	2,2	22,82
SP3	0,73	6,1
	0,45	2,84
	0,5	4,45
	0,22	0,79
	0,72	3,69
	0,44	2,89
Moyenne géométrique	0,65	4,47

Sondage	Pl^* (MPa)	Em (MPa)
SP1	0,28	1,63
	0,44	4,36
	0,41	2,16
SP2	1,42	13,62
	0,58	3,5
	2,2	22,82
SP3	0,73	6,1
	0,45	2,84
	0,5	4,45
	0,22	0,79
	0,72	3,69
	0,72	3,69
SP6	0,09	1,15

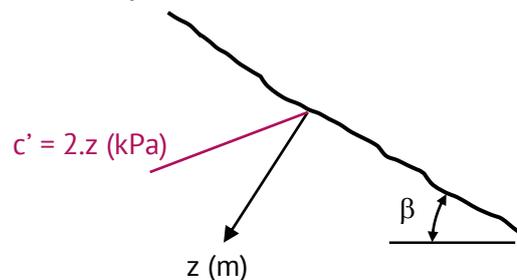
	0,22	0,95
	0,33	3,33
	0,43	3,47
Moyenne géométrique	0,45	3,25

Conformément à la NF P 94-261, nous retenons la moyenne géométrique des Pl^* et Em .

Pour les autres paramètres de résistance, on s'appuie sur des paramètres de résistance calculés par rétro-analyse de la stabilité des pentes à l'amont et à l'aval du paravalanche en l'absence de nappe (on peut aussi considérer que les paramètres intègrent la présence d'une éventuelle nappe) ; à l'amont on observe des pentes à $34-36^\circ$ ($F = 1,2$ à $1,3$) et à l'aval on observe des pentes à $37-38^\circ$ au droit des plots 9-10 où la chaussée et les barrières New Jersey sont très déformées ($F = 1,1$) ; on n'envisage que des glissements plans parallèles aux pentes et leur stabilité est estimée par :

$$F = \frac{c'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} + \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \text{ (notations habituelles)}$$

On retient *in fine* $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\varphi' = 35^\circ$; $c' \text{ (kPa)} = 2.z \text{ (m)}$, z étant la profondeur sous la surface du terrain ; pour les calculs faire une moyenne sur la hauteur de terrain concerné.



Interface sol-mur amont existant : $\delta/\varphi' = 1$

Rocher (schistes) :

Le rocher sain présente les caractéristiques suivantes :

- ✓ $Pl^* > 5 \text{ MPa}$
- ✓ $Em > 300 \text{ MPa}$

Au vu du site, il n'y a pas de poussée active du rocher sur l'ouvrage.

Synthèse :

Formation	Poids volumique	Déformabilité				Résistance (*)				
	γ_h (kN/m ³)	Pl* (MPa)	Em (MPa)	α	E = $3E_M/\alpha$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	R _c (MPa)	R _t (MPa)	q _s (kPa)
Eboulis	20	0.6	5	1/3	40	2*z (**)	35	-	-	100
Rocher	20	5	300	2/3	1 350	5 360	60	40	1.6	500

(*) Les paramètres de cisaillement et de résistance sont issus de la littérature et du REX.
(**) z la profondeur sous la surface

Tableau 6 : Synthèse des paramètres géotechniques

Si on a des remblais, on retient les hypothèses suivantes : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 35^\circ$; $c' = 0$.

c) Hypothèse de poussée sur le mur amont

Cas de remblaiement simple de la paroi amont : on considèrera un chargement triangulaire sur la base du K_0 .

Cas où on a un remplissage de matériaux entre le mur amont et le rocher (détecté à chaque sondage horizontal quand le terrain est contre le mur amont), on considère un chargement de type silo : cela permet d'écarter les poussées et de prendre en compte le frottement des éboulis entre les deux faces.

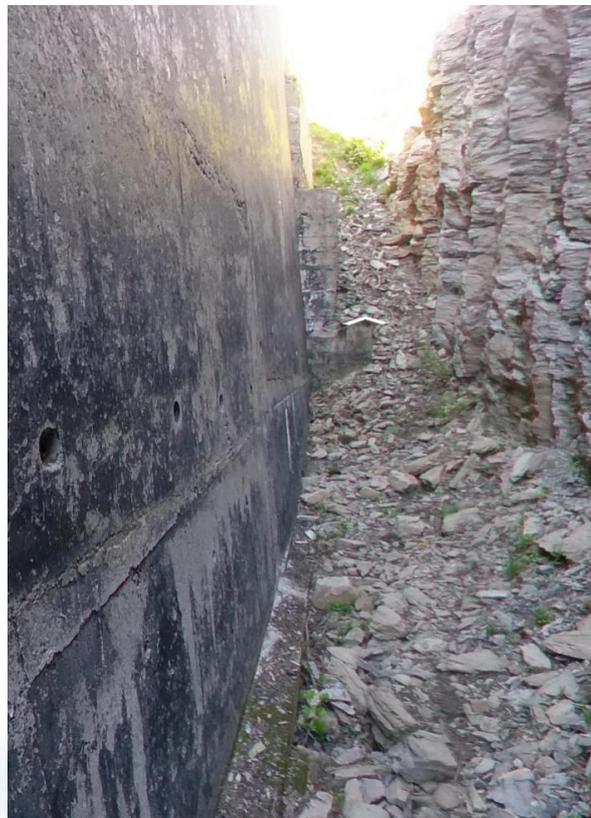
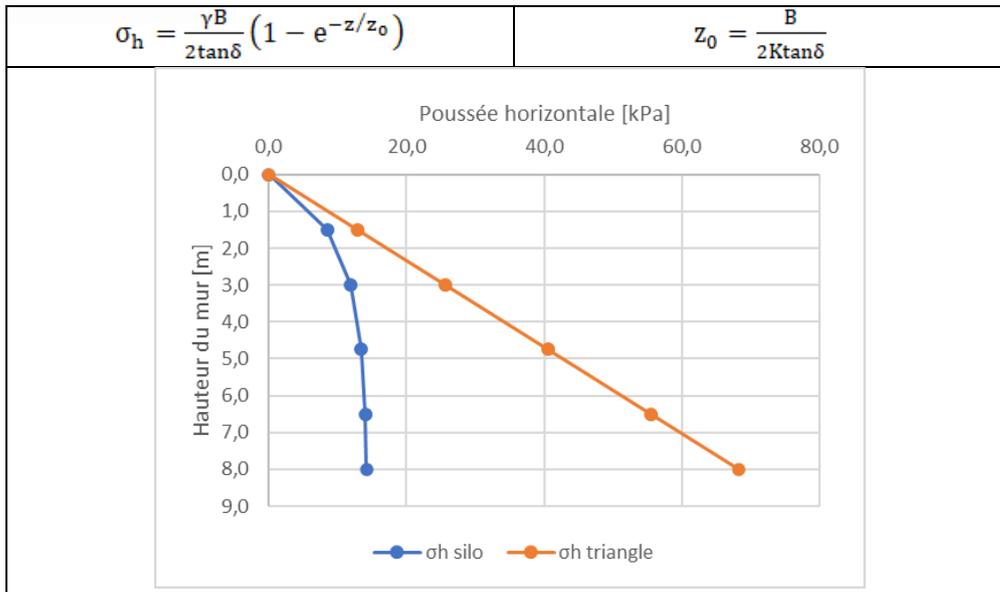


Figure 13 : Transition entre le mur amont de la travée 1 et de la travée 2 (extrait visite virtuelle)

Exemple de calcul de la poussée pour un silo de 1 m de largeur constante, par rapport à une charge triangulaire :



2. Séisme : aspects réglementaires et effet global de site

a) Détermination des coefficients sismiques

La commune du Monétier-les-Bains se situe en **zone d'aléa sismique moyen** = zone 4 (cf. [11]).

En zone de sismicité 4, l'accélération horizontale maximale de référence agr vaut $1,6 \text{ m/s}^2$ (cf. [6] – article 4).

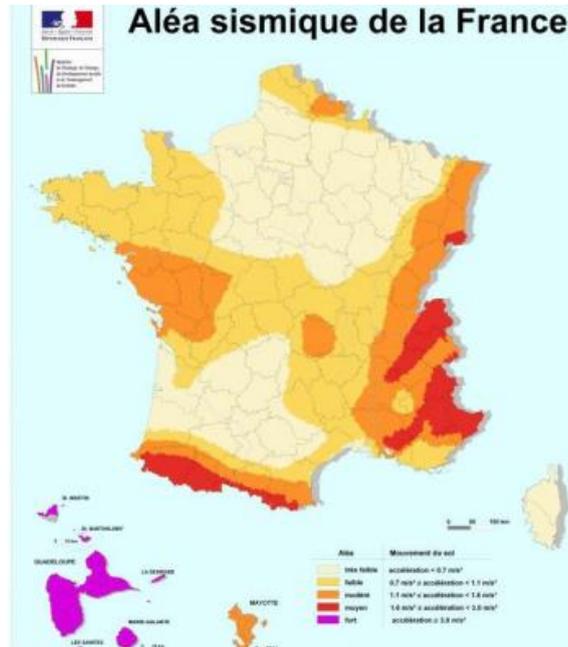


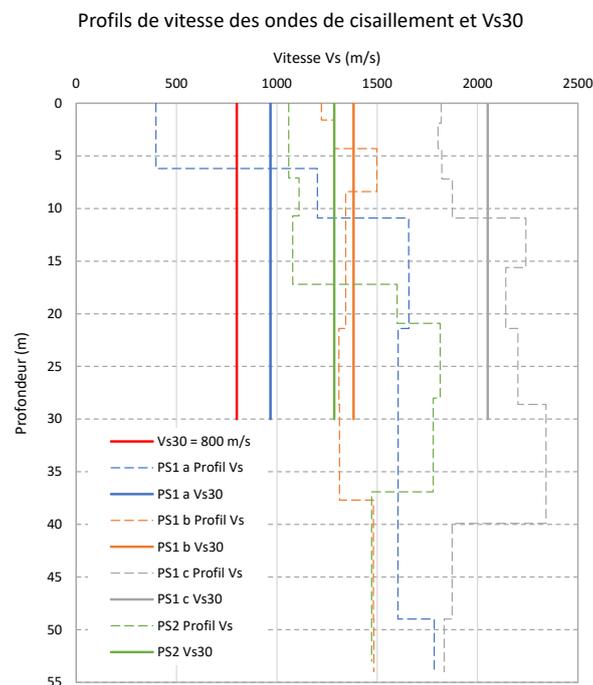
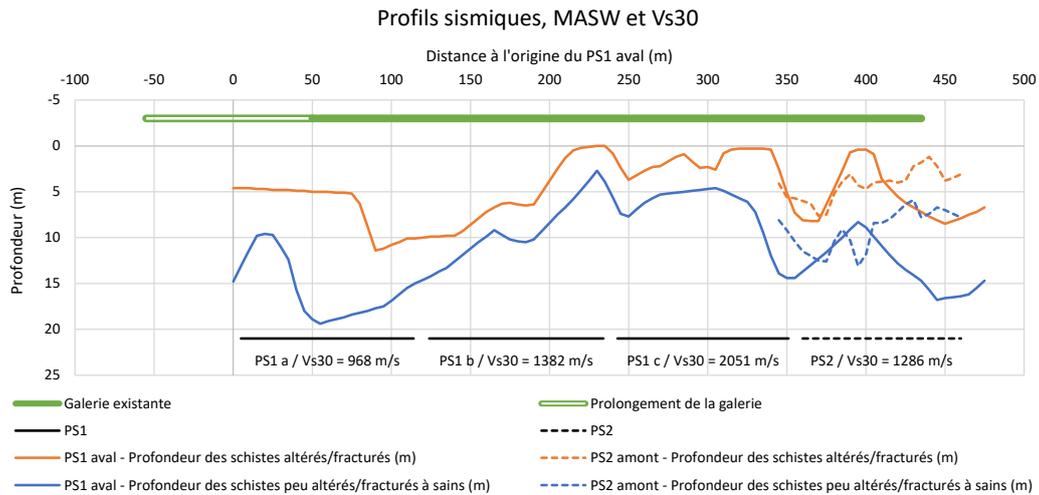
Figure 14 : Carte des zones sismiques en France

Catégorie d'importance de la galerie : Catégorie III : ouvrage dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique (EC8-1 §4.2.5) – conformément à la réponse apportée par le MOA le 03/06/2022. Le coefficient d'importance vaut $\gamma_I = 1.2$ (cf. [6] – article 4).

Classe de sol : Conformément à l'étude géophysique transmise dans le DCE (profils MASW), le rocher est de classe A (voir détail ci-dessous), soit $S = 1$ (cf. [6] – article 4). On prend par ailleurs en compte les éboulis via une majoration du coefficient d'amplification topographique S_T conformément à EC8-5 Annexe A.2.

Notre choix de la classe de sol (classe A) est fondé sur les résultats des acquisitions par la méthode MASW des profils des ondes de cisaillement et la V_{s30} qui en résulte, conformément à la Clause 3.1.2 (1)-(3) de l'Eurocode 8-1 [7].

Les résultats de ces investigations géophysiques [3], qui couvrent pratiquement l'ensemble de la galerie, sont rappelées ci-après.

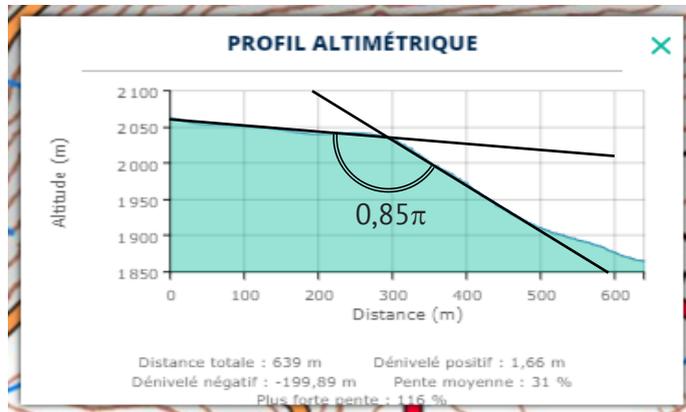


Il apparait que la vitesse des ondes de cisaillement est toujours supérieure à 1000 m/s sauf entre 0 et 6 m de profondeur au droit du profil PS1a où l'épaisseur des éboulis et schistes altérés est la plus forte. La Vs30 des 4 profils est cependant sensiblement supérieure à 800 m/s (y compris en PS1a) ce qui justifie le choix de la classe A.

Cette approche par la Vs30 est préférable à l'approche par le seul profil stratigraphique (Tableau 3.1 de [7]) ; c'est d'ailleurs celle conseillée (Clause 3.1.2 (2) de [7]).

Les Vs30 issues des investigations MASW pourraient être confirmées par des essais cross-hole ou down-hole peut-être plus classiquement employés en géotechnique, en particulier dans les zones de fortes épaisseurs d'éboulis et schistes altérés. Notons toutefois que le benchmark « InterPacific » [10] conclut que ces essais cross-hole ou down-hole ne sont pas supérieurs en précision aux essais MASW, tout en étant plus onéreux.

Amplification topographique : Conformément aux indications de l'Annexe A de l'Eurocode 8-5 [8], on retient $S_T = 1.2$ sur le rocher – en effet, le site est en contrebas de la crête avec pente moyenne de l'ordre de 30° . On peut aussi estimer sa valeur suivant [9] soit $S_T = \frac{\pi}{0,85\pi} \approx 1,17$ (voir figure ci-dessous).



Il est important de souligner que la présence d'éboulis sur le site de la galerie est prise en compte dans la définition de l'action sismique en majorant de 20 % le coefficient d'amplification topographique suivant l'Annexe A de l'Eurocode 8-5 [8]. Ainsi, on pourrait retenir $S_T = 1.2 + 20\% = 1.4$ sur les éboulis.

Analyse des ouvrages de soutènement et de la structure principale (EC8-5 §7) :

Calcul des accélérations :

$$a_N = \gamma_1 \times a_{gr} \times S \times S_T = 1.2 \times 1.6 \times 1 \times (1.2 \text{ à } 1.4) = 2,3 \text{ (rocher) à } 2,7 \text{ (éboulis) m/s}^2.$$

$$a_{gv} = 0.9 a_g = 0.9 \gamma_1 \times a_{gr} \times S_T = 1.2 \text{ (rocher) à } 1.4 \text{ (éboulis) m/s}^2.$$

Par ailleurs, on retiendra une valeur de 1 pour le coefficient r (cf. EC8-5 §7.3.2.2 Tableau 7.1, (5), (6)) et un rapport $k_v/k_h = 0.5$ (cf. EC8-5 §7.3.2.2 (4)P). Finalement :

$$k_h = a_N / g / r = 0.23 \text{ (rocher) à } 0.27 \text{ (éboulis)}$$

$$k_v = 0.5 k_h = 0.12 \text{ (rocher) à } 0.14 \text{ (éboulis)}$$

Analyse de la stabilité du site (EC8-5 §4)

(NOTA : les coefficients sismiques ci-dessous ne sont pas les mêmes que ceux nécessaires au calcul structurel)

$$k_h = 0.5 \times \alpha \times S = 0.5 \times \gamma_1 \times a_{gr}/g \times S \times S_T = 0.5 \times 1.2 \times 1.6 / 9.8 \times 1 \times 1.4 = 0.14$$

$$k_v = 0.5 k_h = 0.07$$

$$\theta = \text{atan}(k_h/(1-k_v)) = 8.5^\circ.$$

b) Identification d'une problématique majeure de conception

Le rocher est stable au séisme mais il est peu probable que les éboulis le soient sous cette accélération. Un déplacement pluri-centimétrique est prévisible. On présente au §7 une analyse détaillée des éboulis sous séisme afin d'avoir une première idée de l'ampleur de la problématique.

La conception des fondations qui traversent les éboulis doit être adaptée en conséquence.

Le séisme est donc un sujet majeur de conception de la nouvelle galerie de la Marionnaise, l'existante n'ayant pas été soumise à une telle réglementation lors de sa conception. La note de calcul de 1963 n'aborde pas ce sujet, néanmoins on remarque sur les plans d'archives que les semelles superficielles sont reliées entre elles par une longrine longitudinale de dimension un peu incertaine : il s'agit clairement de dispositions parasismiques de type bâtiment, afin que tout l'ouvrage se déplace de manière plus monolithique.

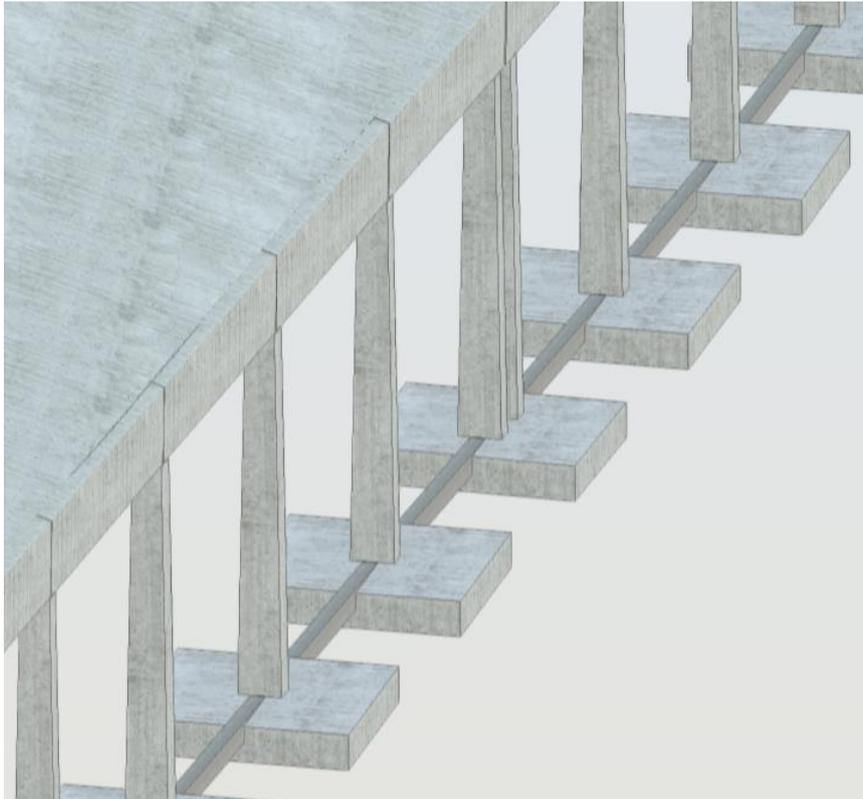


Figure 15 : Extrait maquette de l'ouvrage existant

c) Hypothèse de poussée dynamique du silo de terrain

On estimera la poussée latérale complémentaire conformément à la géométrie du problème. Pour un silo de largeur B, avec les notations du paragraphe précédent, on a (EC8-5 Annexe E.9) :

$$\Delta p_{\text{dyn}} = \alpha \times S \times \gamma \times B = 0.27 \times 1 \times 20 \times B = 5 \times B \text{ (kPa)}$$

Pour une largeur de 1 m, cela donne 5 kPa complémentaires et constants toute hauteur du mur amont.

3. Choix de conception de l'ouvrage et de ses fondations

Pour la structure du nouveau paravalanche, il est prévu de concevoir un portique d'une épaisseur entre 50 et 60 cm avec une traverse supérieure pentée à 10°, reposant soit sur deux voiles neufs, soit

sur un voile aval neuf et sur le mur amont existant après plusieurs travaux de protection et de consolidation.

Ainsi, il faut prévoir des fondations à l'amont et à l'aval. Les choix ont été orientés de cette manière :

- ✓ Côté amont : on suppose être toujours sur le rocher, donc on prévoit des fondations superficielles de type semelle filante (ordre de grandeur : 1.50 m à 2.00 m)
- ✓ Côté aval (cf. profil visualisé au #2) :
 - Si le rocher est à moins de 4 m de profondeur (le plus souvent à moins de 2 m), on prévoit des fondations superficielles de type semelle filante de 2.50 m de largeur, avec un peu de substitution de terrain si nécessaire, en s'adaptant à la profondeur actuelle des fondations de l'ouvrage existant
 - Si le rocher est plus profond, on retiendra des micropieux (MP) axés sous le mur, avec une file verticale (1 MP tous les 2 m) et une file en quinconce inclinée à 30° (1 MP tous les 4 m), afin de mieux reprendre les sollicitations dissymétriques et sismique

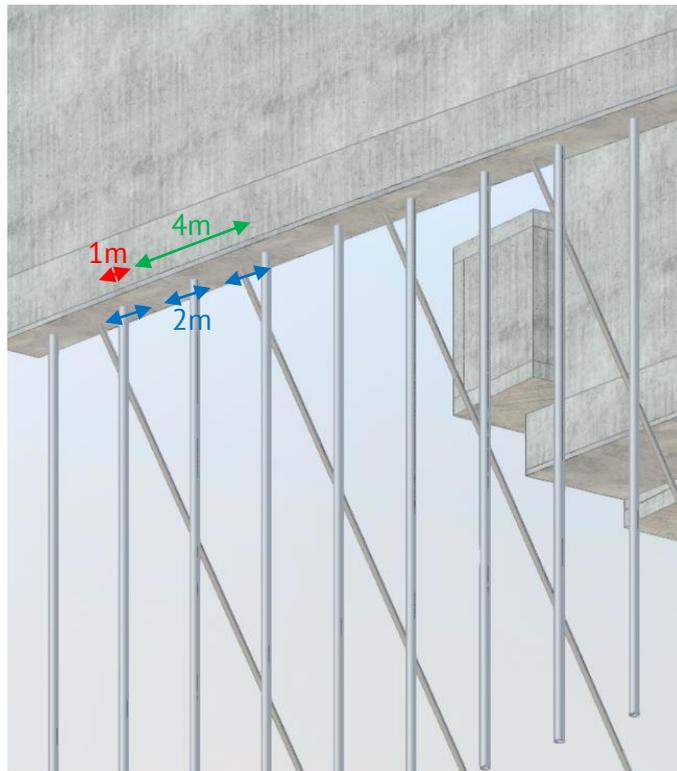


Figure 16 : Vue de dessous de l'ouvrage projeté montrant l'espacement entre micropieux

Compte tenu de la variabilité des situations le long du projet, cela nous a amené à définir 6 coupes-types différentes. Ceci est décrit plus précisément dans la note d'hypothèse constructive (via un synoptique fourni en annexe), et justifié dans la note de prédimensionnement.

Pour la réutilisation du mur amont, se référer au §5 qui présente deux expertises menées pour justifier la durabilité nécessaire au projet, c'est-à-dire 100 ans. Une analyse précise de la stabilité du mur en statique et en dynamique est présentée au §6.

NOTA : les hypothèses décrites dans ce chapitre sont conservatrices néanmoins, ces hypothèses n'exemptent pas la réalisation d'une nouvelle campagne géotechnique sur le profil amont et aval de la galerie pour mieux apprécier les terrains sur place. En effet, la stratigraphie dans le sens transversal de l'ouvrage est assez largement inconnue, et les paramètres nécessaires à la justification à ce stade des fondations sont issues de bibliographie et d'expériences antérieures. Elles renferment donc une incertitude notable → cf. §8 concernant les principes de reconnaissances complémentaires.

#5 -Expertise menée pour justifier la réutilisation du mur amont

1. Choix de conception du groupement

Afin de limiter les travaux de démolition, éviter les soutènements successifs de la paroi, et rapprocher la nouvelle route de l'amont (ravin parfois très proche), il a été retenu de réutiliser un maximum de travées existantes du mur amont. À ce stade, nous prévoyons de réutiliser toutes les travées, sauf la première afin de mieux raccorder le tracé avec le Pont de Roche Noire.

Nous avons donc mené une expertise matériaux en interne ingénierie, avec l'appui du **CERIB**. Le **CERIB** est un Centre Technique Industriel (CTI), centre de recherches et d'innovation. Son expertise pour les domaines de la construction et en particulier pour l'industrie du béton (matériau et produits préfabriqués) ainsi que ses équipements de pointe lui permettent d'accompagner les industriels et prescripteurs du marché en leur fournissant appui technique et information. Il est soumis à un contrat de performance entre l'Etat et la Fédération Internationale du Béton (FIB).

Ceci contribue également à une économie de matériaux sur le projet.

2. Conclusions de l'analyse du CERIB

Le rapport du CERIB a été joint en **Annexe 3** du présent rapport.

La conclusion concernant la réutilisation du mur amont est positive. Les points saillants sont rappelés ci-dessous :

- ✓ Les pollutions identifiées ne sont pas dommageables pour la durabilité d'un mur en béton non armé
 - ✓ Les sollicitations mécaniques à l'ELS QP doivent rester modestes
 - Réponse groupement : dans la note de prédimensionnement on démontre qu'elles restent bien en-dessous de 1 MPa, quand la résistance caractéristique actuelle du mur a été estimée à 28 MPa
 - ✓ Protection des faces exposées aux sollicitations externes :
 - Mise en œuvre d'un contrevoile de 25 cm. En phase avec les recommandations pour la durabilité des bétons soumis au gel indiquées par le CERIB : formulation de béton à adapter
- **Réponse groupement** : pris en compte : cf. expertise Arcadis au chapitre suivant

- Garantir une protection suffisante vis-à-vis des variations de température. Il faudra mettre en œuvre les recommandations de drainage et d'isolation au niveau des fissures
→ **Réponse groupement** : pris en compte → cf. expertise Arcadis au chapitre suivant
- ✓ Mise en place globale d'un assainissement performant pour protéger le mur amont d'arrivée d'eau ou d'attaques externes → cf. expertise Arcadis au chapitre suivant et voir la note hydraulique,
- ✓ Sujets à intégrer dans l'analyse de risques et qui nécessitent des investigations complémentaires afin d'être mieux quantifiés :
 - Éventuelles pathologies de type alcali-réaction ou réaction sulfatique interne (au niveau de la travée 4 contre l'ouvrage de traversée hydraulique où l'eau s'écoule contre l'amont du mur amont (cf. **Figure 17**).
 - Étant donné que le rapport de Sixense n'évoque pas ces sujets, on peut considérer la probabilité comme faible,
 - Purger les surfaces de béton polluée par les chlorures (environ 1m de haut sur 350 m de long, sur 6 à 8 cm + quelques zones ponctuelles). Au niveau des aciers de scellement, la résine de scellement mise en œuvre protégera l'acier ajouté. De plus, le contrevoile apporté arrêtera tout phénomène de carbonatation.



Figure 17 : Ouvrage hydraulique travée 4 où l'eau est projetée contre l'amont du mur amont existant

3. Analyse ARCADIS

Cette note a pour objet les conditions d'intégration du mur amont existant dans la structure du nouveau paravalanche.

D'après les documents d'archive, ce mur est un mur poids massif en béton non armé de 1,3 m d'épaisseur en tête, 2 m d'épaisseur à la base confirmé par les sondages (2 à 3 m de béton traversé) et dont la semelle mesure 3 m de largeur par 2 m de profondeur.

Il ne présente pas de gros défaut à l'examen visuel (visite du 10/06/22). On a pu noter :

- ✓ Quelques fissures verticales sur la hauteur du mur, coïncidant avec des joints de reprise de bétonnage, certaines aquifères ;
- ✓ Parfois des nids de cailloux à la base des levées de bétonnage ;
- ✓ Un défaut d'alignement du coffrage à la base (environ 10 cm, tablier 8) ;
- ✓ Un écaillage généralisé sur 1 m de hauteur à la base et sur quelques mm de profondeur, par attaque des sels de déverglaçage (voir **Figure 18**) ;
- ✓ Des écaillages plus profonds (jusqu'à 10 ou 15 cm de profondeur, une dizaine d'occurrences) localisés à la base des fissures aquifères mentionnées plus haut (voir photos en Annexe 4 et repérage sur la **Figure 19**) ;
- ✓ Un motif de fissuration ou faïençage (le défaut semble superficiel) au droit du poteau 3 de la travée 4, à reconnaître plus avant essais en laboratoire (voir **Figure 20**)



Figure 18 : Altération parement

Ecaillages prononcés base du mur amont

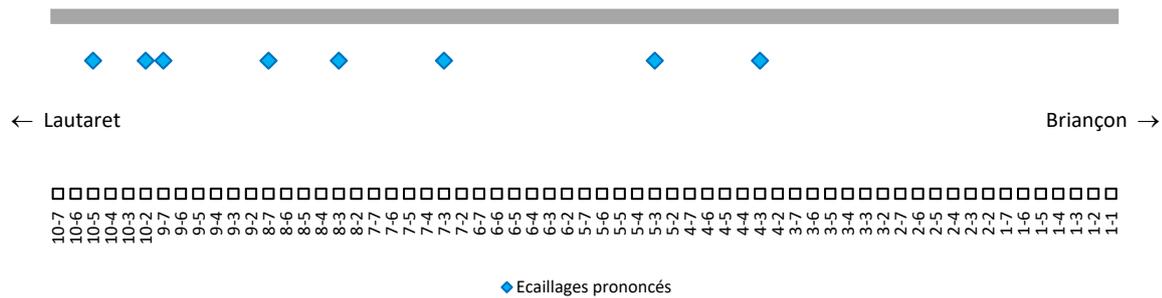


Figure 19 : Zones d'écaillage prononcé



Figure 20 : Fissuration superficielle

L'auscultation au marteau de géologue révèle une très bonne résistance du béton en surface, qui nécessite un coup ferme pour être indenté, soit une résistance de l'ordre de 20 à 50 MPa. Ceci concerne toutes les surfaces exposées du mur : côté route, côté montagne, couronnement.

Le risque que localement le mur ait pu glisser à sa base et basculer vers l'arrière, évoqué dans un rapport du CETE de 1979, semble devoir être écarté : il n'a jamais été confirmé par des mesures et n'est plus mentionné dans les rapports d'inspection postérieurs à celui de 1979.

Ce mur a fait l'objet d'une campagne d'investigation détaillée par Sixense. Les prélèvements ont été réalisés côté route entre 0 et 45 cm de profondeur. Les principales conclusions sont les suivantes :

- ✓ Une carbonatation faible et une pollution par les chlorures limitée à la peau (pas de chlorures en profondeur) : ces résultats traduisent une bonne compacité du béton ;

- ✓ Une bonne à très bonne résistance (**Figure 21**) : $R_c = 32$ à 74 MPa, moyenne 50 MPa ; les données permettent de calculer une résistance caractéristique (fractile à 5%) de l'ordre de 28 MPa ;
- ✓ Une faible résistance au gel en présence de sels de déverglaçage (norme NF P18-420) conformément aux observations ;
- ✓ Une faible résistance au gel (norme NF P18-424).

Les observations sur site contredisent ce dernier point puisque les parements du mur présentent une bonne résistance et ne montrent nulle part de signe de perte de béton ou de dégradation importante (hors parements exposés aux sels). Deux points peuvent expliquer cette contradiction :

1. Le mur est rarement exposé à des températures aussi basses que celles appliquées lors de l'essai : une vingtaine d'heures au total à moins de -18 °C au cours des trois hivers 2017-18, 2018-2019, 2019-2020 (voir les chroniques de T° en Annexe 5),
2. Les cycles de gel-dégel auxquels sont soumises les éprouvettes lors de l'essai sont beaucoup plus agressifs que ceux auxquels est exposé le béton du mur comme l'illustrent la **Figure 22** et l'Annexe 5.

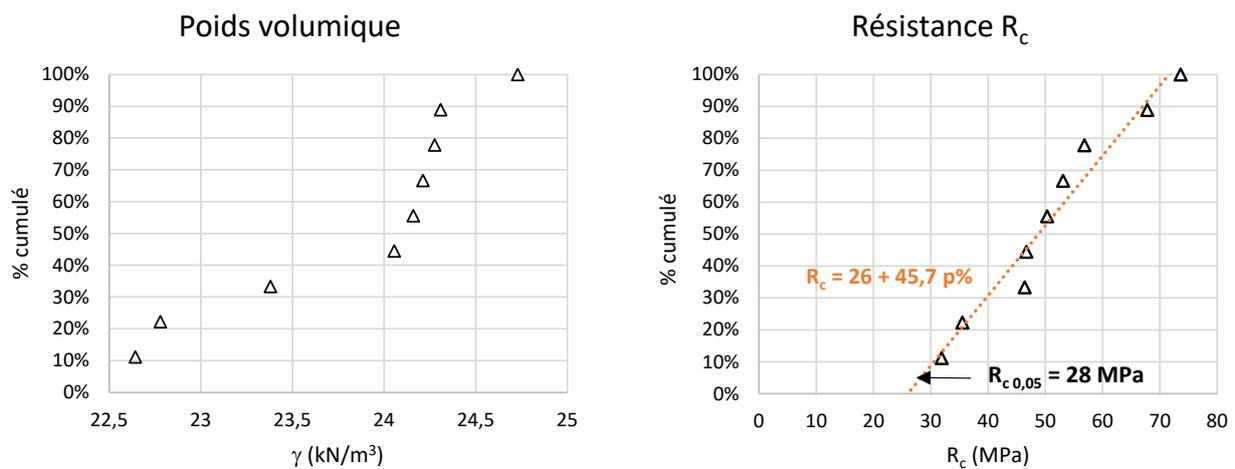


Figure 21 : Paramètres caractéristiques du mur

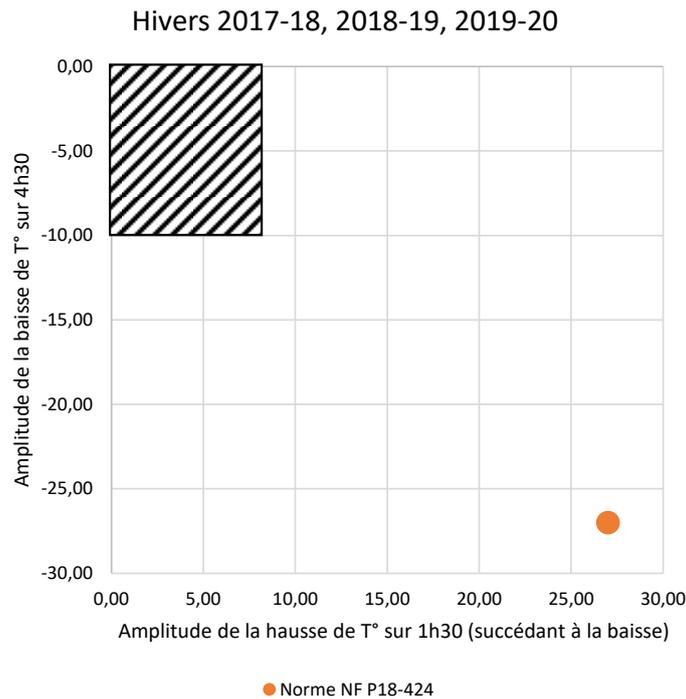


Figure 22 : Comparaison Essai au Gel – Hivers réels

L'essai de résistance au gel (NF P18-424) consiste à faire subir à une éprouvette des cycles de gel-dégel au cours desquels la température est abaissée de + 9 °C à - 18 °C (soit une amplitude de - 27 °C) en 4h30 puis augmentée de - 18 °C à + 9 °C en 1h30. De telles amplitudes sur ces intervalles de temps ne sont jamais atteintes in situ (zone grisée sur la figure).

NOTA : Les chroniques des températures proviennent de la station de Villar d'Arène à une altitude inférieure à celle du Col du Lautaret. Il semblerait qu'une différence moyenne de 3 °C existe entre ces deux lieux. Nous n'avons pas appliqué cette correction qui n'impacterait que les températures absolues et ne changerait en rien les conclusions.

En conclusion, ni les observations sur site ni les essais ne permettent de conclure au mauvais état du béton du mur amont, à l'exception des zones exposées aux sels de déverglaçage localisée à la base du mur.

Les opérations suivantes permettront de soustraire l'ensemble du mur aux agressions atmosphériques, principales causes du vieillissement du béton, afin de lui assurer la durabilité requise (100 ans) – voir les illustrations qui suivent la description de ces points saillants.

- ✓ Identification et traitement éventuel de la pathologie repérée poteau 3/travée 4 (figure 3, voir le rapport du CERIB) ;
- ✓ Démontage du couronnement et son remplacement ;
- ✓ Amélioration du système de drainage (interception de la pénétration des eaux en tête de mur, drains à la base) ;

- ✓ Protection des parements côté montagne, soit par remblaiement soit par béton ;
- ✓ Mise en œuvre d'une protection en béton côté route après bouchardage, élimination des volumes pollués et fragilisés par les chlorures et traitement des venues d'eau par drainage et isolation thermique ;
 - Nous avons déjà mis en œuvre de tels dispositifs dans le tunnel Maurice Lemaire (Vosges, 7 km de longueur) soumis à de forts gels aux têtes (stalactites, ...)
 - Nous prévoyons de mettre en œuvre des calculs thermiques dans des phases ultérieures d'études pour bien dimensionner l'isolation
 - Voici un extrait d'un modèle thermique déjà initié à ce stade d'offre :

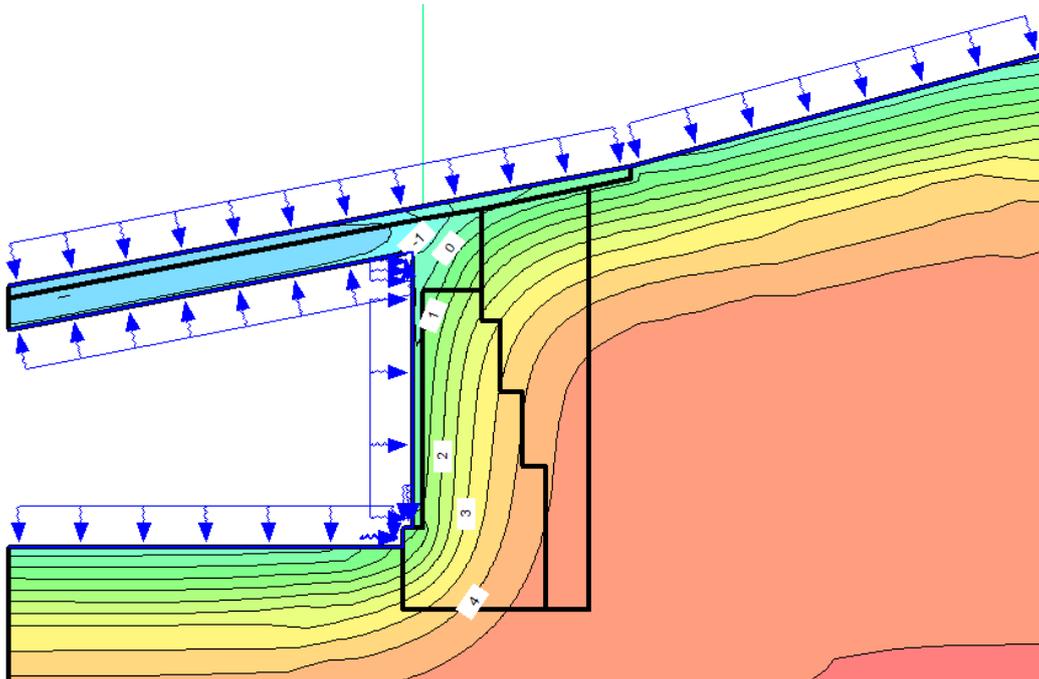


Figure 23 : Distribution de la température dans un modèle thermique

Ces principes sont illustrés sur les figures suivantes, et pour tout ce qui est lié à l'hydraulique, voir la note correspondante.

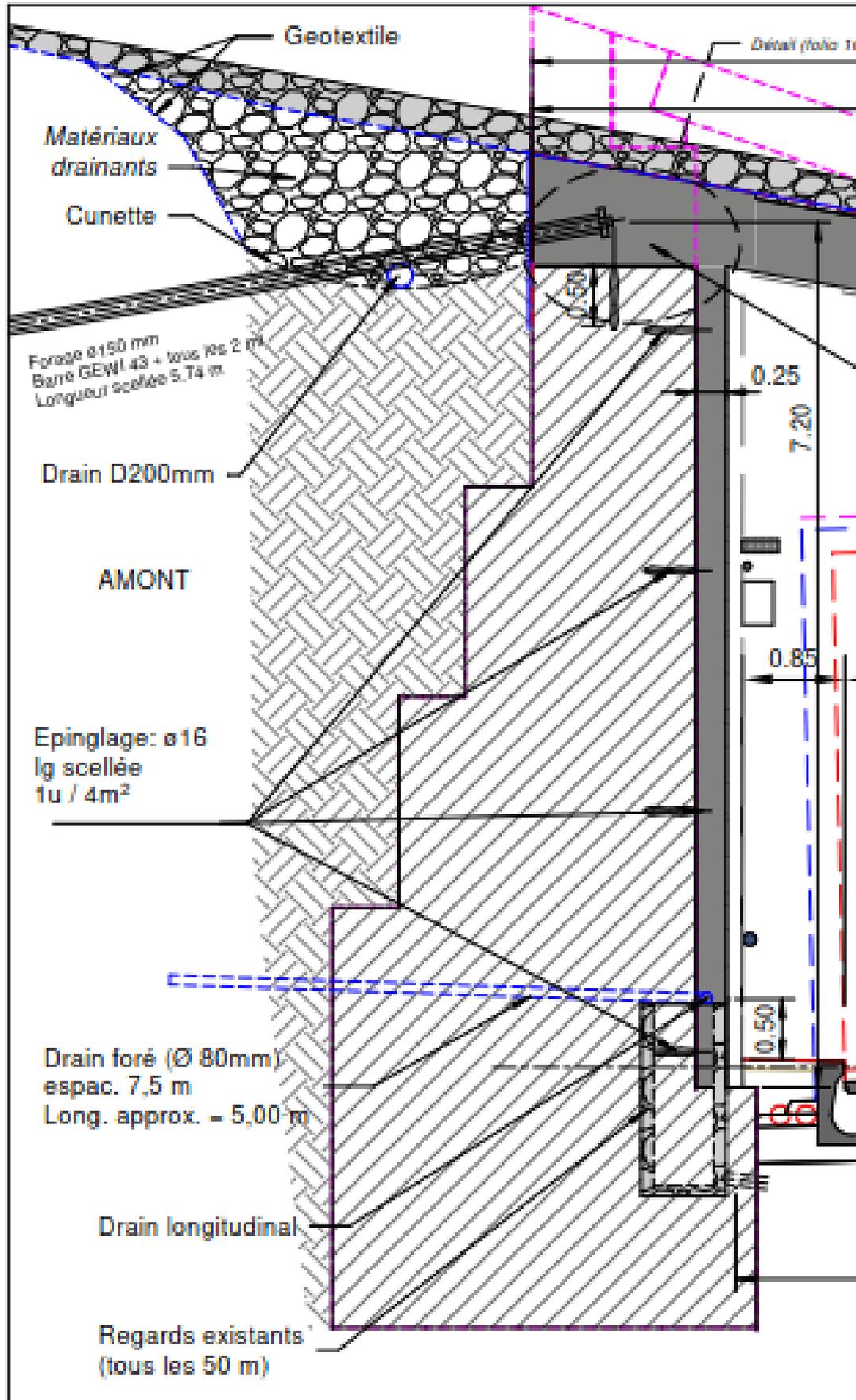


Figure 24 : Principe de réutilisation du mur existant

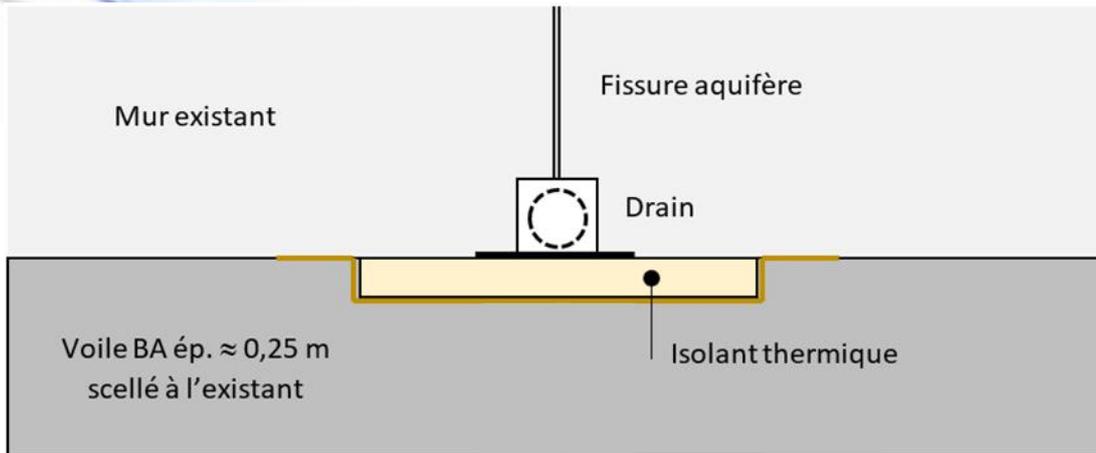


Figure 25 : Principe de traitement des fissures (verticales) aquifères – coupe horizontale

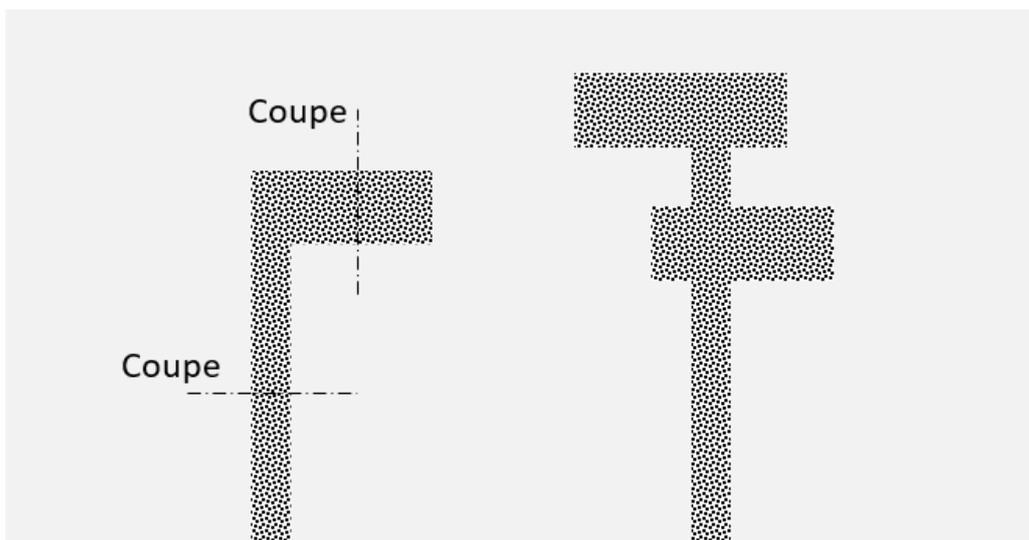


Figure 26 : Principe de traitement des fissures (verticales) aquifères – élévation

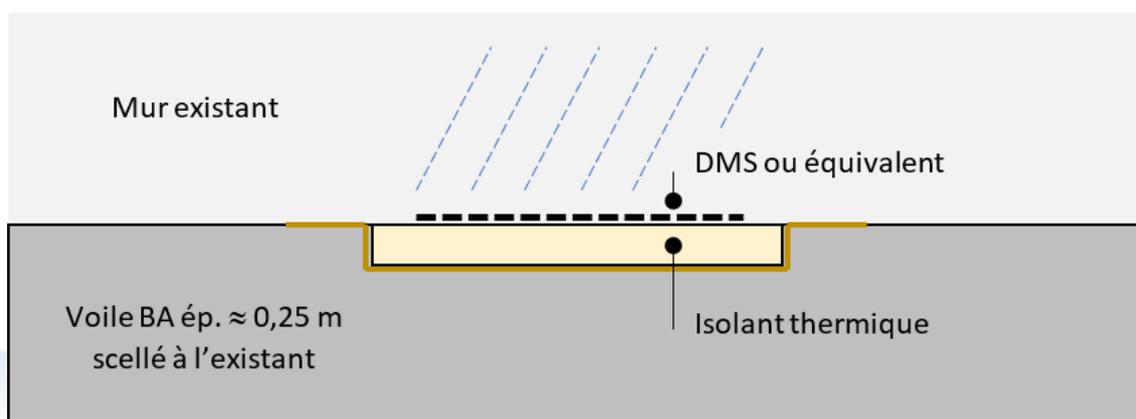


Figure 27 : Principe de traitement des eaux diffuses – coupe horizontale

#6 – Stabilité du mur en statique et au séisme

1. Préambule

Une analyse statique a été menée et elle permet de justifier la stabilité du mur en statique, à l'ELU et à l'ELS.

Cependant, en cas de séisme le mur amont est instable sans l'ajout d'un ancrage passif conséquent (comme on le voit déjà sur la **Figure 24** au paragraphe précédent). Il est à noter que cette instabilité devrait être gérée, qu'il soit réutilisé ou non pour l'ouvrage futur. On verra dans la note de prédimensionnement que le mur amont existant, par son volume important, génère des efforts significatifs sur les fondations.

2. Géométrie détaillée du mur amont existant et du silo de remblai

Les profils types du mur existant sont au nombre de 3 (voir plan synoptique) :

- ✓ **PT1** au droit des travées 1, 8, 9 et 10 : le parement arrière est dégagé de tout remblai,
- ✓ **PT2** au droit des travées 2, 3, 4, une partie de la travée 6 et la travée 7 : le parement arrière est remblayé par un remblai de faible épaisseur entre le mur et le rocher,
- ✓ **PT3** au droit de la travée 5 et une partie de la travée 6 : le parement arrière est collé contre le rocher.

Seuls sont traités ici les cas des PT2 et PT3 dont les géométries du mur et du remblai sont les suivantes :

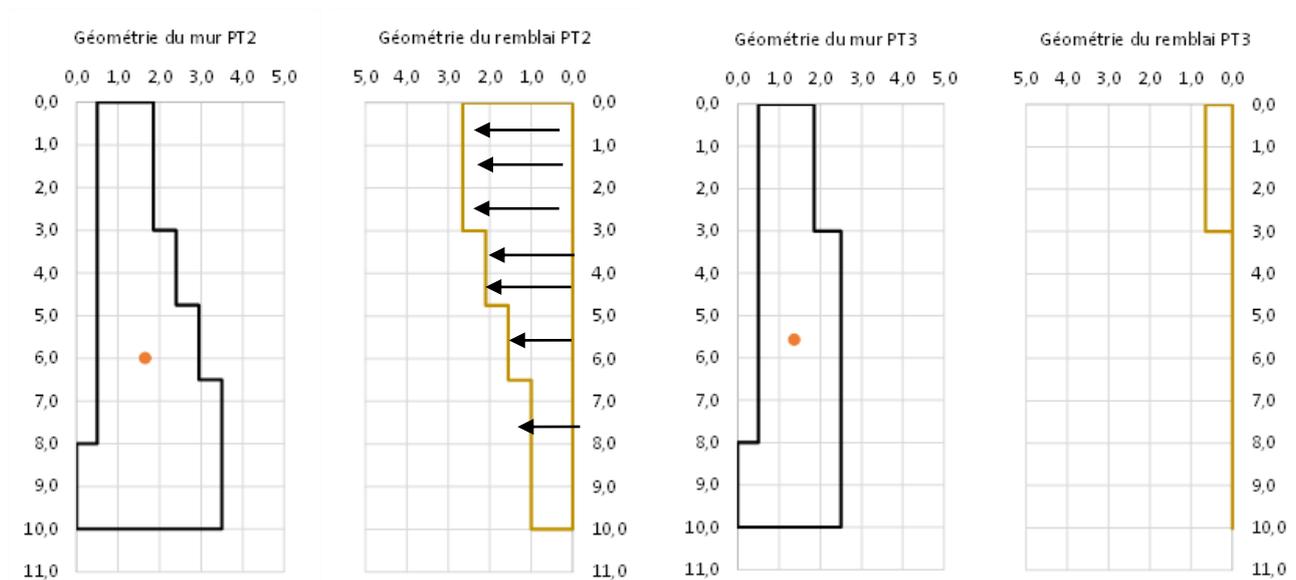


Figure 28 : Géométrie mur amont et silo de remblai

Il est à noter que les géométries des murs PT1 à PT3 sont déduites des observations (observations sur site, plans d'archives, plans topographiques et sondages principalement) mais que leur distribution sur les travées comporte une part d'incertitude (cf. §3 sur la reconstitution 3D de l'ouvrage).

3. Principales hypothèses

Les principales hypothèses prises en compte sont les suivantes :

- ✓ Mur existant : géométrie comme ci-dessus ; $\gamma_{\text{béton}} = 23 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Dalle de couverture : longueur = 13 m ; épaisseur = 0,6 m ; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Remblai sur dalle de couverture : épaisseur = 0,3 m ; $\gamma_{\text{remblai}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Charge de blocs triangulaire (20cm au maximum) sur dalle de couverture ;
- ✓ Charge neige sur dalle de couverture : épaisseur = 4 m ; $\gamma_{\text{neige}} = 3 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Remblai en arrière du mur : géométrie comme ci-dessus ; $\gamma_{\text{remblai}} = 20 \text{ kN/m}^3$; cohésion $c' = 0$; angle de frottement interne $\varphi' = 35^\circ$; coefficient de poussée $K_0 = 1 - \sin\varphi' = 0,43$; angle de frottement à l'interface mur-remblai $\delta = 1.\varphi' = 35^\circ$;
- ✓ Rocher de fondation : $q_u' = 5 \text{ MPa}$; la résistance au glissement est supposée très élevée ;
- ✓ On rappelle les hypothèses en matière de séisme : $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ (zone 4) ; $S = 1$ (mur fondé au rocher = classe de sol A) ; $\gamma_I = 1,2$ (catégorie d'importance III) ; coefficient topographique $S_T = 1,2$ (rocher, site en contrebas d'une crête avec pente moyenne égale à 30°) ; $r = 1$ (mur non déplaçable) ; $a_g = \gamma_I.a_{gr}.S_T = 2,3 \text{ m/s}^2$; $\alpha = a_g/g = 0,23$; $k_h = +/- \alpha.S/r = +/- 0,23$; $k_v = k_h/2 = +/- 0,12$;
- ✓ Ancrages : barres GEWI Plus 670/800 de 42 mm de diamètre ; perte par corrosion d'une couronne de 1,2 mm d'épaisseur (eau et sol peu agressifs sur une durée d'utilisation de projet de 100 ans) ; $D_s = 0,15 \text{ m}$; $\alpha_s = 1$; $q_s = 0,5 \text{ MPa}$.

4. Actions s'exerçant sur le mur

Les actions statiques qui s'exercent sur le mur sont les suivantes :

- ✓ Poids du mur : W ;
- ✓ Poids du toit de la galerie et de ses surcharges de remblai et de neige, supposées également réparties entre le piedroit aval et le mur amont (poids d'une demi-longueur de dalle de couverture) : W_T ;
- ✓ L'action due à l'eau est modélisée par pression horizontale uniforme à l'arrière du mur d'intensité variable supposée traduire des conditions de drainage plus ou moins efficaces : p_w ;
- ✓ L'action due au remblai : étant donné la faible épaisseur de remblai entre la paroi rocheuse et le parement extérieur du mur un effet de silo se développe dans celui-ci, évalué par la formule de Terzaghi ; l'action due au remblai se décompose entre une pression horizontale normale au parement σ_h , une contrainte de cisaillement $\tau = \tan\delta.\sigma_h$ sur le parement et une pression verticale σ_v sur les redans horizontaux ; pour l'évaluation de ces pressions on considère $\sigma_h = K_0.\sigma_v$;
- ✓ Eventuellement une force d'ancrage en tête (environ 6,80 m au-dessus de la chaussée) suivant la situation de calcul et l'état limite considéré : F_A ;
- ✓ Réactions R_h et R_v sous la semelle.

En situation sismique, aux actions statiques s'ajoutent les actions dynamiques suivantes (application de la méthode pseudo-statique) :

- ✓ Accélérations horizontales et verticales du poids du mur : $k_h.W$; $k_v.W$;
- ✓ Accélérations horizontales et verticales du toit de la galerie et de ses surcharges de remblai et neige : $2.k_h.W_T$; $k_v.W_T$;
- ✓ Accélération horizontale du remblai : $k_h.W_R$ où W_R est le poids du remblai ;
- ✓ Surpressions dynamiques $k_v.\tau$ et $k_v.\sigma_v$.

Les principales actions sont schématisées sur la figure qui suit :

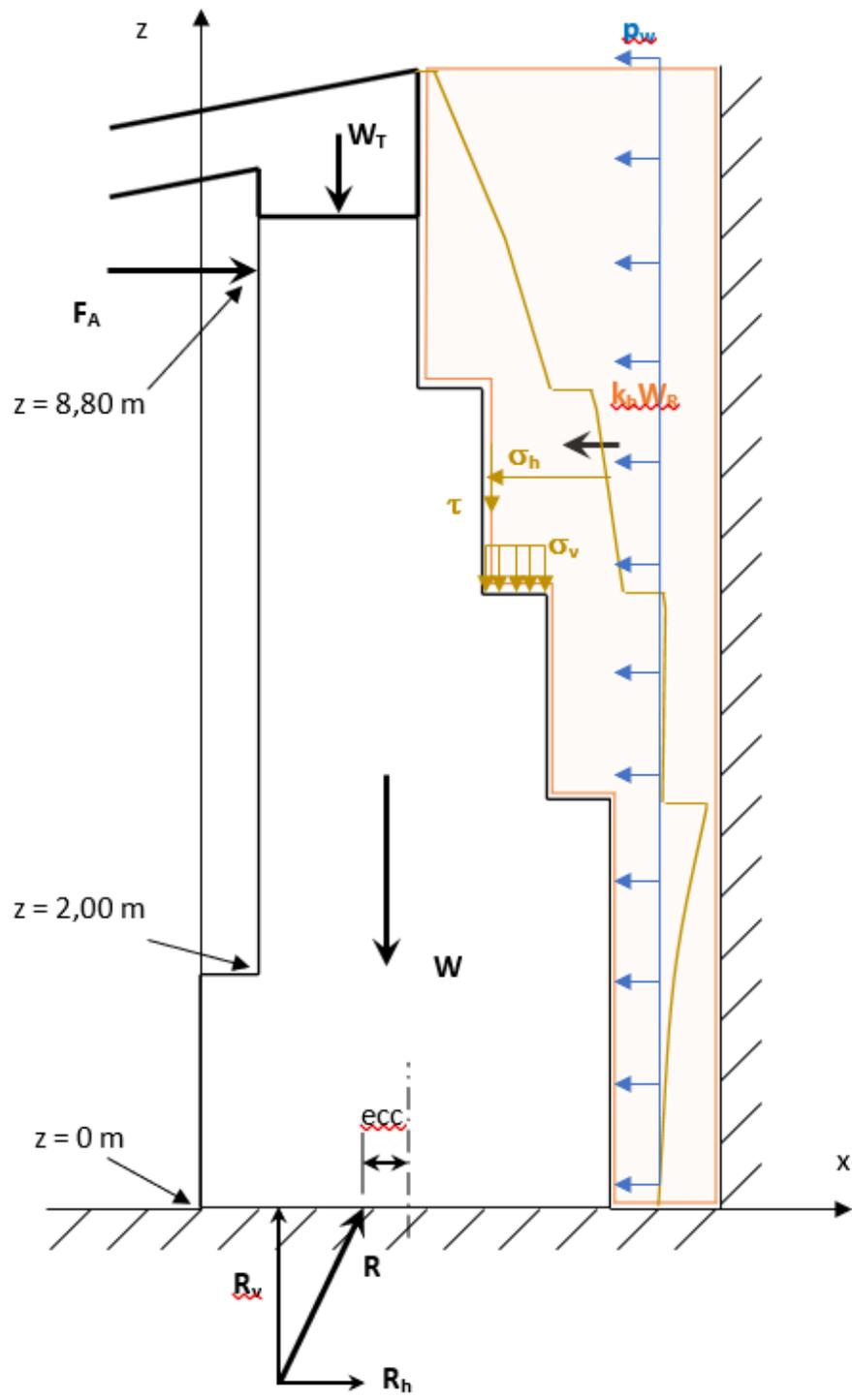


Figure 29 : Principales actions exercées sur le mur

5. Situations de calcul et états limites

Les situations examinées sont les suivantes :

- ✓ Stabilité statique actuelle : on vérifie que la stabilité est assurée et on teste l'effet d'une pression d'eau uniforme p_w ;
- ✓ Stabilité statique phase projet (avec le toit et ses surcharges) : on teste également l'effet d'une pression d'eau p_w ;
- ✓ Stabilité sismique phase projet (avec le toit et ses surcharges) avec ou sans pression d'eau p_w .

Les facteurs partiels sur les actions sont égaux à :

- ✓ ELS : 1 ;
- ✓ ELU : 1,35 (1,20 sur p_w) ;
- ✓ ELSIS : 1.

6. Méthode de calcul

L'écriture de l'équilibre des forces permet le calcul de la réaction sous la semelle $\mathbf{R} = \mathbf{R}_h + \mathbf{R}_v$.

L'écriture de l'équilibre des moments des forces permet le calcul de l'excentricité \mathbf{ecc} de la réaction sous la semelle.

Les calculs se font sur tableur.

7. Calcul de la force d'ancrage requise

La force F_A requise est celle permettant de vérifier simultanément :

- ✓ L'état limite de mobilisation de la capacité portante du sol à l'ELU : $q'_{réf} \leq q'_u \cdot i_{\delta\beta} / 2$;
- ✓ L'état limite de mobilisation de la capacité portante du sol à l'ELS : $q'_{réf} \leq q'_u \cdot i_{\delta\beta} / 3$;
- ✓ L'état limite ultime de non-renversement : au moins 10 % de la surface de la semelle restant comprimé ;
- ✓ L'état limite de service de non-décompression du sol sous la semelle : semelle entièrement comprimée à l'ELS.

Le non-glissement à la base est vérifié par hypothèse (semelle reposant sur le rocher).

8. Principaux résultats

a) Stabilité actuelle

PT2

La stabilité est vérifiée jusqu'à une pression d'eau à l'arrière du mur $p_w = 0,01$ MPa.

Pour $p_w \geq 0,02$ MPa il y aurait renversement (au sens des codes de calcul).

PT3

La stabilité est vérifiée sans pression d'eau à l'arrière du mur ($p_w = 0$ MPa).

Pour $p_w \geq 0,01$ MPa il y aurait renversement (au sens des codes de calcul).

En conclusion, constatant la bonne stabilité actuelle du mur, il est vraisemblable qu'aucune pression d'eau significative qui serait due à un drainage défaillant ne s'exerce sur celui-ci.

b) Ouvrage en projet

PT2

Hors situation sismique, la stabilité est vérifiée sans force d'ancrage jusqu'à une pression d'eau à l'arrière du mur $p_w = 0,01$ MPa. Une force d'ancrage de 0,1 MN/m est requise pour $p_w = 0,02$ MPa.

En situation sismique et pour $p_w = 0,02$ MPa, une force d'ancrage de 0,3 MN/m est requise.

PT3

Hors situation sismique, la stabilité est vérifiée sans force d'ancrage jusqu'à une pression d'eau à l'arrière du mur $p_w = 0,01$ MPa. Une force d'ancrage de 0,125 MN/m est requise pour $p_w = 0,02$ MPa.

En situation sismique et pour $p_w = 0,02$ MPa, une force d'ancrage de 0,25 MN/m est requise.

En conclusion, la situation sismique est dimensionnante. Nous dimensionnons les ancrages en considérant de façon sécuritaire une pression d'eau $p_w = 0,02$ MPa à l'arrière du mur, tout en améliorant sensiblement le système de drainage (cf. #5).

9. Justification des ancrages

On applique strictement les recommandations de TA2020. Selon ces recommandations le facteur partiel appliqué à la force calculée à l'état limite sismique est de 1,35.

À partir des résultats précédents, on peut déterminer une taille d'ancrage scellé dans le rocher associé à un ancrage entre la longrine supérieure et le mur amont, pour plusieurs hauteurs :

Hypothèses

Ancrages horizontaux = Barres GEWI® Plus de 42 mm de diamètre

Ancrages verticaux = barres HA f_{yk} 500 Mpa

Hauteur de sciage du mur existant / plateforme = 6,75 m

Hauteur des ancrages horizontaux / plateforme h (m)	Ancrages horizontaux		Ancrages verticaux			
			HA32		HA40	
	Esp. (m)	Ls (m)	Esp. (m)	Ls (m)	Esp. (m)	Ls (m)
4,00	1,46	5,74	0,14	4,60	0,22	5,00
5,50	1,80	5,74	0,20	3,10	0,32	3,50
6,50	2,02	5,74	0,28	2,10	0,43	2,50
6,80	2,09	5,74	-	-	-	-

Figure 30 : Analyse de sensibilité du résultat

Voici les géométries associées : à gauche de 4.00 m à 6.50 m, à droite si l'ancrage est dans la longrine :

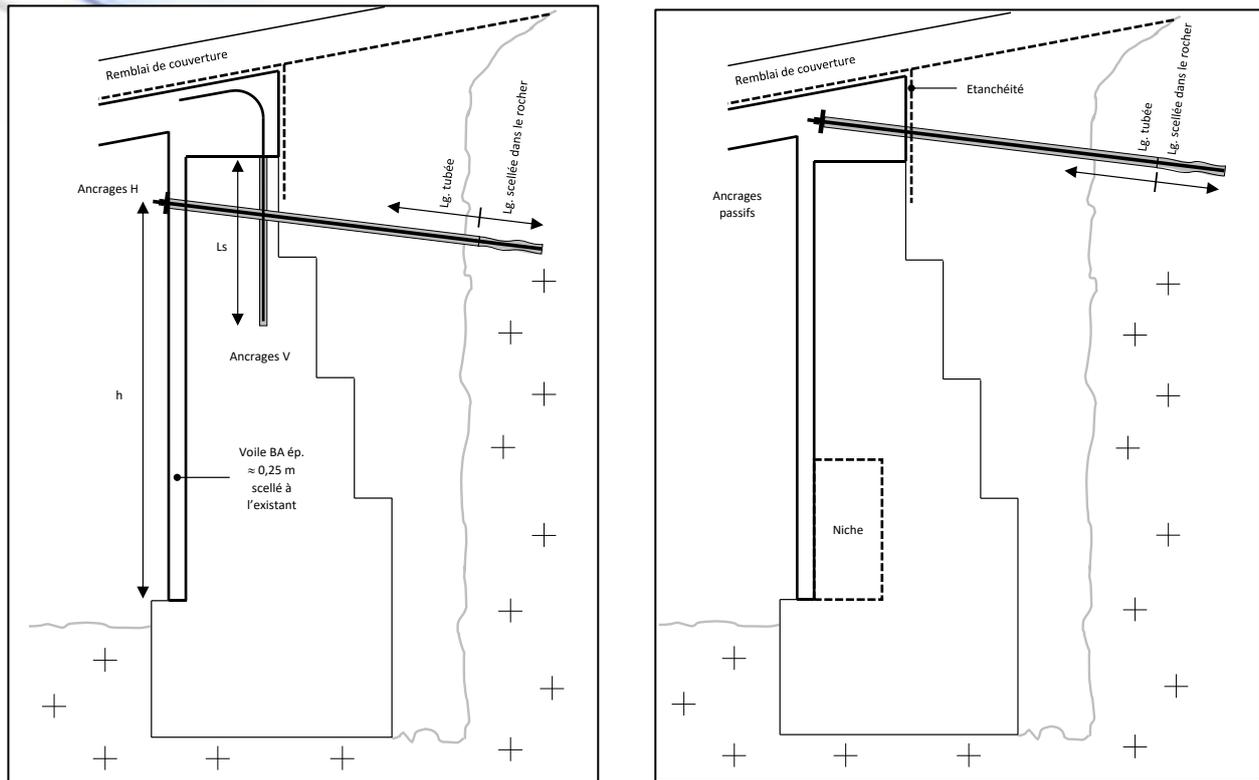


Figure 31 : Configurations étudiées pour les ancrages dans le rocher (horizontaux) et verticaux

10. Prédimensionnement du renforcement du parement intérieur

Le parement intérieur du mur sera protégé par un contre-voile en béton résistant au gel et sels de déverglaçage.

Ce contre-voile sera équipé d'armatures qui, à ce stade de l'étude, sont dimensionnées de façon sécuritaire en considérant le mur en flexion sous l'effet d'une pression équivalente $p = (R_h + F_A)/H$ (voir figure ci-dessous).

Le calcul conduit à prévoir des armatures verticales distribuées selon le schéma suivant :

- ✓ **PT2** : HA25/e = 15 cm en tête de mur ; HA25/e = 25 cm à mi-hauteur ; treillis soudé à la base.
- ✓ **PT3** : HA20/e = 15 cm en tête de mur ; HA20/e = 25 cm à mi-hauteur ; treillis soudé à la base.

Les sections des armatures horizontales sont fixées au quart des armatures verticales.

Se référer à la note de prédimensionnement pour trouver la synthèse définitive du ferrailage du contrevoile, prenant en compte les moments de flexion issus des calculs Sofistik.

On vérifie que l'adhérence du contre-voile à l'existant est suffisante pourvu qu'un bouchardage laissant des aspérités de 3 mm de hauteur tous les 40 mm soit réalisé ($c = 0,4$ selon la clause 6.2.5 de l'Eurocode 2-1-1).

On prévoira néanmoins un épingle à la maille de **1 épingle / 4 m²**.

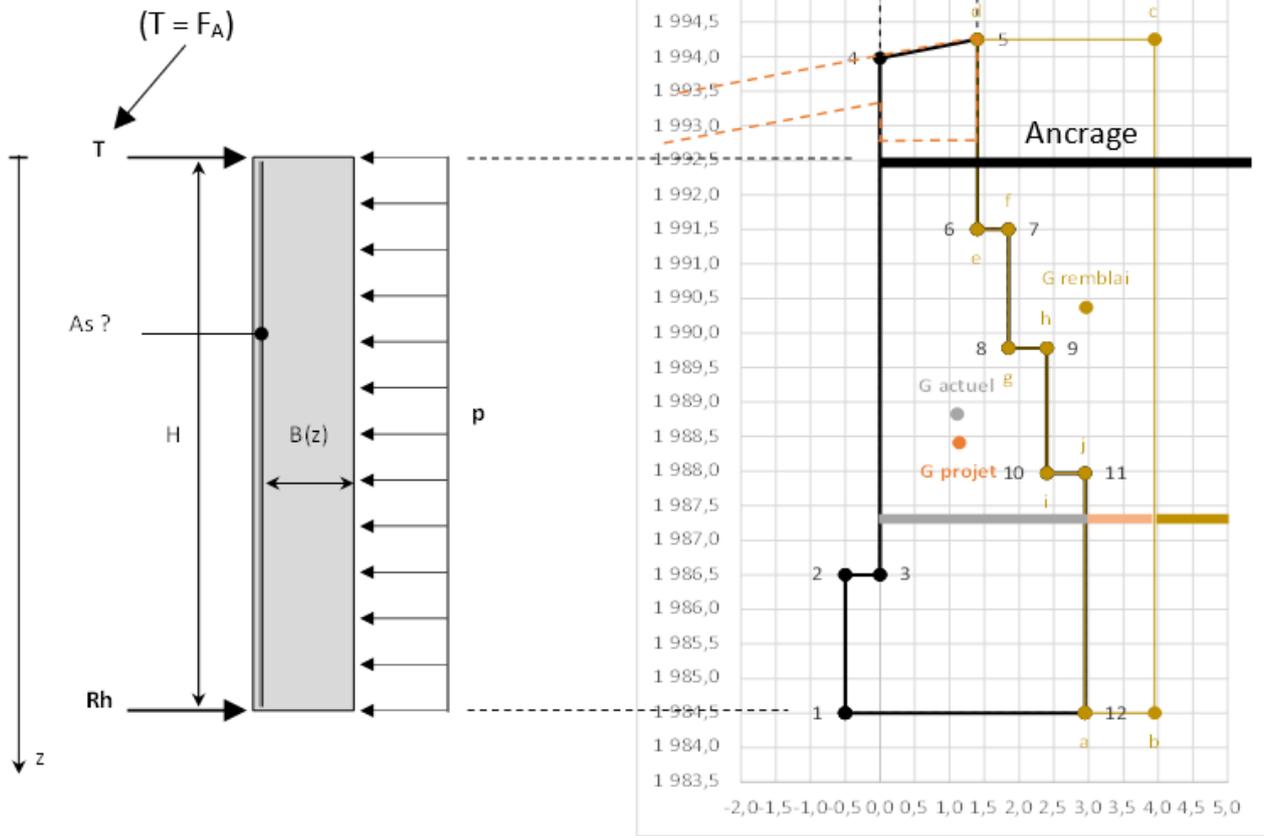


Figure 32 : Équilibre des efforts en supposant le contre-voile & le mur amont monolithiques

#7 – Stabilité du site au séisme

1. Définition du problème

Cette partie a pour objet l'analyse du comportement de la pente à l'aval de la galerie paravalanche en situation sismique. La stabilité de la petite falaise rocheuse dominant la galerie, falaise qui sera sécurisée, est admise.

Cette pente est constituée des matériaux d'abattage de l'éperon rocheux effacé pour le passage de la route. Elle est relativement raide (autour de $\beta = 38^\circ$). La distance d de la crête au futur piédroit aval de la galerie – qui reposera sur micropieux – est variable de quelques mètres à plus d'une dizaine de mètres. L'épaisseur des éboulis au niveau du futur piédroit aval nous est connue grâce aux profils sismiques et aux sondages mécaniques et varie de 0 à une quinzaine de mètres. La hauteur h de ces derniers dans le versant atteint 30 m.

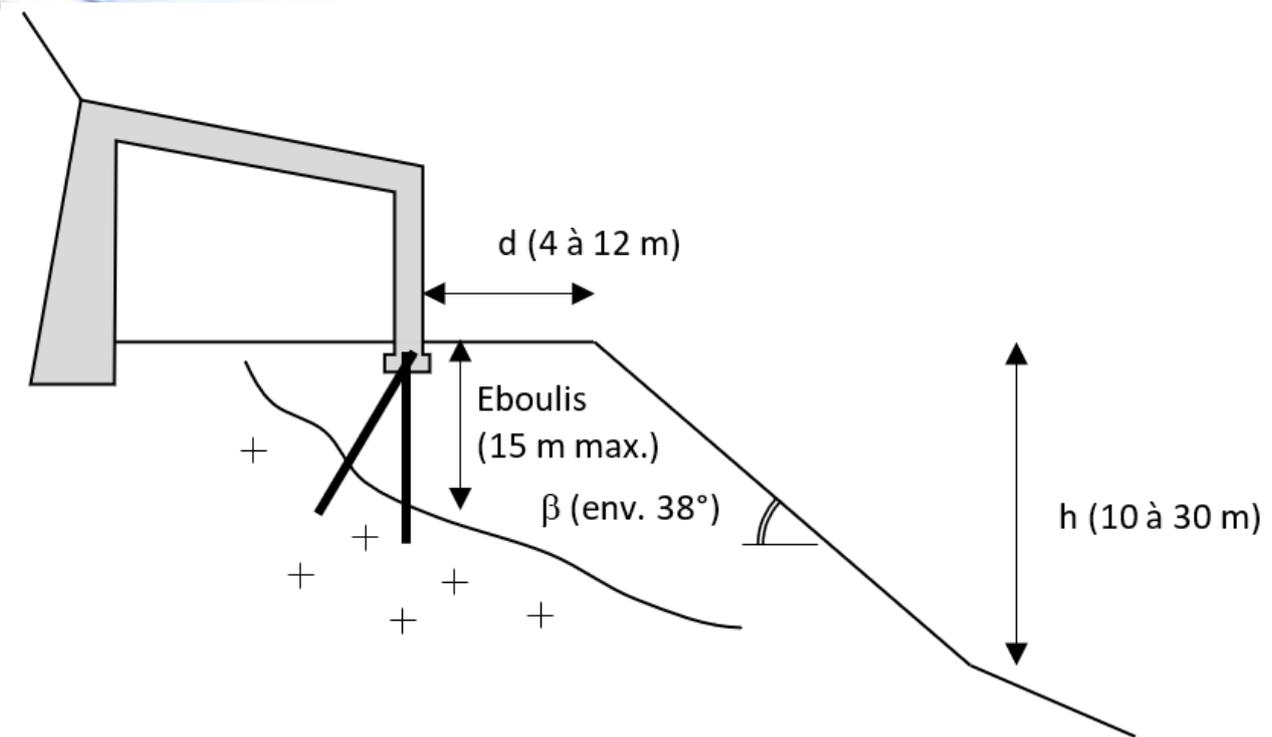


Figure 33 : Géométrie étudiée

Ces éboulis sont de stabilité précaire par nature ; dans ce cas de figure on admet généralement qu'ils présentent un coefficient de sécurité au glissement proche de $F = 1,1$. Supposant qu'ils présentent un angle de frottement interne $\varphi' = 35^\circ$ et un poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ on peut évaluer la cohésion à une profondeur z (mesurée verticalement) sous la pente par $c' = \left(F - \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}\right) \gamma z \sin\beta \cos\beta$ soit

$c'/z = 2 \text{ kPa/m}$ ou $c'/z^* = 2,5 \text{ kPa/m}$ si $z^* = z \cos\beta$ est la profondeur mesurée perpendiculairement à la pente. Les effets sur la stabilité de la présence d'une éventuelle nappe sont ici pris en compte de façon implicite dans la valeur de c' .

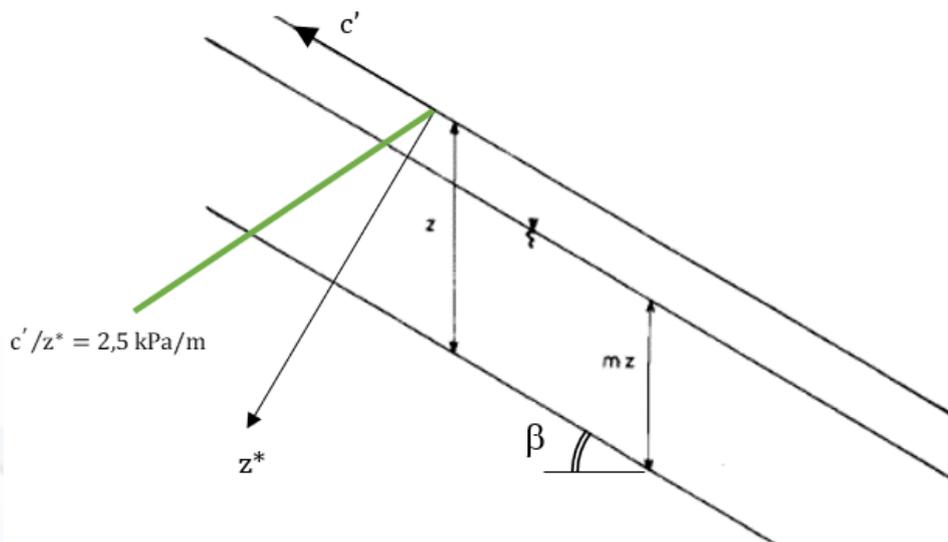


Figure 34 : Notations

2. Hypothèses principales

Rappelons les principales hypothèses sismiques :

- ✓ Accélération de référence : $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ (zone de sismicité 4).
- ✓ Classe de sol : A soit $S = 1$ (d'après les profils MASW ; les éboulis sont pris en compte via le facteur topographique S_T).
- ✓ Catégorie d'importance : cat. III soit $\gamma_I = 1,2$.
- ✓ Amplification topographique : $S_T = 1,2$ sur le rocher (site en contrebas de la crête avec pente moyenne égale à 30°) ; sur les éboulis on pourrait retenir $S_T = 1,2 + 20\% = 1,4$.
- ✓ $a_N = \gamma_I \times a_{gr} \times S \times S_T = 1,2 \times 1,6 \times 1 \times (1,2 \text{ à } 1,4) = 2,3$ (rocher) à $2,7$ (éboulis) m/s^2 .
- ✓ $a_{gv} = 0,9 a_g = 0,9 \gamma_I \times a_{gr} \times S_T = 1,2$ (rocher) à $1,4$ (éboulis) m/s^2 .

Pour l'analyse de la réponse au séisme de la pente aval par la méthode pseudo-statique nous retiendrons (EC8-5, clause 4.1.3.3) :

- ✓ $k_h = 0,5 \times \alpha \times S = 0,5 \times \gamma_I \times a_{gr}/g \times S_T \times S = 0,5 \times 1,2 \times 1,6 / 9,8 \times 1 \times 1,4 = 0,14$.
- ✓ $k_v = 0,5 k_h = 0,07$.

Un calcul de stabilité classique utilisant ces coefficients sismiques montre que la pente n'est pas stable. L'analyse qui suit a pour objet d'estimer ses déplacements irréversibles.

3. Calcul des déplacements irréversibles

On utilise la formule proposée par Ambraseys et Menu (1988) pour $0,1 < \frac{a_y}{a_{max}} < 0,9$ et $6,6 < M_s < 7,3$:

$$\log u = 0,90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{2,53} \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^{-1,09} \right] \text{ avec un écart-type } \sigma_{\log u} = 0,30$$

où u est le déplacement en cm, σ est l'écart-type, a_y est l'accélération à la rupture, a_{max} est l'accélération maximale. Nous avons $\frac{a_y}{a_{max}} = \frac{k_{hy}}{k_h}$, k_{hy} étant le coefficient sismique à la rupture calculé pour une inclinaison donnée i du plan de glissement, c'est-à-dire un coefficient de sécurité $F(k_{hy}, i) = 1$.

Tous ces détails sont illustrés sur la figure ci-dessous.

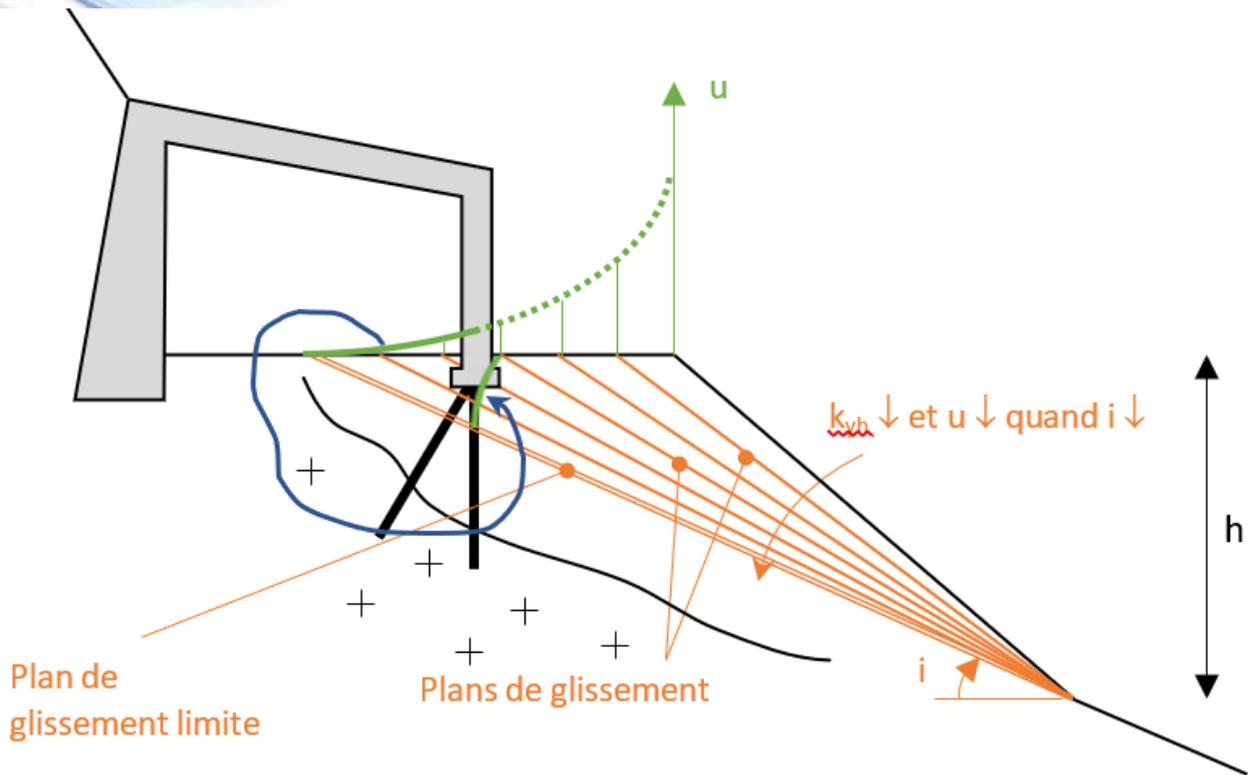


Figure 35 : Plans de glissement de la géométrie étudiée

On notera que seuls les déplacements correspondant aux plans de glissements intersectant la plateforme au-delà du futur piédroit nous intéressent.

Le calcul conduit aux déplacements suivants, qui ne dépendent que de l'inclinaison de la surface considérée :

i (°)	k_{hy}	a_y/a_{max}	u (cm)
37,0	0,07	0,260	16,1
36,0	0,09	0,327	9,8
35,0	0,11	0,395	6,1
34,0	0,13	0,464	3,8
33,0	0,15	0,534	2,3
32,0	0,16	0,600	1,4
31,0	0,18	0,669	0,7
30,0	0,20	0,739	0,4
29,0	0,22	0,810	0,1
28,0	0,24	0,881	0,0
27,0	0,26	0,955	0,0
26,4	0,27	1,000	0,0

Nous avons appliqué la méthode à une sélection de plusieurs profils de calcul P1 à P8 représentatifs des conditions géotechniques et géométriques le long de la galerie (dans ce tableau et la figure qui suit la numérotation des travées 11 à 13 du prolongement, de même longueur que les travées existantes, est purement conventionnelle).

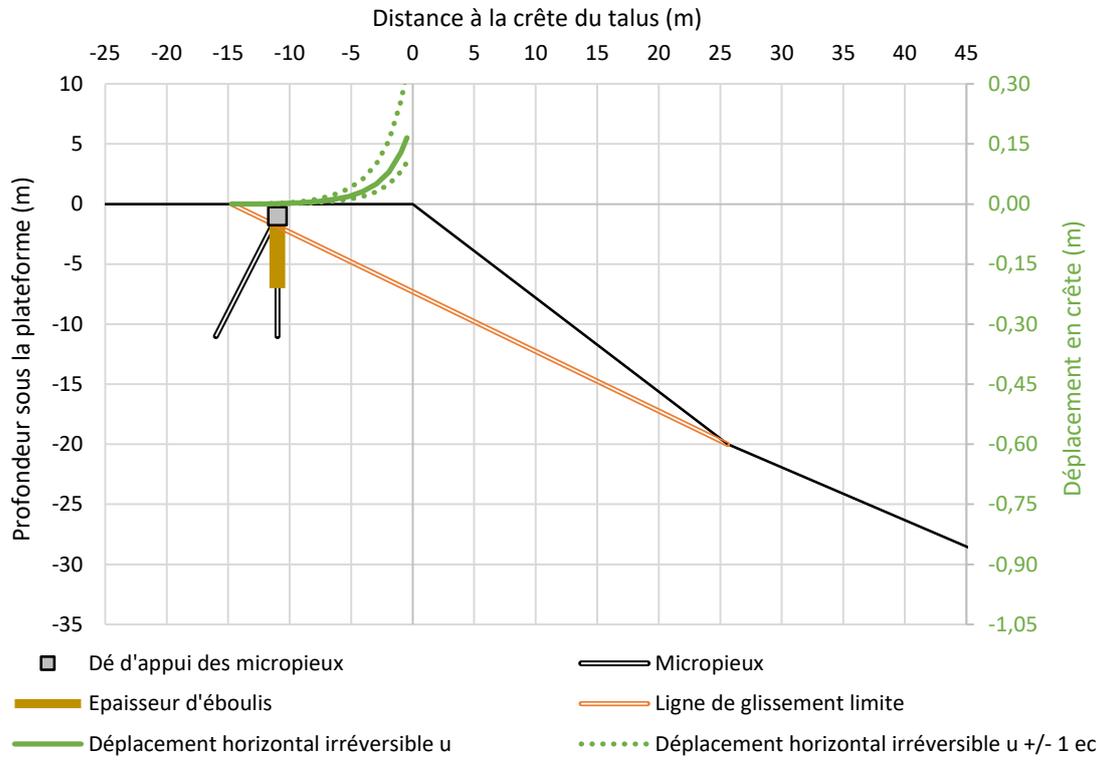
Profil	Travée	Ep. des éboulis (m)	Distance piédroit à la crête (m)	Hauteur dans le versant h (m)
P8	TRAVEE 13	7	11	20
P7	TRAVEE 12	7	7,5	15
	TRAVEE 11	7	6	15
P6	TRAVEE 10 - 2/2	7	6	20
	TRAVEE 10 - 1/2	10	5	20
P5	TRAVEE 9	13	4	30
P4	TRAVEE 8	12	7	30
P3	TRAVEE 7	10	5,5	30
	TRAVEE 6	Rocher		
	TRAVEE 5			
	TRAVEE 4			
TRAVEE 3				
P2	TRAVEE 2 - 2/2	8,5	8,5	20
	TRAVEE 2 - 1/2	Rocher		
	TRAVEE 1 - 2/2			
P1	TRAVEE 1 - 1/1	9	9	12



Figure 36 : Profils sélectionnés pour l'analyse de stabilité

Les résultats sont présentés sous forme graphique ci-dessous.

P8 | TRAVEE 13



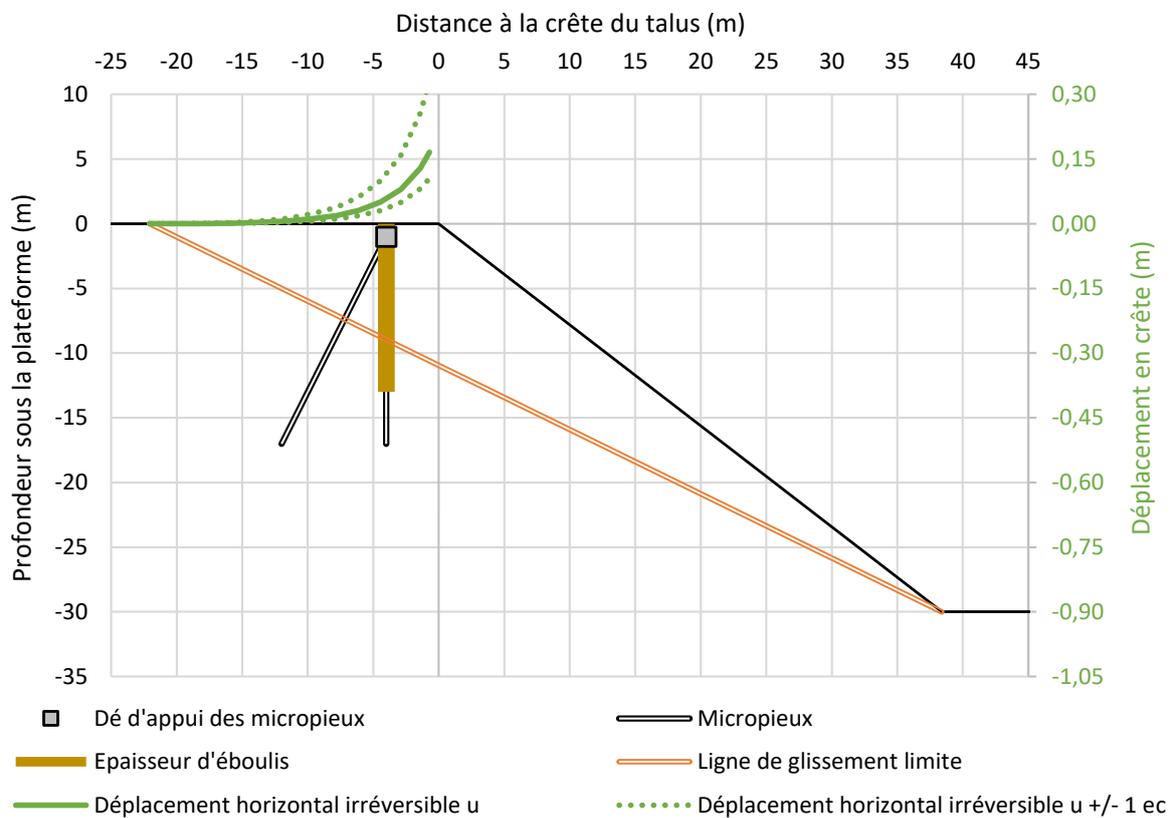
P7 | TRAVEE 12



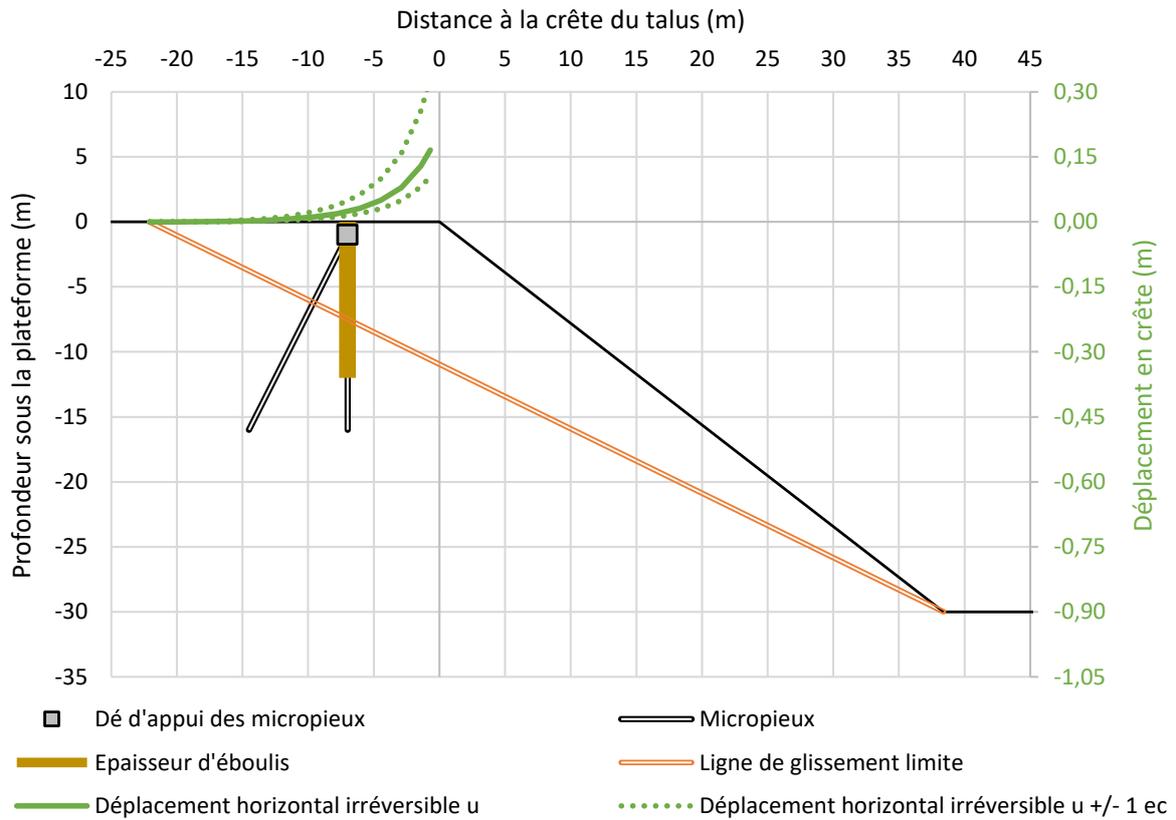
P6 | TRAVEE 10 - 1/2



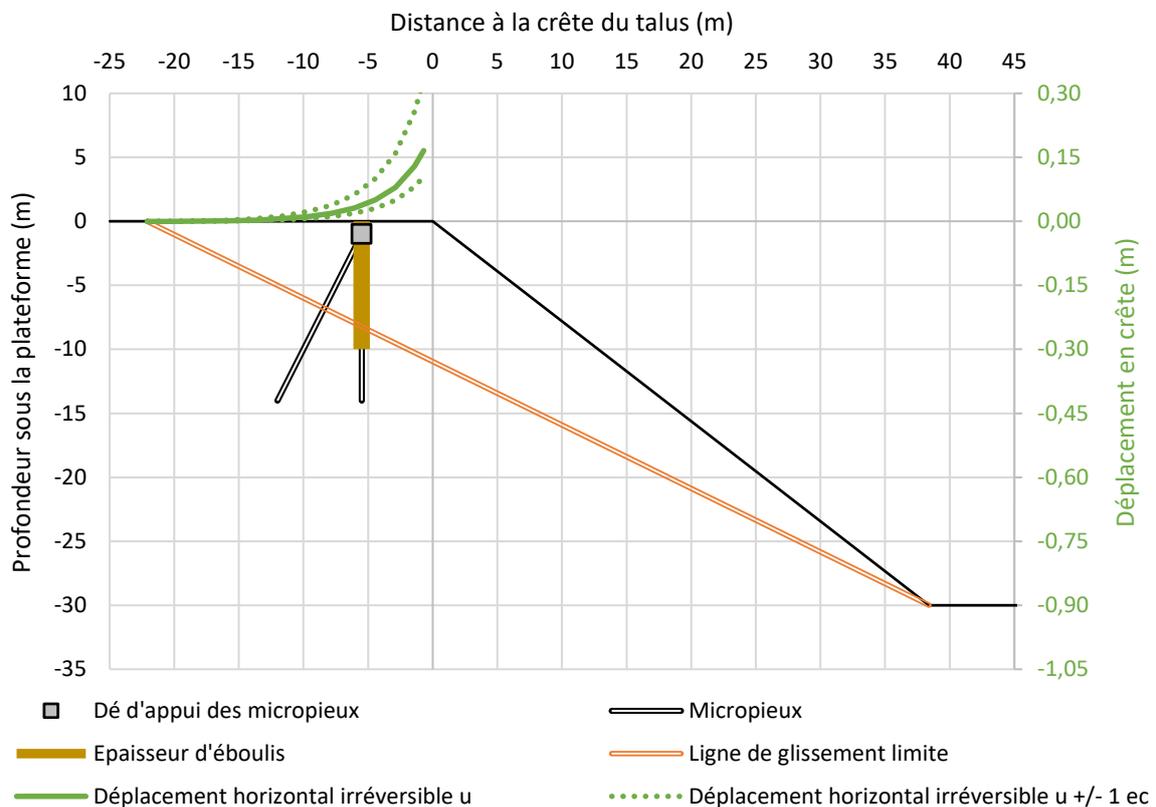
P5 | TRAVEE 9



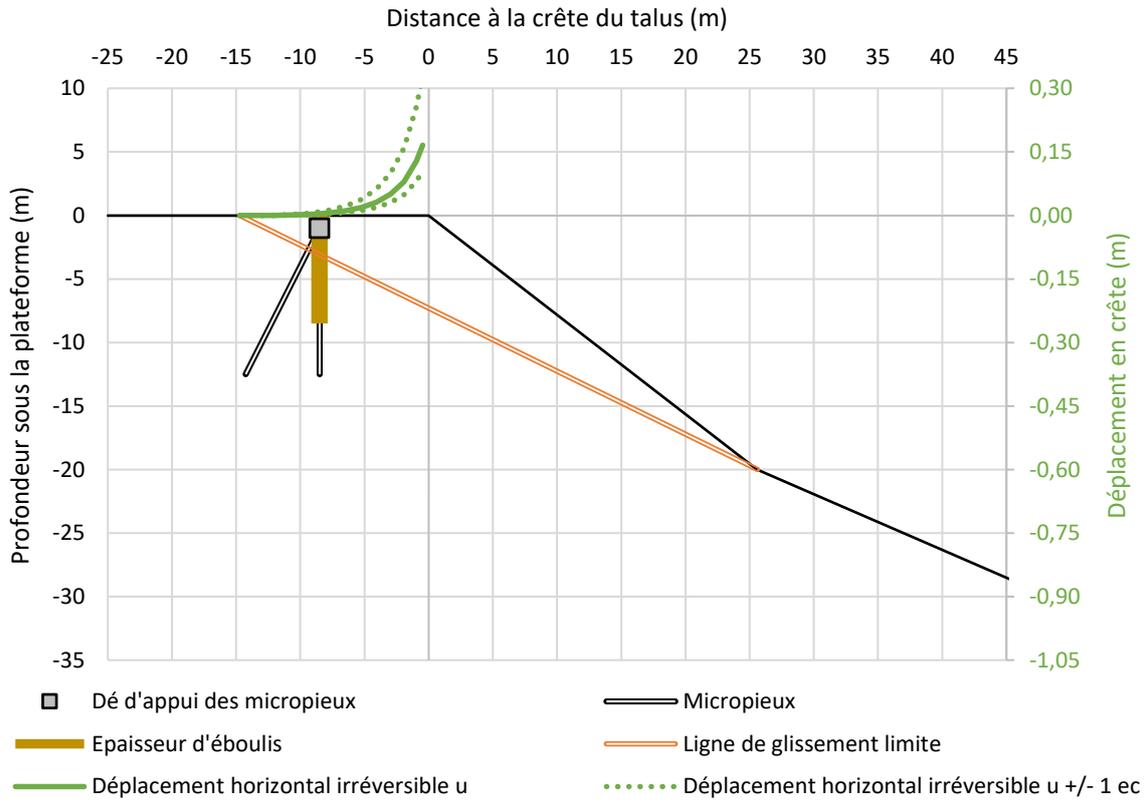
P4 | TRAVEE 8



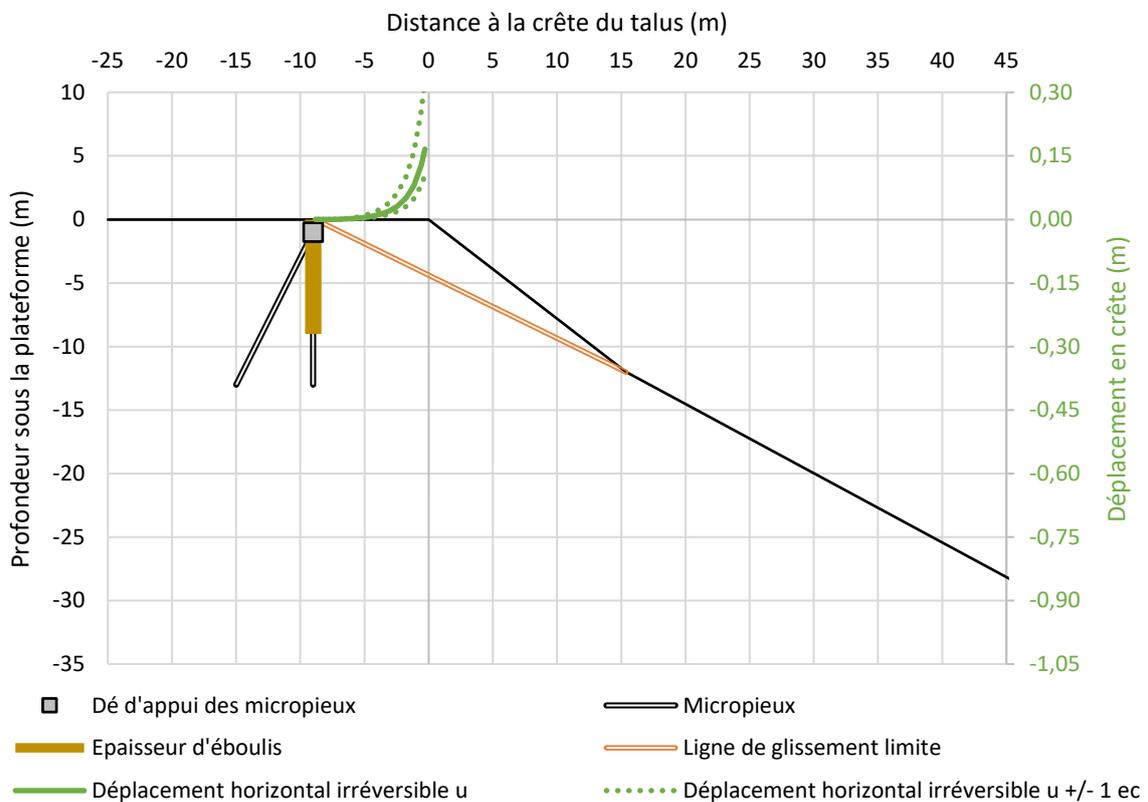
P3 | TRAVEE 7



P2 | TRAVEE 2 - 2/2



P1 | TRAVEE 1 - 1/1

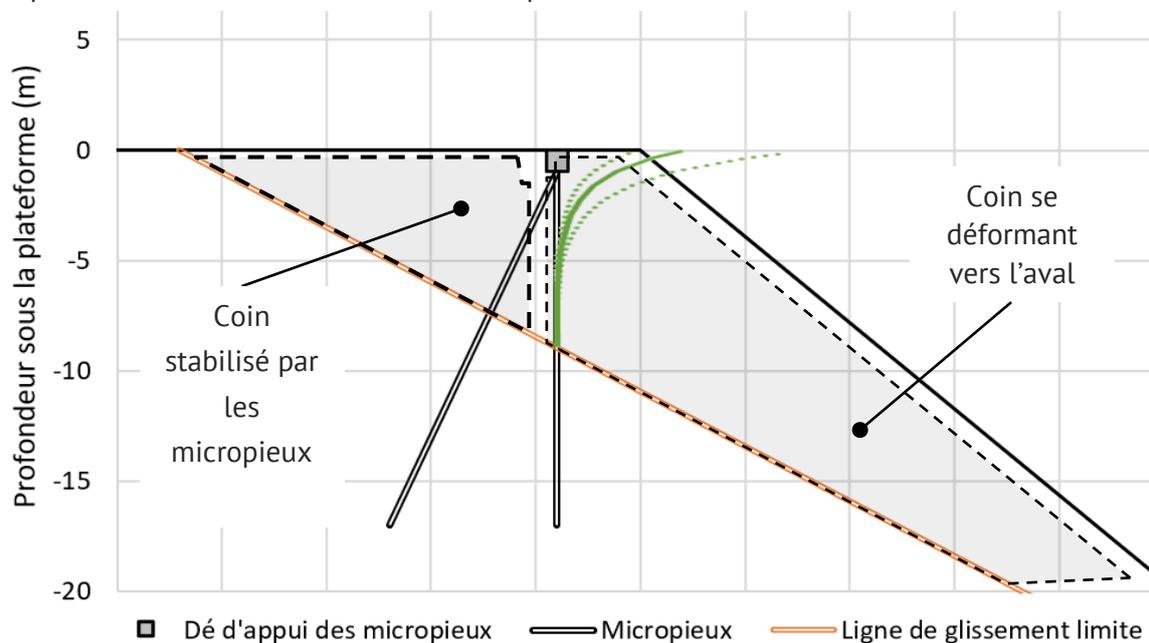


L'enveloppe des déplacements au niveau des appuis du piédroit aval sont reportés dans le tableau ci-après. Ces déplacements restent très faibles, sauf éventuellement au droit des travées 7-9 (profils P3-P5) où ils sont pluri-centimétriques en tête des micropieux. On note cependant qu'ils s'amortissent rapidement avec la profondeur pour devenir quasiment nuls à 4-5 m.

Profil	Travée	uh - 1ec (cm)	uh (cm)	uh + 1ec (cm)
P8	TRAVEE 13	0,1	0,1	0,2
P7	TRAVEE 12	0,1	0,2	0,4
P6	TRAVEE 10 - 1/2	1,3	2,1	4,2
P5	TRAVEE 9	3,6	5,9	11,7
P4	TRAVEE 8	1,5	2,5	5,0
P3	TRAVEE 7	2,3	3,8	7,6
P2	TRAVEE 2 - 2/2	0,3	0,4	0,9
P1	TRAVEE 1 - 1/1	0,0	0,0	0,0

Pour ces travées 7-9 les micropieux de fondation des piédroits jouent également le rôle de stabilisation du terrain à l'amont, raison pour laquelle ils doivent être prévus plus résistants que sur les autres parties d'ouvrage.

Ils seront dimensionnés précisément à l'étape suivante du projet, une fois connue la position exacte du substratum. En l'état nous avons prévu des micropieux verticaux un peu plus résistants que ceux donnés par les calculs structuraux – cf. note de prédimensionnement.



#8 – Propositions de reconnaissances complémentaires

IndC

Ce programme de reconnaissances complémentaires tient compte des compléments apportés par le Maître d'Ouvrage en août et décembre 2022. Il n'a pas vocation à remettre en cause les hypothèses prises dans le cadre de l'AVP mais à améliorer la connaissance du site et de certains paramètres avec pour objectif d'affiner les dimensionnements.

1. Reconnaissances géotechniques

Au droit de l'ouvrage existant, dans l'axe du futur appui aval :

- ✓ 1 SP au niveau de la tête de galerie côté Briançon pour fiabiliser l'épaisseur de matériaux meubles (10 m d'après la sismique réfraction) ; L = 15 m.
- ✓ 1 SP entre le SP5 et le SC1 existants pour fiabiliser l'épaisseur de matériaux meubles (10 m d'après la sismique réfraction) ; L = 15 m.
- ✓ 1 SP entre le SC1 et le SP4 existants ; L = 15 m.
- ✓ 1 SP entre le SP4 et le SP3 existants ; L = 15 m.
- ✓ 2 SP entre le SP3 et le SD102 existants pour fiabiliser l'épaisseur de matériaux meubles (15 m d'après la sismique réfraction) ; L = 30 m.

Au droit du prolongement côté Lautaret

- ✓ 2 SP dans l'axe du futur appui aval ; L = 15 m.
- ✓ 2 SP et 1 SC dans l'axe du futur appui amont ; L = 15 m.

Synthèse

Tous les SP avec description des cuttings, enregistrement des paramètres de foration et essais tous les 1 m. Tous les SC avec description détaillée des carottes extraites.

Type	Nombre	Linéaire total	Nombre d'essais
SP	10	150 m	150 u
SC	1	15 m	-

2. Reconnaissances murs béton (cf rapport CERIB annexe 3)

À partir du rapport du **CERIB**, les reconnaissances suivantes sont envisagées :

- ✓ Zone potentiellement altérée (1964) : 2 SC pour analyses en laboratoire et essais d'expansion résiduelle si pathologie.
- ✓ Zone saine (1964) : 1 SC pour analyses en laboratoire et essais d'expansion résiduelle.
- ✓ Zone saine (1976) : 1 SC pour analyses en laboratoire et essais d'expansion résiduelle.

ANNEXES

Annexe 1 : Procédure de reconstitution de la maquette 3D

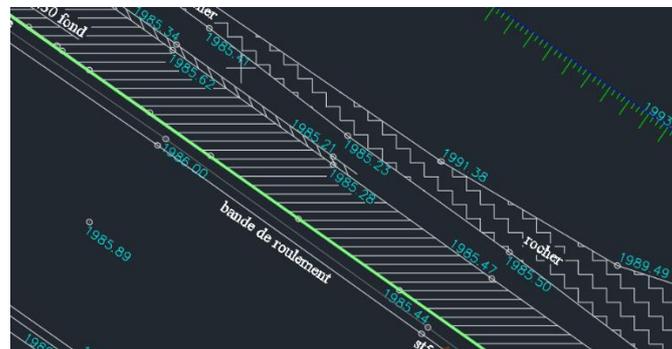
Cette annexe présente la démarche retenue pour redessiner l'ouvrage existant sur REVIT.

1^{ère} étape : Coupe transversale :

- La coupe-type transversale retenue vient du fichier **IDPcoupetransvers** + interprétation Arcadis pour distinguer PT1, PT2, PT3

2^{ème} étape : Implantation :

- Pour l'implantation, on s'est basé sur le fichier 13117-Topo qui donne la géométrie intrados à l'état actuel. La face intrados du mur amont est représentée au niveau de la ligne verte, à côté des points topographiques. On a supposé la face intrados verticale. L'incertitude sur la verticalité est probablement de l'ordre de 10 cm.

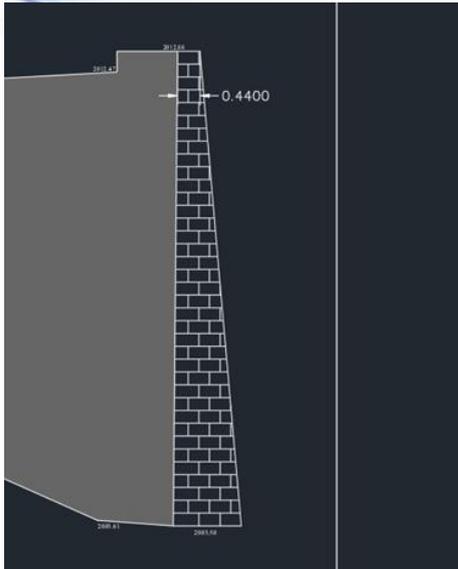


- En parallèle, l'ingénieur tracé a reconstitué le tracé existant – cf. annexe du DPS

Ceci permet donc de positionner le mur amont et la poutre longitudinale en tête.

3^{ème} étape : Murs aux extrémités

- On a combiné les informations entre les fichiers suivants :
 - 13117-Topo
 - 13117-Façade Sud ext
 - 13117-Façade Nord Ouest Ext
 - 13117-façade Nord ext
 - 13117 façade Sud Ouest Ext
 - Google Street View
- Il y a des différences non négligeables entre les fichiers ci-dessus et la réalité constatée sur place. Par exemple, on a 44 cm d'épaisseur en tête dans les dwg ci-dessus alors qu'il est clairement plus épais. L'incertitude est donc importante sur ces parties aux extrémités



4^{ème} étape : Poteaux → Fondations → Poutre longitudinale aval

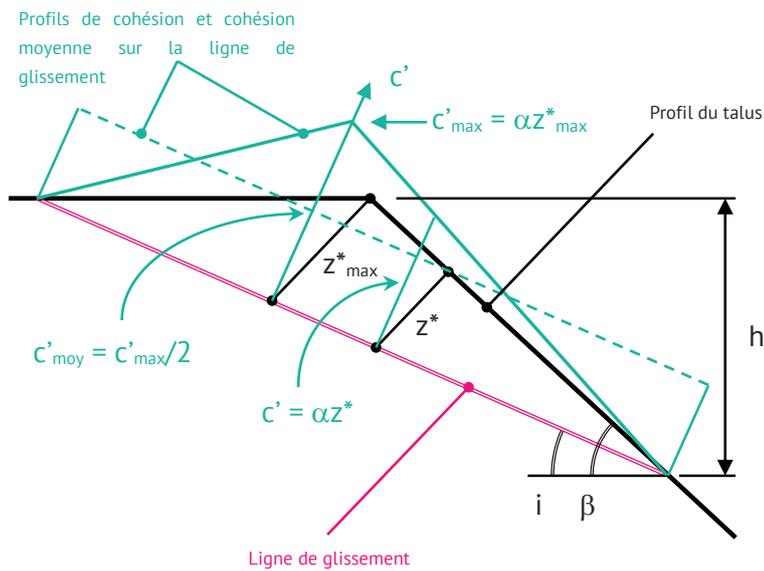
Comme l'ensemble des données n'est pas combinable à 100%, entre la topographie de l'état actuel qui présente un ouvrage déjà un peu déformé, et les plans de coffrage qui n'incluent pas les subtilités de dévers de la voie, nous avons retenu la démarche suivante :

- On a figé la hauteur (4,45 m) et la section transversale des poteaux (deux types définis : 350x600 et 300x600) selon les fichiers pdf **IDPcoupetransvers**, **fondationcoffrageferrailage** et **ferrailagepoteaux**.
 - A noter que ces fichiers ne communiquent des informations précises que sur le travail effectué en 1976. Celui sur les fondations donne une description simple des fondations superficielles des années 60. Par comparaison avec le fichier topo, c'est cela qui nous a permis de définir deux types de poteaux.
- La position de chaque poteau a été prise par rapport à l'axe de ceux-ci dans le plan **13117-Topo**
- La géométrie des fondations + poutre de connexion longitudinale a été retenue à partir des informations disponibles dans le fichier **fondationcoffrageferrailage**. Attention, il n'y a aucune information sur la profondeur des pieux réalisés en 1976, l'incertitude est donc importante mais probablement pas impactante pour le projet.
- Pour la poutre précontrainte côté aval, on a retenu les informations depuis les fichiers **Marionnaise Poutre avant** et **13117 façade Est Ext**. La poutre repose directement sur les poteaux, sa hauteur étant guidée par le second fichier cité.

5^{ème} étape : Dalle supérieure

Comme on a dessiné d'un côté à l'étape 2 le mur amont et sa poutre en tête, et à l'étape 4 la structure aval avec sa poutre en tête, afin de prendre facilement en compte le tracé hélicoïdal sans bug de modèle, on a modélisé une plaque de 50 cm qui se connecte aux deux poutres longitudinales. A noter que sur cette dalle supérieure, le plan topo communique des informations non cohérentes. Ce niveau de détail de modélisation est suffisant pour une partie d'ouvrage amenée à être démolie.

Annexe 2 : Calcul de la cohésion moyenne le long d'un plan de glissement



$$z^*_{\max} = \frac{\tan(\beta - i)}{\sin\beta} h$$

$$c'_{\text{moy}} = \alpha \frac{z^*_{\max}}{2} = \alpha \frac{\tan(\beta - i)}{2\sin\beta} h$$

Annexe 3 : Rapport d'expertise du CERIB pour réutilisation du mur amont



Rapport d'essai n° 038398

Ce rapport annule et remplace le rapport 038302.
Modification : Extension du périmètre de la note technique : prise en compte de la partie du mur de soutènement non en contact avec le remblai.

V/Réf. Oracle 30122003
– code 01

N° de devis Cerib N/A
N° de cde Cerib 222725



Nature de la prestation

Note technique : Marionnaise - diagnostic mur poids

Demandeur : ARCADIS ESG

200-216 Rue Raymond Losserand
75014 PARIS
FRANCE

Date d'édition : 19/07/2022

Jonathan MAI-NHU

Responsable des essais

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale.
Ce rapport comporte 6 pages.

*Les informations identifiées par le symbole ** sont fournies par le fabricant et relèvent de sa responsabilité.*

Ce rapport d'essais atteste uniquement des caractéristiques de l'échantillon soumis aux essais tel que reçu et ne préjuge pas des caractéristiques de produits similaires. Il ne constitue donc pas une certification de produits au sens de l'article L 433-3 du code de la consommation et de la loi du 4 août 2008.



Version : 18-08-2020

/ Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton

/ 1 rue des Longs Réages - CS 10010 - 28233 EPERNON CEDEX - France

/ Tél. +33(0)2 37 18 48 00 / e-mail cerib@cerib.com / www.cerib.com

Centre Technique Industriel (loi du 22 juillet 1948) SIRET 775 682 784 00027 - NAF 7219Z. Agréé par le Ministère de l'Intérieur (arrêté du 4.04.2011) pour les essais de résistance au feu des éléments de construction. Certificateur de produits (Art. L. 115-27 Code de la consommation), mandaté par AFNOR Certification. Notifié par l'Etat pour le marquage CE (n°1164). Opérateur de recherche du Ministère de l'Éducation Nationale, de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche, les travaux de R&D éligibles peuvent bénéficier du CIR.



1 CONTEXTE

La galerie de la Marionnaise (figure 1) est un ouvrage construit en deux phases. La première date de 1964 (7 tabliers (travées de 2 à 8)) à l'emplacement d'une ancienne galerie en maçonnerie et la seconde de 1976 (deux tabliers supplémentaires au Nord 9 et 10 et un au Sud).

L'ouvrage d'une longueur de 381,20 m est constitué de 10 tabliers de 37,80 m de longueur et de deux ouvrages de tête. Chaque tablier est constitué par trente prédalles élégies, de section rectangulaire, en béton précontraint. Elles sont clavées par des joints coulés en place. Chaque tablier présente un rampant d'inclinaison de 18° vers l'aval. Chaque travée est constituée à l'amont d'un mur de soutènement (figures 2 et 3) et à l'aval de 7 poteaux en béton armé.

La partie du mur de soutènement amont réalisée en 1964 et en contact avec le remblai n'est pas armée selon les informations transmises par Arcadis (épaisseur à la base de 2,20 m), à l'exception de 3 armatures de scellement de semelles situées à 60 cm du parement exposé. D'après les informations transmises, il s'agit des profils 21 à 30.

Une partie du mur amont est réalisée en 1976 (épaisseur constante de 1,30 m), cette partie n'est pas en contact avec le remblai.

Le mur amont présente des signes de dégradation et a fait l'objet d'un diagnostic (rapport de diagnostic intermédiaire Sixense Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022).

Le diagnostic a conduit aux conclusions suivantes :

- Le mur amont est globalement dans un « état général moyen ».
- Les résistances à la compression indiquent des bétons de résistance mécanique correcte mais pouvant présenter localement une qualité moindre.
- Les bétons sont carbonatés sur des profondeurs cohérentes avec l'âge de l'ouvrage (évolution du front de carbonatation entre 13 et 28 mm) et en l'absence d'acier dans le domaine pollué, il n'existe pas de risque de corrosion par la carbonatation.
- Les bétons sont fortement pollués par les ions chlorure dans les 6 premiers cm. À cœur, on observe l'absence de pollution par les ions chlorure. De ce fait, les aciers de scellement de semelle ne sont pas atteints par de la corrosion pilotée par les ions chlorure.
- Les facteurs d'espacement sont supérieurs à 300 µm, les résultats de gonflement sont supérieurs à 500 µm/m. Les dégradations visuelles sont imputées à l'action du gel dans ce rapport Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022.
- Les pertes de masse cumulées des particules d'écaillage sont supérieures à 750 g/m². Les dégradations visuelles sont imputées à l'action du gel dans ce rapport Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022.

Les conclusions de ce rapport de diagnostic intermédiaire mettent en avant la sensibilité au gel/dégel et à l'action des sels de déverglaçage, phénomènes probablement à l'origine des dégradations observées.



Figure 1 : Vue d'ensemble de la galerie de la Marionnaise



Figure 2 : Mur amont de soutènement



Figure 3 : Mur amont – Partie non en contact avec le remblai

Dans le cadre d'une étude préliminaire visant à définir les solutions de long terme de remplacement de la galerie actuelle de la Marionnaise, Arcadis envisage deux options concernant la réutilisation ou non du mur amont de soutènement. Arcadis sollicite le Cerib pour émettre un avis sur la possibilité de réutiliser le mur amont de soutènement correspondant à l'option 2 ci-dessous. L'avis porte exclusivement sur le volet durabilité et ne comprend pas d'analyse structurelle de capacité portante.

Les sollicitations mécaniques dues à la dalle de couverture devront faire l'objet d'une analyse par Arcadis.

Les options envisagées par Arcadis concernant la partie du mur amont en contact avec le remblai sont schématisées ci-après.

1.1 Option 1 – conservation du mur amont en contact avec le remblai sans le réutiliser

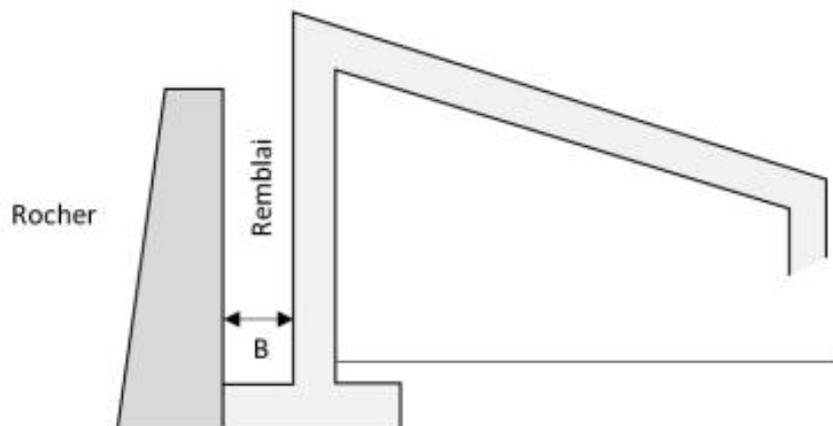


Figure 4 : Option 1 envisagée par Arcadis - Conservation du mur amont en contact avec le remblai sans le réutiliser

1.2 Option 2 – conservation du mur amont en contact avec le remblai et réutilisation

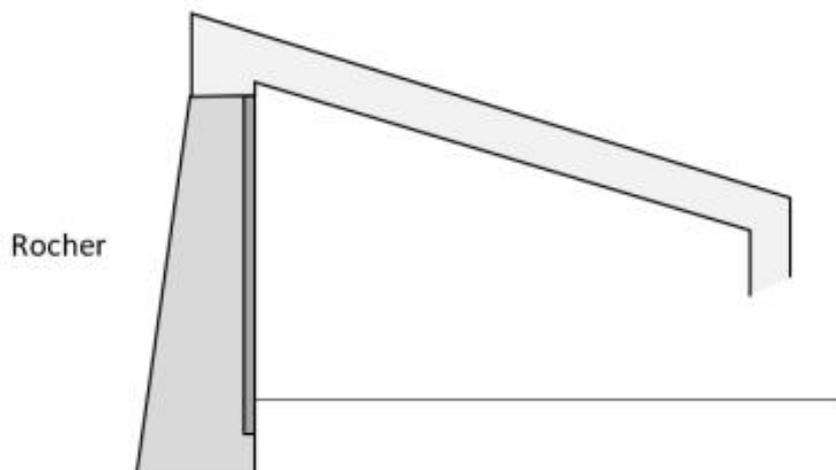


Figure 5 : Option 2 envisagée par Arcadis - Conservation du mur amont en contact avec le remblai et réutilisation



Suite du rapport : 038398

Selon les informations transmises par Arcadis, l'option 2 consiste à purger l'épaisseur de béton dégradée dans le mur amont puis à couler un voile en béton d'une vingtaine de cm sur le côté aval du mur de soutènement pour protéger le mur amont des sollicitations externes (notamment des variations de température et des projections de sels de déverglaçage).

Il convient de rappeler que les préconisations suivantes ont été formulées dans le rapport intermédiaire de diagnostic Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022 :

« Dans ce cadre, les actions à réaliser devront permettre de protéger les parements exposés contre les venues d'eau et humidité afin de limiter la cinétique d'évolution des désordres. Il convient de noter que ces travaux doivent être associés à un suivi régulier des parties dégradées et ne sauraient être suffisants à enrailler définitivement les phénomènes de dégradations sur les parties les plus sensibles à terme. ».

2. AVIS CERIB SUR LA PERTINENCE DE L'OPTION 2

En phase avec les recommandations formulées dans le rapport intermédiaire de diagnostic, la réutilisation éventuelle du mur amont au contact du remblai impliquerait de prendre en compte les volets suivants :

1. Il convient de s'assurer dans un premier temps de l'absence de toute autre pathologie au niveau du mur amont actuel. Les essais réalisés par Sixense (Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022) indiquent la faible résistance du béton constitutif du mur amont vis-à-vis des cycles de gel/dégel en présence ou non de sels de déverglaçage. Le rapport de diagnostic n'indique rien concernant d'éventuelles pathologies de type alcali-réaction (RAG) ou réaction sulfatique interne (RSI). Or, la photo n°11 du rapport de Sixense (Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022, page 38, Annexe 1) illustre un exemple de désordre observé sur la travée 4. Le faciès de fissuration conduit à s'interroger sur l'origine de ces désordres et sur l'existence de réactions endogènes.

Avant toute réutilisation du mur amont, il convient de s'assurer de l'absence de ce type de pathologie. Des analyses en laboratoire peuvent être réalisées à partir d'échantillons prélevés sur l'ouvrage par carottage, tant en zone « saine » qu'en zone « potentiellement altérée ». Il conviendrait de prélever a minima :

- En zone « potentiellement altérée » (qui présente des fissures caractéristiques en surface) :
 - 2 échantillons pour les analyses en laboratoire,
 - 3 échantillons pour l'essai d'expansion résiduelle (à réaliser uniquement en cas de confirmation de pathologie) ;
- En zone « saine » :
 - 1 échantillon pour les analyses en laboratoire,
 - 1 échantillon pour l'essai d'expansion résiduelle (à réaliser uniquement en cas de confirmation de pathologie).

Rappelons à ce stade qu'aucune observation sur site n'a été réalisée préalablement à la rédaction de la présente note technique.



Figure 6 : Extrait du rapport de diagnostic Réf. : A21 04447 BEI | Indice : A | Date : 03/02/2022 (Annexe 1, Photo n°11, page 38) – Exemple de désordre sur la travée 4

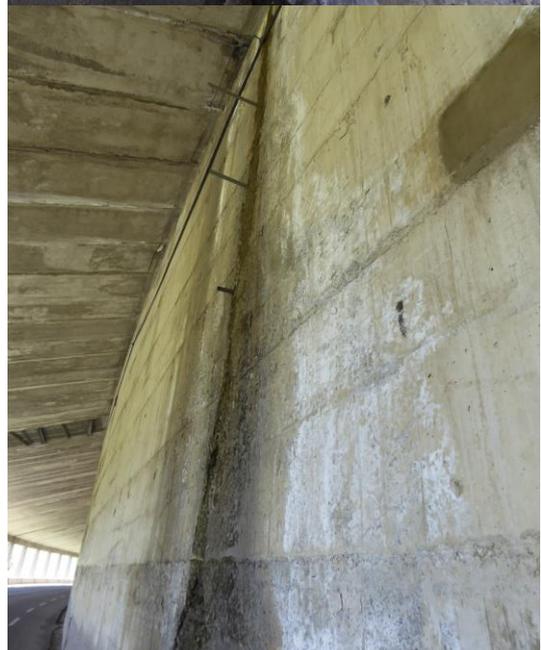
2. Dans l'hypothèse de non-existence de pathologies internes (alcali-réaction, ettringite différée) évolutives, la conservation du mur peut être envisagée et il conviendrait d'éliminer la présence de chlorures analysés dans le mur amont. La réparation du mur amont pourrait consister à purger à minima l'épaisseur polluée par les chlorures, c'est-à-dire les 6 à 8 premiers cm de béton selon les informations transmises.
3. Il conviendrait également de protéger les faces exposées vis-à-vis des sollicitations externes (infiltrations d'eau notamment des infiltrations d'eau, variations de température et des projections de sels de déverglaçage) à l'origine de la dégradation de la structure ou de l'accélération des phénomènes selon le rapport de diagnostic Sixense. L'utilisation d'un voile en béton armé dimensionné selon les règles de l'art et formulé selon les prescriptions G+S des recommandations pour la durabilité des bétons soumis au gel (Université Gustave Eiffel, 2021) constitue une piste appropriée pour la protection du mur amont vis-à-vis de la projection des sels de déverglaçage. La solution envisagée doit également permettre d'éviter une accumulation d'eau dans le mur existant amont qui favoriserait les réactions liées aux variations de gel/dégel. Enfin, la solution d'un voile additionnel pourrait ne pas garantir une protection suffisante vis-à-vis des variations de température. Une solution pourrait alors consister à mettre en place, en plus du système de drainage côté remblai, une épaisseur de matériaux isolants (par exemple des billes d'argiles expansés) entre le mur amont et le voile rapportée afin de permettre d'une part une meilleure résistance vis-à-vis des variations de température et d'autre part d'éviter l'accumulation d'eau dans le mur amont.

Selon les informations transmises par le client, la partie du mur de soutènement non en contact avec le remblai présente les mêmes caractéristiques et configuration que le mur en contact du remblai (absence d'armatures, sensibilité importante au gel/dégel, propriétés mécaniques similaires...). Dans ces conditions, l'ensemble des préconisations ci-dessus s'appliquent également pour la partie du mur de soutènement non en contact avec le remblai.

Annexe 4 : Photos base du mur amont



Face poteau 4.3





Face poteau 7.3



Face poteau 8.3



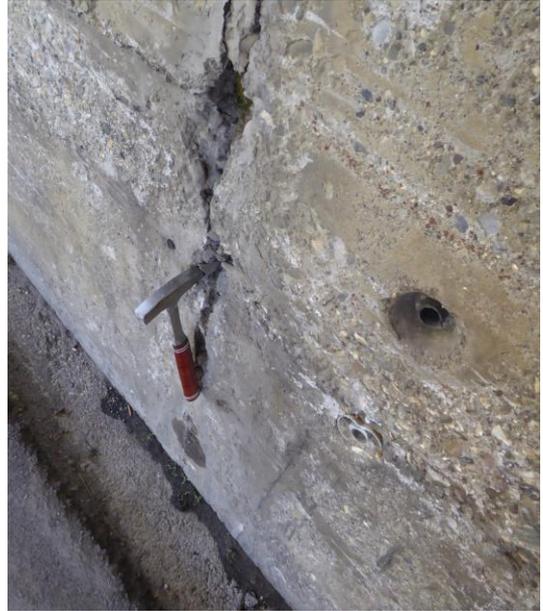
Face poteau 8.7



Face poteau 10.2



Face poteau 10.2

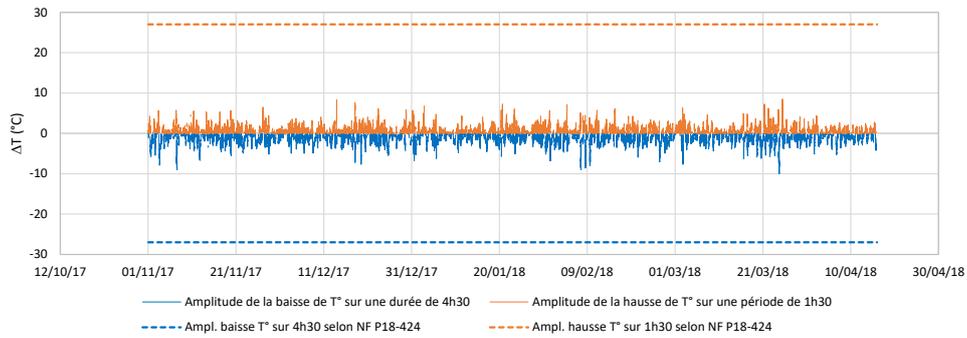


Annexe 5 : Chroniques des températures au Col du Lautaret et amplitudes de variation sur une durée donnée

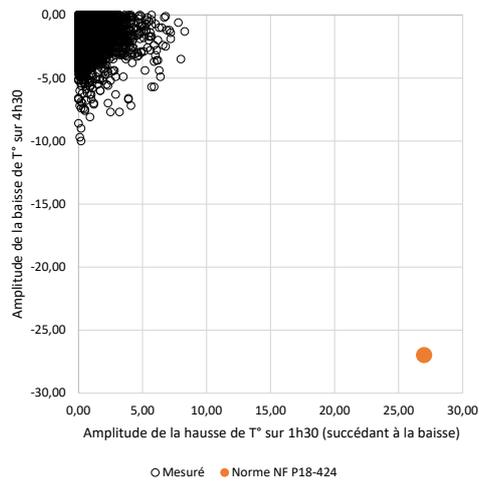
Chronique T° Hiver 2017-2018



Hiver 2017-2018



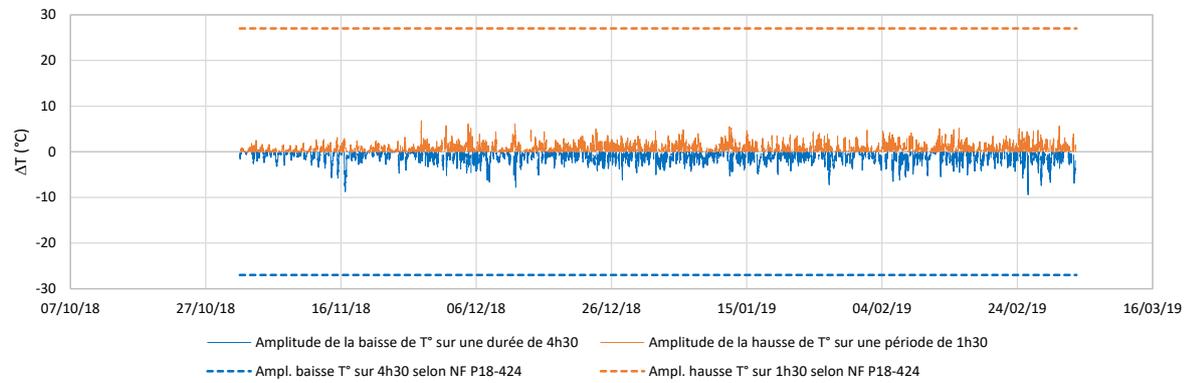
Hiver 2017-2018



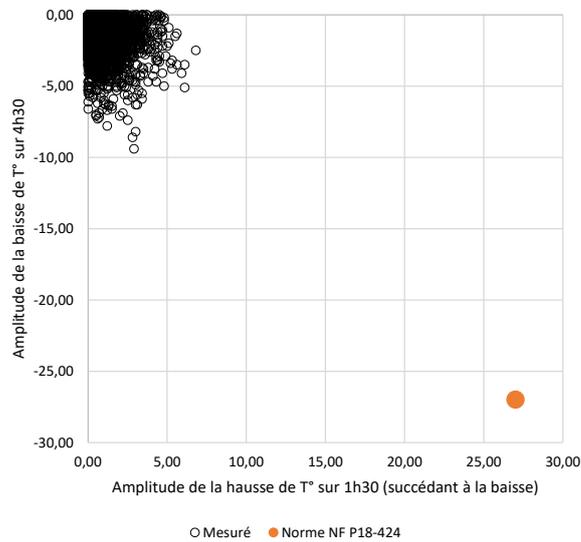
Chronique T° Hiver 2018-2019



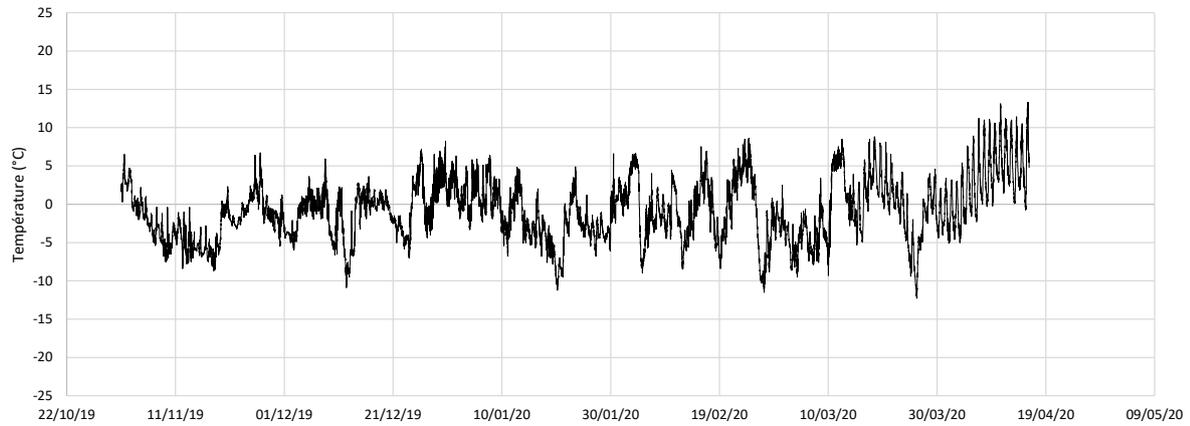
Hiver 2018-2019



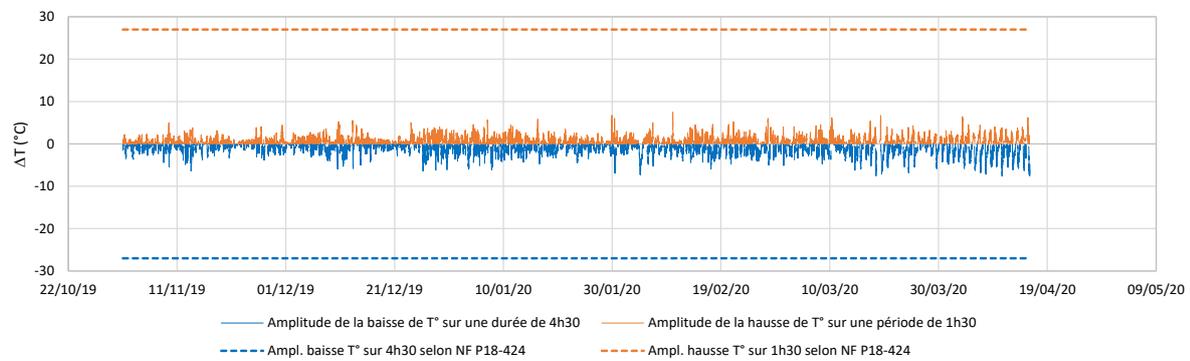
Hiver 2018-2019



Chronique T° Hiver 2019-2020



Hiver 2019-2020



Hiver 2019-2020

