

CONSULTING

Confortement et reconstruction des digues du Borne à Bonneville

Dimensionnement géotechnique des
ouvrages

Numéro du projet : 20CRA102

Intitulé du projet : Confortement et reconstruction des digues du Borne sur la Commune de Bonneville

Intitulé du document : Dimensionnement géotechnique des ouvrages

Version	Rédacteur NOM / Prénom	Vérificateur NOM / Prénom	Date d'envoi JJ/MM/AA	COMMENTAIRES Documents de référence / Description des modifications essentielles
0	Julien MICELI	Farid BOUSSAA	24/05/22	Version de travail valant note d'hypothèses
1	Julien MICELI	Farid BOUSSAA	15/06/22	Version initiale
2	Julien MICELI	Vincent JOUVE	10/03/23	Mise à jour dans le cadre de l'EDD du système d'endiguement

Sommaire

1.....	Objet de la note	4
2.....	Données et aléas	5
2.1	Documents de référence	5
2.2	Durée de vie et classes	6
2.3	Données hydrauliques	6
2.4	Contexte morphologique	6
2.5	Contexte géologique et hydrogéologique	7
2.6	Aléa sismique	8
3.....	Sondages et modèle géotechnique	9
3.1	Programme de reconnaissances	9
3.2	Lithologie	10
3.3	Modèle géotechnique	11
4.....	Sensibilité au séisme des digues en remblai	14
4.1	Méthode de justification	14
4.2	Analyse de sensibilité – Situation projet	16
5.....	Dimensionnement du rideau de palplanches en Rive gauche	21
5.1	Hypothèses	21
5.2	Principe de vérification	24
5.3	Résultats	26
6.....	Dimensionnement du mur de soutènement aval en rive droite	28
6.1	Hypothèses de calcul	28
6.2	Critères de vérification	30
6.3	Résultats	32
7.....	Dimensionnement du soutènement du pont Royal	34
7.1	Hypothèses de calcul	34

—

7.2	Principe de vérification	36
8.....	Sujétions d'exécution	38

Table des illustrations

Figure 1 : Carte géologique - d'Annemasse n°654 et d'Annecy-Bonneville n°678 (BRGM).....	7
Figure 87 - vérification de la stabilité de la digue au séisme (Recommandation du MEDDE, 2014 [38]).....	14
Figure 88 - Recommandation de vérification de la sécurité structurale de la digue à la liquéfaction (recommandation du MEDDE, 2014 [38]).....	15
Figure 86 - accélération maximale de référence au niveau du sol en fonction de la zone de sismicité (Source: Recommandation du MEDDE, 2014 [38]).....	14
Figure 87 - paramètre de sol en fonction de la classe de sol (Source: Recommandation du MEDDE, 2014 [38]).....	14
Figure 2 : Profil de calcul du PR 1076 RG.....	21
Figure 3 : Approches de calculs à adopter aux états-limites ultimes pour les situations de projet les plus défavorables.....	25
Figure 4 : Facteurs partiels pour les actions.....	25
Figure 5 : Facteurs partiels pour paramètres de sol.....	25
Figure 6 : Facteur partiel pour la butée limite.....	25
Figure 7 : Profil de calcul du PR 1232 RD.....	28
Figure 8 : Schéma de la géométrie du mur en RD.....	29
Figure 9 : Pont Royal - profil PT2.....	34
Figure 10 : configuration et fourniture possible pour le pont Royal.....	35

Liste des tableaux

Tableau 1 : Extrait Eurocode - Catégorie géotechnique.....	6
Tableau 2 : Données hydrauliques aux profils de calcul.....	6
Tableau 3 : Justification des ouvrages au séisme.....	8
Tableau 4 : campagne de sondage de 2017 (CNR).....	9
Tableau 5 : Modèle géotechnique des palplanches en rive gauche au PR 1076.....	11
Tableau 6 : Modèle géotechnique des murs en rive droite au PR 1232.....	11
Tableau 7 : Modèle géotechnique du pont Royal en rive gauche au PR 1440.....	12
Tableau 41 - analyse de sensibilité de la digue au séisme.....	17
Tableau 8 : Pertes par corrosion selon l'EC3.....	22
Tableau 9 : Caractéristiques des profilés GU22 avec et sans corrosion (DURABILITY).....	23
Tableau 10 : PR1076 RD – situations de projet et phasage.....	24
Tableau 11 : Synthèse des états limites calculés pour chaque situation.....	29
Tableau 12 : PR 1232 - résultats de la stabilité du mur RD.....	33

1. OBJET DE LA NOTE

La présente note constitue la note de calcul géotechnique des confortements des digues du Borne sur la commune de Bonneville en Haute-Savoie (74). **Les digues du Borne sont de classe B en rive droite et de classe C en rive gauche, selon le décret de 2015.**

Le périmètre des digues, en rives gauche et droite, est localisé entre le pont Royal de l'avenue des Glières à l'amont et le pont Tucinges de l'avenue Ravel en aval, soit environ 800m le long du Borne.

Les secteurs exacts sont :

- Rive gauche :
 - Site du Pont royal : 30m de soutènement en amont du pont ;
 - Le linéaire du PM 930 à 1350 avec la mise en œuvre du rideau de palplanches en arrête coté aval ;
- Rive droite : le secteur du PM 920 à 1350 avec la mise en œuvre d'un mur de soutènement en béton armé coté aval (rue du Borne).



Selon la mission G2 AVP, les coupures étanches programmées suffisent à justifier le risque négligeable d'initiation de l'érosion interne dans les remblais. Ce point n'est pas traité dans le présent rapport.

De même, la stabilité des remblais a déjà été évalué dans la G2 AVP et elle ne sera pas reprise dans le G2 PRO car les reconnaissances supplémentaires ne mettent pas en avant d'aléa supplémentaire aux vérifications précédentes.

2. DONNEES ET ALEAS

2.1 Documents de référence

- Recommandation pour la justification de la stabilité des digues et barrages en remblai, CFBR, octobre 2015 ;
- Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, MEDDE-DGPR, octobre 2014 ;
- Eurocode 7 ;
- NF EN 1993-5 Calcul des structures en acier – pieux et palplanches ;
- NF EN 1997-1 Calculs géotechniques – règles générales ;
- NF P94-261 Calcul géotechnique – fondations superficielles ;
- NF P94-282 Ouvrages de soutènement – écrans.

2.2 Durée de vie et classes

La durée de vie et les classes suivantes sont attribuées aux digues :

- Durée de vie : 100 ans pour le génie civil ;
- Classe de conséquence : CC2 ;
- Catégorie d'ouvrage : n°2.

CATÉGORIE GÉOTECHNIQUE	CLASSES DE CONSÉQUENCE	CONDITIONS DE SITE	BASES DES JUSTIFICATIONS
1	CC1	Simple et connues	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative
2	CC1	Complexes	Reconnaissance géotechnique et calcul
	CC2	Simple ou complexes	Reconnaissance géotechnique et calcul approfondis
4	CC3	Simple ou complexes	Reconnaissance géotechnique et calcul approfondis

Tableau 1 : Extrait Eurocode - Catégorie géotechnique

2.3 Données hydrauliques

Les niveaux d'eau de référence du projet consistent à la crue de période de retour 100 ans adossé d'une revanche de 1,0m. Le niveau aval d'eau aux digues est retenue à la cote du terrain naturel.

Sur les 3 zones de dimensionnement, les niveaux sont les suivants :

Tableau 2 : Données hydrauliques aux profils de calcul

PR	Niveau Borne $Q_{100} + 1m$	Niveau moyen Q_M	Niveau aval
Pont Royal 1440 RG	453,17 m NGF	450,43 m NGF	-
Profil 1076 RG	450,66 m NGF	447,50 m NGF	448,50 m NGF
Profil 1232 RD	451,90 m NGF	448,70 m NGF	450,20 m NGF

2.4 Contexte morphologique

Historiquement, la dynamique sédimentaire du Borne a été perturbée par la mise en place des premiers endiguements sur le Borne (secteur amont de Dessy), entraînant une tendance à l'incision du lit sur son secteur amont et à l'exhaussement de celui-ci sur le secteur aval situé en aval du pont RD1203 (objet de la mission).

Cette tendance a évolué et c'est à partir des années 1950 qu'on commence à assister à un phénomène inattendu d'enfoncement progressif du lit de l'Arve, puis du Borne, en lien avec une rupture du transit sédimentaire. Plusieurs facteurs semblent expliquer le phénomène :

- Pour partie, faible, la fin du Petit Âge Glaciaire depuis 1850, ayant pour conséquence l'extinction naturelle de nombreux torrents sur les bassins versants, et donc une baisse de l'apport sédimentaire dans la vallée,
- Pour une majeure partie un ensemble de facteur en lien avec l'activité anthropique :
 - L'endiguement, lui-même, qui restreignant l'espace de divagation des deux rivières conduit par « effet rebond » à un enfoncement du lit,

- a construction d'importants barrages hydroélectriques, en particulier sur l'Arve (Emosson, Les Houches...), sur le Giffre (Taninges Pressy) et sur le Borne (Beffay), coupant de facto l'alimentation en matériaux sédimentaire plus en aval.
- L'extraction massive de matériaux dans le lit de l'Arve qui servait à la construction et les infrastructures routières. Environ 15 millions de m³ ont été extraits. Ces opérations de « curage » du lit ont eu un impact important sur les fonds de la rivière, avec des incisions pouvant atteindre 5 à 10 m dans certains secteurs (en particulier à proximité des anciennes gravières). Ce facteur est probablement le plus important et a pu impacter les affluents (dont le Borne).

Il en résulte au final que le lit de l'Arve s'est enfoncé largement de plusieurs mètres, et par effet domino certains affluents, donc le Borne, réglant au passage pour partie les problématiques d'inondation, mais générant en contrepartie des problèmes d'instabilités des abords des rivières et même d'effondrement de la capacité de la ressource en eau souterraine (effondrement du toit de la nappe phréatique).

Il est apparu la nécessité de stabiliser l'évolution du profil en long de l'Arve et du Borne, par la multiplication de seuils le long de la confluence.

A ce jour et d'après les informations recueillies, le phénomène d'incision semble stabilisé.

2.5 Contexte géologique et hydrogéologique

Le périmètre de l'opération s'insère dans la plaine de l'Arve à la confluence du Borne et de l'Arve. Les formations sont essentiellement alluvionnaires :

- Jz – Cône de déjection (du Borne) ;
- Fz (Holocène) – alluvions moderne de vallée.

La limite entre les deux zones est exactement au centre de linéaire de digue de l'opération. Ces sols sont constitués de sables et graviers avec du limon en surface et à tendance de plus en plus graveleuse en profondeur.

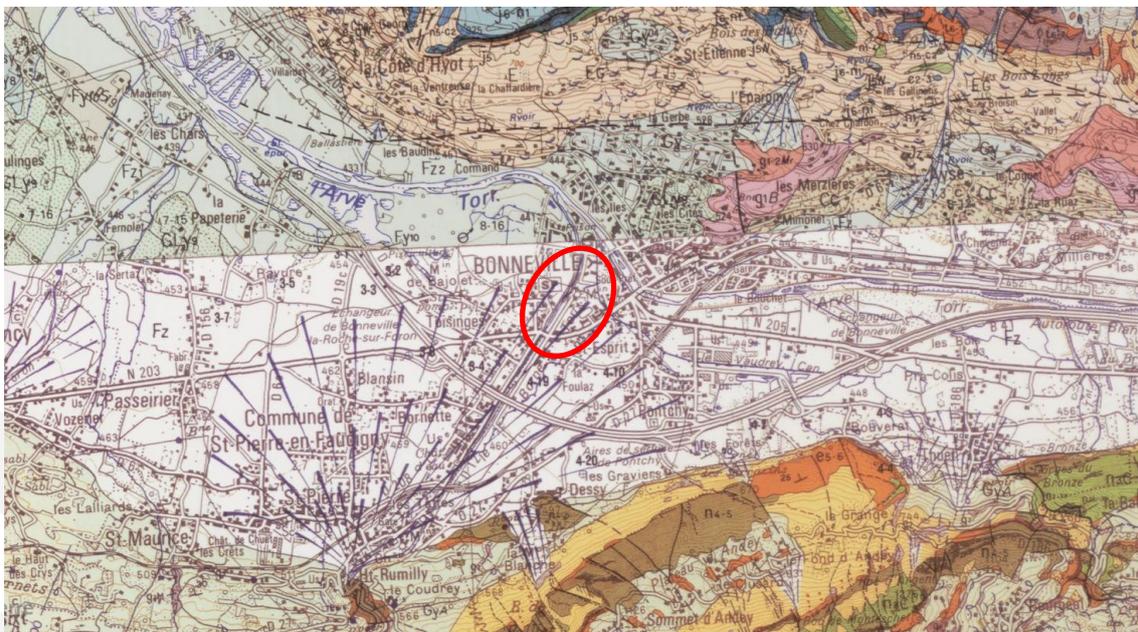


Figure 1 : Carte géologique - d'Annemasse n°654 et d'Annecy-Bonneville n°678 (BRGM)

Les digues du Borne objet de l'étude ne sont pas équipées de piézomètres permettant de situer le niveau de nappe. Aucune nappe n'a été rencontrée dans la campagne de sondage de 2017.

Cette nappe peut notamment dépendre débits du Borne ou de l'Arve lors de la campagne et de la méthode de forage. Une nappe d'accompagnement du cours d'eau reste possible.

2.6 Aléa sismique

La Commune de Bonneville est localisée **en zone de sismicité 4, aléa moyen**, selon les cartes du 1^{er} mai 2011.

Pour la digue RD de classe B en zone 4, il convient de réalisation une approche selon le document du MEDDE :

- « β » pour la stabilité (méthode pseudo-statique) ;
- Une vérification du risque de liquéfaction.

Pour la digue RG de classe C, aucune justification spécifique n'est nécessaire au séisme.

Tableau 3 : Justification des ouvrages au séisme

Ouvrage	Texte de référence	Justification	Accélération	Approche et méthode
Digue RG (classe C)	Guide MEDDE 2014	Sans objet (approche α)	-	-
Digue RD (classe B)		SES forfaitaire (approche β)	$a_{gH} = 1,2 \text{ m/s}^2$	Pseudo-statique

Les ouvrages n'étant pas fondés au rocher, il est appliqué un facteur de réduction de 2/3 à l'accélération du SES.



*Le risque de liquéfaction des sols des digues apparaît négligeable car les remblais sablo-graveleux ont une compacité moyenne à élevée (pas de sols lâches) et ne sont pas saturés en eau hors crue.
L'analyse ne sera pas menée plus longuement.*

3. SONDAGES ET MODELE GEOTECHNIQUE

3.1 Programme de reconnaissances

La campagne de reconnaissance a été réalisée HYDROGEOTECHNIUE et sa filiale IMG en 2017 puis complétée en 2021 par la même société. Le programme réalisé est le suivant :

- Reconnaissances géophysiques : réalisation de panneau électriques avec des mailles de 2 (profil en travers) à 5 m (profil en long en crête).
- Reconnaissances géotechniques :
 - Sondages lors de la G2 AVP de CNR

Tableau 4 : campagne de sondage de 2017 (CNR)

Digue	Sondages réalisés	Sondages et essais in situ (Unité)			Essais laboratoire (Unité)			
		Carotté (SC)	Pénétromètre Dynamique (PD)	Tarière manuelle (TA)	Analyses GTR	Sédimentométrie	Cisaillement	Analyse physico-chimique
Bois Jolivet B	SC748 PD561-320-748 TA35-726	1	3	2	2	0	0	2
Queue du Borne	SC253 TA153	1	0	1	2	1	1	2
Toisinges	SC442 PD441/442-153/154 TA70-745	1	2	2	2	2	1	2
STEP	SC195 TA464-65	1	0	2	2	1	1	0

- Reconnaissances supplémentaires de 2021, uniquement sur le secteur du projet :
 - Secteur Bois Jolivet B – rive droite :
 - PM1232RD : 1 sondage pressiométrique à 8m de profondeur ;
 - SC1150RD : 1 sondage carotté à 8m de profondeur (diam. 116 mm) avec réalisation de 2 essais Lefranc ;
 - En laboratoire 2 analyses GTR, 1 sédimentométrie, 1 essai cisaillement à la boîte.
 - Secteur de Toisinges – rive gauche :
 - PM1333 et 1160RG : 2 sondages pressiométrique à 16m de profondeur ;
 - SC673RD : 1 sondage carotté à 8m de profondeur (diam. 116 mm) avec réalisation de 2 essais Lefranc ;
 - En laboratoire 3 analyses GTR, 1 sédimentométrie, 1 mesure de densité, 1 essai cisaillement à la boîte.

Les sondages de 2021 sont repris en Annexe 1.

3.2 Lithologie

Le recoupement des sondages à la pelle et des carottages affiche la lithologie générale suivante :

- **Couche 00 – Terre végétale** : 0,2 à 0,4 m de terre végétale mélangée à des sables et graviers ou des limons ;
- **Couche 01 – Remblai des digues** : 0,5 à 1,5m de limons sableux marron à cailloux et galets, localement plus crus ;
- **Couche 02 – Fondation alluviale** : jusqu'à l'arrêt des sondages (8,0m), des graves sableuses à galets et cailloux avec localement des passages plus limoneux (SC673RG entre 6,3 et 7,75m).

Le substratum rocheux n'est jamais observé aussi bien par les carottages que par les sondages destructifs plus profond (16,0m).

Aucune analyse laboratoire n'a été réalisé dans le corps de digue lors de la campagne de 2021 sur le secteur étudié. La campagne de 2017 observe des graves sableuses et limoneuses de type C1B5 ou D3 (5 à 25% de fines). Les pénétromètres dynamiques de 2017 affichent des compacités élevées à très élevées dans le corps de digue ($q_d > 5$ MPa en rive droite et 10 MPa en rive gauche).

La fondation alluviale regroupe des graves très crues (sols D2-D3) ou plus étalées (C1B5). Les teneurs en fines sont faibles à moyenne (5 à 29%). Ces graves restent sensibles à l'eau (passant à $80 \mu\text{m} > 12\%$). Dans la limite du carottier (diamètre 116mm), les galets mesurent jusqu'à 70 mm. Les sondages à la pelle réalisées plus aval affichent la présence de galets jusqu'à 140 mm.

Les essais pressiométriques en fondation affichent des caractéristiques moyennes à très élevées en rive gauche :

- $0,85 < p_l^* < 5$ MPa ;
- $8 < E_m < 280$ MPa ;
- $E_m/p_l^* > 9$.

Le sondage PM1160RG affiche un passage très dur ($p_l^* > 5$ MPa) entre les altitudes 448 et 446 m NGF, avec probablement une forte quantité de galets.

Les essais pressiométriques en fondation affichent des caractéristiques moyennes à élevées en rive droite :

- $0,49 < p_l^* < 3,85$ MPa ;
- $3,9 < E_m < 66,3$ MPa ;
- $E_m/p_l^* > 8$.

3.3 Modèle géotechnique

3.3.1 Palplanches en rive gauche

Selon les données des deux campagnes, il est retenu le modèle géotechnique suivant en rive gauche :

Tableau 5 : Modèle géotechnique des palplanches en rive gauche au PR 1076

Couche	Remblai de la digue	Fondation alluviale
Cote toit de la couche (m NGF)	450,70	449,00
Epaisseur (m)	Max 1,7 m	> 15,0
Module pressiométrique E_m (MPa)	15	20,0
Pression limite PI^* (MPa)	1	1,5
Coefficient rhéologique α	1/3	1/3
Angle de frottement interne ϕ' (°)	31	33
Cohésion à long terme c' (kPa)	3	0
Densité humide γ_h (kN/m ³)	20,0	20,0

3.3.2 Mur de soutènement en rive droite

Selon les données des deux campagnes, il est retenu le modèle géotechnique suivant en rive droite :

Tableau 6 : Modèle géotechnique des murs en rive droite au PR 1232

Couche	Remblai de la digue	Fondation alluviale	Remblai derrière les murs
Cote toit de la couche (m NGF)	452,50	450,20	451,90
Epaisseur (m)	1,8	> 6	2,5
Module pressiométrique E_m (MPa)	10	10,0	20,0
Pression limite PI^* (MPa)	0.8	1,6	2,0
Coefficient rhéologique α	1/3	1/4	1/4
Angle de frottement interne ϕ' (°)	37	35	35
Cohésion à long terme c' (kPa)	0	0	0
Densité humide γ_h (kN/m ³)	20	20	21

Pour la fondation alluviale, les valeurs retenues sont volontairement pessimistes car elles permettent prendre en compte le cas le plus défavorable avec les alluvions les plus limoneuses (C1B5).

Pour le remblai à l'arrière des murs, il est considéré la mise en œuvre d'un grave tout-venant compactée avec un objectif de densification « q3 » (98% de l'OPN).

La portance des sols alluviaux sous le niveau de fondation des murs est évaluée ci-dessous selon la norme NF P 94-261.

$$q_{net} = k_p * p_{le} * i_{db} = 1,0 \times 1,6 \times 1,0 = 1,6 \text{ MPa}$$

- $k_p = 1,0$ dans les sables et graviers (facteur de portance pressiométrique) ;
- p_{le} correspond au p_{l^*} équivalent retenue en MPa ;
- i_{db} est un facteur de correction selon l'inclinaison de la semelle, ici égale à 1,0 (horizontal).

Dans la continuité, la portance aux ELS et ELU est définie de la manière suivante :

$$q_{ELS} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,d,v} * \gamma_{R,v}} = \frac{1,6}{1,2 * 2,3} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$q_{ELU} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,d,v} * \gamma_{R,v}} = \frac{1,6}{1,0 * 1,4} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$q_{ELUacci} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,d,v} * \gamma_{R,v}} = \frac{1,6}{1,0 * 1,2} = 1,33 \text{ MPa}$$

- $\gamma_{R,d,v}$, coefficient de modèle, vaut 1.2 à l'ELS caractéristique et 1.0 à l'ELU ;
- $\gamma_{R,v}$, vaut 2.3 à l'ELS et 1.4 à l'ELU durable, éventuellement 1.2 à l'ELU accidentelle (séisme).

3.3.3 Soutènement Pont Royal

Selon les données des deux campagnes, il est retenu le modèle géotechnique suivant au pont Royal rive gauche :

Tableau 7 : Modèle géotechnique du pont Royal en rive gauche au PR 1440

Couche	Fondation alluviale	Remblai derrière les murs
Cote toit de la couche (m NGF)	451,50	454,40
Épaisseur (m)	> 3	2,9
Module pressiométrique E_m (MPa)	10,0	20,0
Pression limite PI^* (MPa)	1,6	2,0
Coefficient rhéologique α	1/4	1/4
Angle de frottement interne φ' (°)	35	35
Cohésion à long terme c' (kPa)	0	0
Densité humide γ_h (kN/m ³)	20	21

Pour la fondation alluviale, les valeurs retenues sont celles retenues pour les murs de soutènement en rive gauche, car aucun sondage n'a été réalisé à l'emplacement des soutènements. L'hypothèse apparaît toutefois raisonnable, puisque le sondage PM1333RG affiche des caractéristiques bien plus importantes.

Pour le remblai à l'arrière des murs, il est considéré la mise en œuvre d'un grave tout-venant compactée avec un objectif de densification « q3 » (98% de l'OPN).

La portance des sols alluviaux sous le niveau de fondation des murs est évaluée ci-dessous selon la norme NF P 94-261.

$$q_{net} = k_p * p_{le} * i_{db} = 1,0 * 1,6 * 1,0 = 1,6 \text{ MPa}$$

- $k_p = 1,0$ dans les sables et graviers (facteur de portance pressiométrique) ;
- p_{le} correspond au p_{l^*} équivalent retenue en MPa ;
- i_{db} est un facteur de correction selon l'inclinaison de la semelle, ici égale à 1,0 (horizontal).

Dans la continuité, la portance aux ELS et ELU est définie de la manière suivante :

$$q_{ELS} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,d,v} * \gamma_{R,v}} = \frac{1,6}{1,2 * 2,3} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$q_{ELU} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,d,v} * \gamma_{R,v}} = \frac{1,6}{1,0 * 1,4} = 1,14 \text{ MPa}$$

- $\gamma_{R,d,v}$, coefficient de modèle, vaut 1.2 à l'ELS caractéristique et 1.0 à l'ELU ;
- $\gamma_{R,v}$, vaut 2.3 à l'ELS et 1.4 à l'ELU durable, éventuellement 1.2 à l'ELU accidentelle (séisme).

4. SENSIBILITE AU SEISME DES DIGUES EN REMBLAI

4.1 Méthode de justification

4.1.1 Justification au séisme

Selon les recommandations du groupe de travail barrage et séismes d'octobre 2014 [34], l'étude du cas d'une rupture sous séisme est recommandée compte tenue de la classe de la digue (classe B) et de la zone de sismicité (zone 4 : sismicité modérée, cf. §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

7.5.2.3. Niveaux d'études recommandés

Les recommandations en matière d'études graduées sont les suivantes :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	α	α	α	α
2	α	α	α	α
3	α	α	α	β
4	α	α	β	β
5	α	β	β	β

Tableau 7-28 - Recommandations pour les études graduées - digues

α : vérification de la conformité aux règles du génie civil
 β : vérification de la stabilité par méthode pseudo-statique

Figure 2 - vérification de la stabilité de la digue au séisme (Recommandation du MEDDE, 2014 [38])

Les calculs sont menés selon les recommandations du MEDDE.

L'accélération de calcul est estimée à partir des facteurs suivants :

- Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A. Cette accélération est donnée en fonction de la zone de sismicité :

Zones de sismicité	a_{gr}
1 (Très faible)	0,4
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (Forte)	3

Figure 3 - accélération maximale de référence au niveau du sol en fonction de la zone de sismicité (Source: Recommandation du MEDDE, 2014 [38])

- Le coefficient d'importance γ_I . L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1) a_g , est égale à a_{gr} multiplié par le coefficient d'importance γ_I soit $a_g = \gamma_I * a_{gr}$. En considérant une catégorie d'importance III, on a $\gamma_I = 1,2$;
- Le paramètre de sol S. La nature du sol par l'intermédiaire du paramètre de sol est prise en compte, en considérant les valeurs de S associées :

Classes de sol	S (pour les zones de sismicité 1 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Figure 4 - paramètre de sol en fonction de la classe de sol (Source: Recommandation du MEDDE, 2014 [38])

Le sol étant de classe C, on prendra $S=1,5$;

- Le coefficient r fonction de la capacité de l'ouvrage à accepter des déplacements irréversibles post-séismes. Une valeur usuelle prise en compte pour ce paramètre pour une digue en remblai est de 2.

La vérification de la stabilité au glissement est effectuée selon la méthode pseudo-statique en tenant compte des coefficients d'accélération horizontale et verticale estimés selon les formules suivantes :

- $\sigma_h = \frac{1}{r} * \gamma_l * \frac{a_{gr}}{g} * S = 0,5 * 1,2 * \frac{1,6}{9,81} * 1,5 = 0,147$
- $\sigma_v = \pm 0,5 * \sigma_h = \pm 0,073$

Afin de vérifier la stabilité au séisme, ces coefficients sont appliqués dans le modèle de stabilité de la digue.

Il est également recommandé dans ce document pour un système d'endiguement de classe dans une zone de sismicité 4 de vérifier la sécurité structurale vis-à-vis de la liquéfaction :

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

Tableau 7-27 - Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - digues

Figure 5 - Recommandation de vérification de la sécurité structurale de la digue à la liquéfaction (recommandation du MEDDE, 2014 [38])

4.1.2 Justification à la liquéfaction

Il est également recommandé dans ce document pour un système d'endiguement de classe dans une zone de sismicité 4 de vérifier la sécurité structurale vis-à-vis de la liquéfaction :

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

Tableau 7-27 - Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - digues

Figure 6 - Recommandation de vérification de la sécurité structurale de la digue à la liquéfaction (recommandation du MEDDE, 2014 [38])

La liquéfaction apparaît dans les sols fins non cohérents. Pour les sols très fins les liens cohésifs entre les grains empêchent la liquéfaction. Pour les sols très perméables, tels que les graviers, la forte perméabilité permet une dissipation rapide des pressions interstitielles. La Figure 7 (d'après Iwasaki, 1986) donne les limites granulométriques des sables et silts les plus liquéfiables.

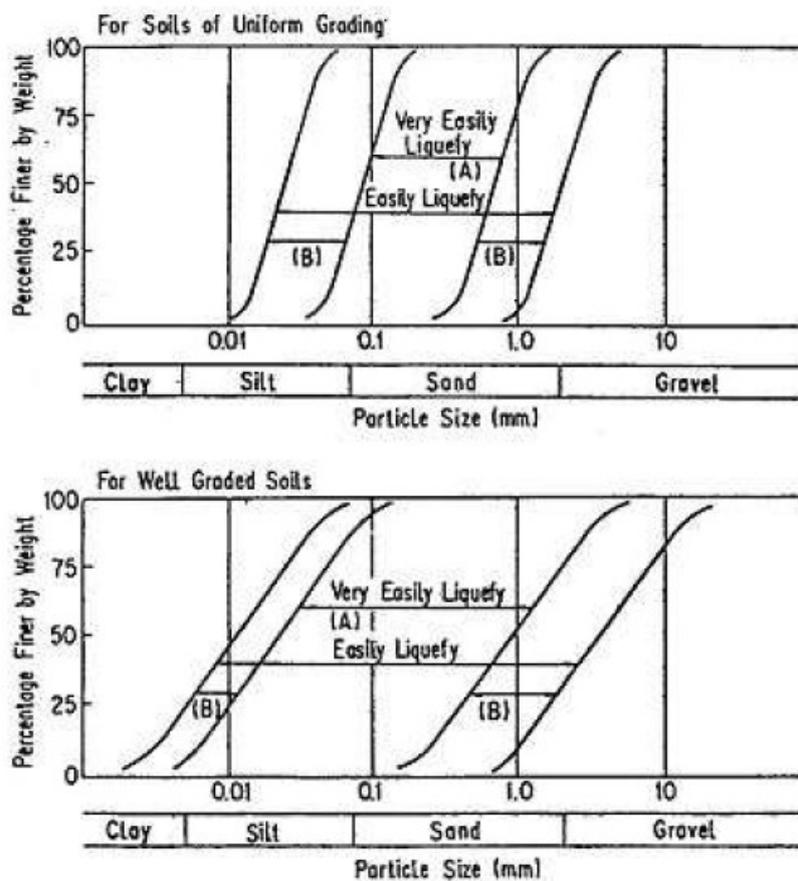


Figure 7 - Fuseaux de sols liquéfiables - En haut granulométrie serrée ; en bas granulométrie étalée

De plus, les règles parasismiques françaises fixent aussi des critères granulométriques :

- Sables, sables vasards et silts ;
- Matériaux saturés ;
- Coefficient d'uniformité $C_u < 15$ avec $C_u = D_{60}/D_{10}$;
- Diamètre moyen $0,05 \text{ mm} < D_{50} < 1,5 \text{ mm}$.

Et excluent les sols dont :

- Soit $D_{10} > 2 \text{ mm}$;
- Soit $D_{10} < 74 \text{ }\mu\text{m}$ et $I_p > 10$ avec I_p l'indice de plasticité.

De plus, un sol est liquéfiable lorsque celui-ci est saturé en eau, ce qui entraîne pour un sol non-cohérent une annulation de la contrainte effective par l'effet des pressions interstitielles dans le matériau, entraînant un comportement liquide du sol.

4.2 Analyse de sensibilité – Situation projet Dignes en RD du Borne

4.2.1 Sensibilité au séisme

La sensibilité au séisme est évaluée sur le tronçon présentant les plus fortes pentes et la plus grande hauteur. Nous prenons ainsi la géométrie des tronçons T3 et T4 :

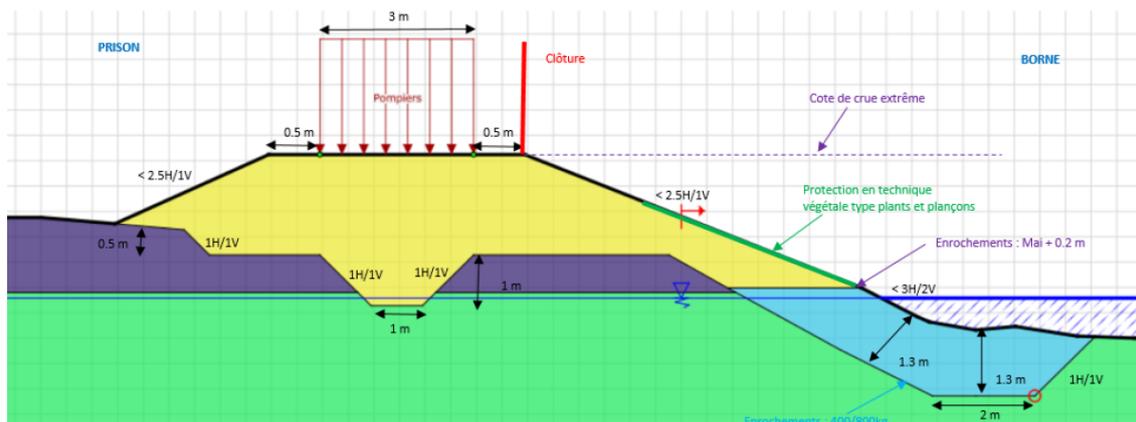
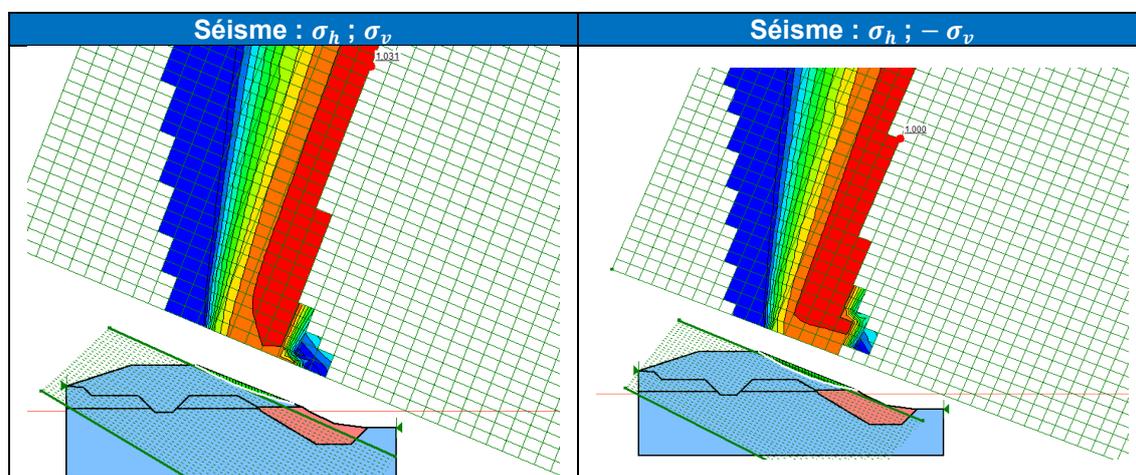


Figure 8 - coupe types des tronçons T3 et T4 en projet

On obtient ainsi les résultats de stabilité au séisme de dimensionnement :

Tableau 8 - analyse de sensibilité de la digue au séisme



On retrouve donc un coefficient de sécurité du modèle au séisme au moins égal 1. On considère donc que le séisme n'entraîne pas de sur risque dans l'analyse des autres modes de rupture.

4.2.2 Sensibilité à la liquéfaction

La sensibilité au séisme est étudiée à l'étiage. En effet, il n'est pas considéré la concomitance d'une crue avec un séisme. L'objectif est de déterminer la sensibilité de la digue et de sa fondation à la liquéfaction.

La concomitance n'étant pas étudié, la digue n'est pas en eau en dehors de la crue. Il sera seulement étudié le potentiel de liquéfaction de la fondation.

A cet effet, nous regardons les matériaux composants la fondation de la digue. Sur les tronçons T3 et T4 les sondages suivants ont été réalisés :

	SM3A BONNEVILLE (74) Sondages géotechniques sur les digues du Borne		Contrat C.20.52131
	Date : 08/12/2020	NGF : 447.07 Machine : Pelle araignée	Profondeur : 0,00 - 2,60 m X : 1962893.99 Y : 5214560.34

1/15

Forage : PEL 450

EXGTE 3.22/GTE

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Tenue des parois	Venue d'eau	GTR	Photo
447	0	Limon marron sableux à racicules, racines, galets et blocs (Ømax 300 mm)				
446.57	0,50					
446	1	Grave sableuse à sable graveleux à matrice limoneuse. Sable, cailloutis, graviers, galets et blocs (Ømax 400 mm)	Mauvaise	Aucune venue d'eau observée le 08/12/2020	C2B3	
445	2					
444.47	2,60					

	SM3A BONNEVILLE (74) Sondages géotechniques sur les digues du Borne		Contrat C.20.52131
	Date : 08/12/2020	NGF : 447.44	Profondeur : 0,00 - 2,10 m
		Machine : Pelle araignée	X : 1962909.62 Y : 5214493.93

1/15

Forage : PEL 500

EXGTE 3.22/GTE

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Teneur des parois	Venue d'eau	GTR	Photo
447,04	0,40	Limons brun sableux à radicelles, racines, galets et blocs (Ømax 200 mm)	Mauvaise	Aucune venue d'eau observée le 08/12/2020		
447	1	Grave sableuse à sable graveleux à matrice limoneuse. Sable, cailloutis, graviers, galets et blocs (Ømax 300 mm)				
445,34	2,10				D3	

Figure 9 - Essais à la pelle mécaniques PEL 450 RD et 500 RD réalisés sur les tronçons T3 et T4 en RD

ESSAIS D'IDENTIFICATION			Réaction à l'acide	Classification	Teneur en eau	Teneur en eau	Matière organique	Valeur au bleu	Densité (Tm ³)		Granulométrie par tamisage						Sédimentométrie	Compactage ESSAI PROCTOR et POINÇONNEMENT						
Sondages	Prof (m)	Nature	RA	GTR	W% (07D)	W% (020)	MO	VBS	PSG	ρ _s	ρ _d	% de passant						94-057	94-078 94-093		94-093 Annexe A			
																		Naturel		Naturel				
																		W _p % (020)	IP _I	ρ _d W _p (%) (020)	W _p % (07D) (théorique)	ρ _d W _p (%) (07D) (théorique)		
PEL450RD	2,2m	Grave sableuse gris noir	-	C2B3	3,0	8,2	0,2	0,12	-	-	-	130,0	60	37	23	17	7	3,5	0,9	6,3%	136,7	2,20	-	-
PEL500RD	2,0m	Grave sableuse gris noir	-	D3	4,0	7,1	0,3	0,10	-	-	-	71,0	82	56	32	22	7	4,2	0,9	5,5%	45,7	2,11	-	-

Figure 10 - résultats des essais en laboratoire

En juxtaposant les granulométries des matériaux des essais réalisés sur ces tronçons, et les fuseaux de sols liquéfiables, nous pouvons constater que les matériaux de la fondation ne sont que très partiellement sensibles à la liquéfaction selon le critère d'Iwasaki :

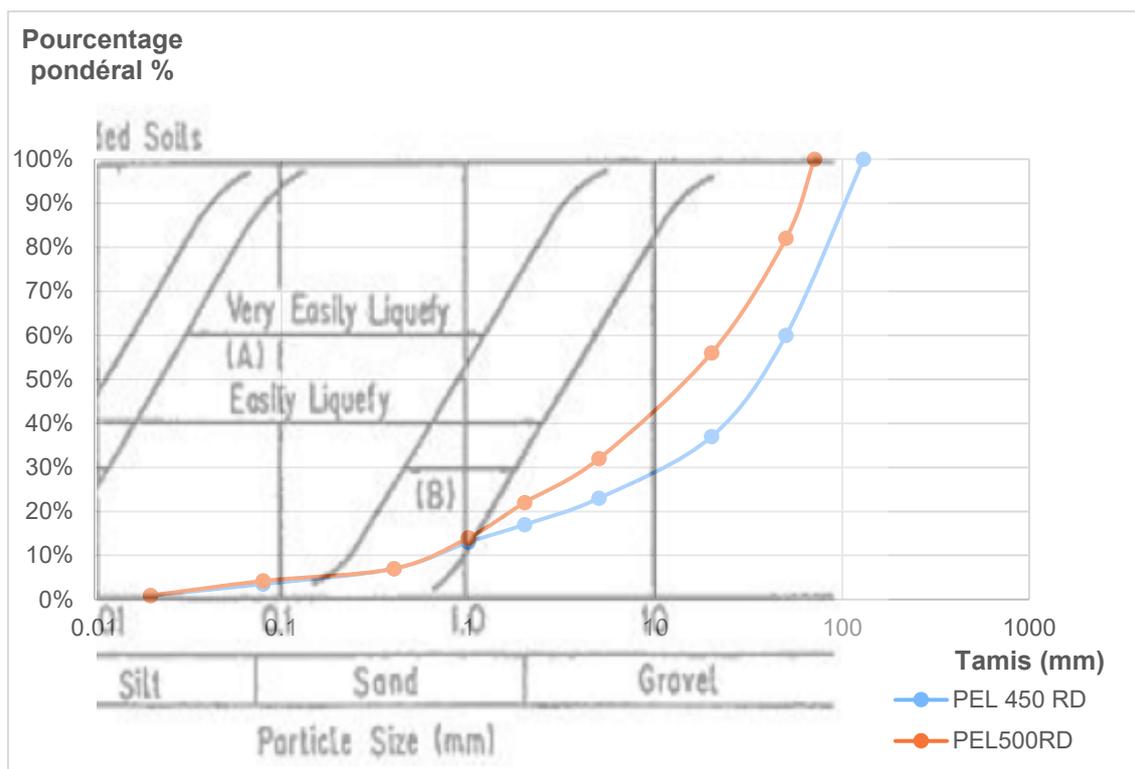


Figure 11 - Comparaison des courbes granulométriques et des fuseaux de sols liquéfiables (Source: méthode d'Iwasaki, 1986 - MEDDE, 2014)

Nous constatons également que les sols en fondation ne rentrent pas dans le cadre des sols liquéfiables au titre des règles parasismiques françaises :

Critère	Règles parasismiques : sols liquéfiables	PEL 450 RD	PEL 500 RD
Types de matériaux	Sables, sables vasards et silts	Grave sableuse gris noir	Grave sableuse gris noir
Saturation	Matériaux saturés	Matériaux saturés	Matériaux saturés
Coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$	$C_u < 15$	$C_u = 31,58$	$C_u = 81,97$
Diamètre moyen	$0,05 < D_{50} < 1,5$ mm	$D_{50} = 40$ mm	$D_{50} = 15$ mm

Les sols composant la fondation de la digue sont donc peu sensibles au phénomène de liquéfaction.

Cependant, la possibilité de survenue de la liquéfaction n'est pas nulle. Il apparaît donc nécessaire de mettre en place des visites post-séismes du système d'endiguement pour vérifier l'état de la digue, et pour constater la possible survenue de liquéfaction.

5. DIMENSIONNEMENT DU RIDEAU DE PALPLANCHES EN RIVE GAUCHE

5.1 Hypothèses

5.1.1 Profil de calcul

Le profil de calcul retenu, au PR 1076 rive gauche, correspond à la plus grande hauteur d'eau soutenue par la digue, de l'ordre de 1,7m par rapport à Q₁₀₀+1m.

L'arase supérieure du rideau est prise à la cote 450,66 m NGF, soit la cote atteinte par Q₁₀₀+1m au droit du profil de calcul.

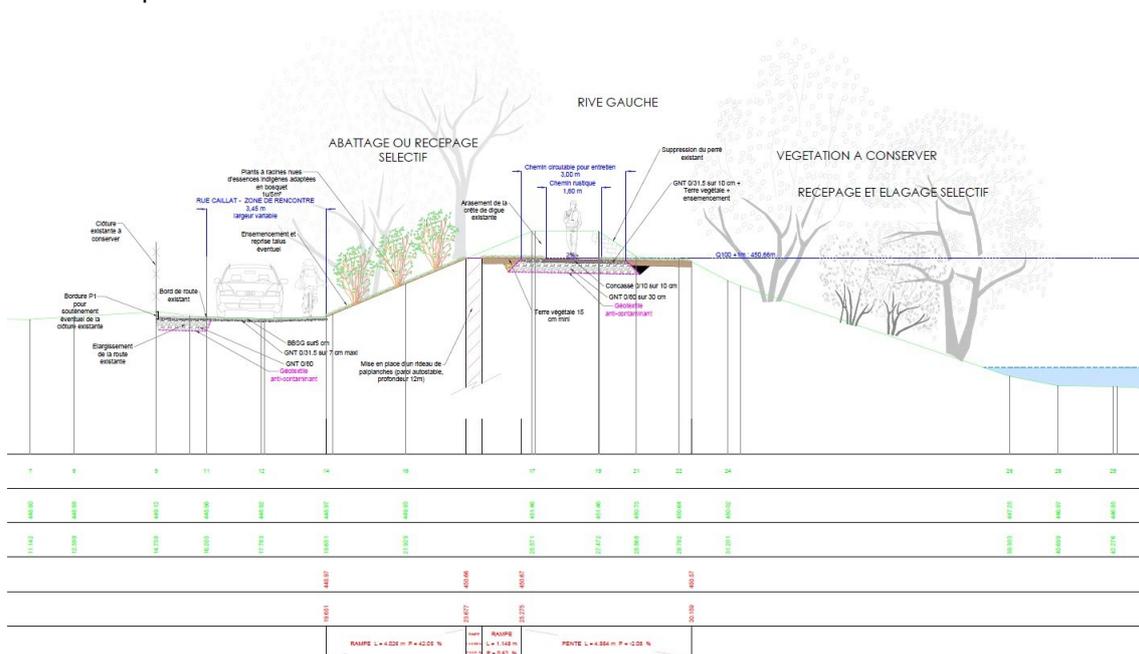


Figure 12 : Profil de calcul du PR 1076 RG

5.1.2 Caractéristiques des palplanches

5.1.2.1 Corrosion

Conformément à l'Eurocode 3 pour une durée de vie d'ouvrage de 100 ans, la perte d'épaisseur d'acier prise en compte ici est :

- de 1,4 mm pour la face côté amont du rideau de palplanches en eau douce ordinaire (hypothèse défavorable avec l'affouillement du remblai de la digue),

- de 1,2 mm côté aval au contact de sols naturels intacts,

La perte totale d'épaisseur d'acier est retenue à 2,60 mm.

Tableau 9 : Pertes par corrosion selon l'EC3

Durée d'utilisation de projet	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols naturels intacts (sable, limon, argile, schiste,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Sols naturels pollués et sites industriels	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Sols naturels agressifs (marais, marécages, tourbe...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Remblais non compactés et non agressifs (argile, schiste, sable, limon,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Remblais non compactés et agressifs (cendres, scories...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Notes :

1) Les taux de corrosion dans les remblais compactés sont inférieurs à ceux observés dans les remblais non compactés. Dans les remblais compactés, il convient de diviser par deux les chiffres du tableau.

2) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.

Durée d'utilisation de projet	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Eau douce ordinaire (rivière, canal navigable,), dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Eau douce très polluée (eaux usées, effluents industriels,), dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Eau de mer sous climat tempéré, dans la zone d'attaque élevée (basses eaux et zone d'embruns)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Eau de mer sous climat tempéré, dans la zone d'immersion permanente ou dans la zone de mamage	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes :

1) Le taux de corrosion le plus élevé est habituellement observé dans la zone d'embruns ou dans la zone des basses eaux. Cependant, dans la plupart des cas, le moment fléchissant le plus élevé se situe dans la zone d'immersion permanente, voir Figure 4.1.

2) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.

5.1.2.2 Profilés

Le profilé retenu est différent de la phase G2 AVP (PU12 longueur 12m). Après itération, le meilleur compromis est le profilé GU22 en longueur 9m (nuance 240 MPa) avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 10 : Caractéristiques des profilés GU22 avec et sans corrosion (DURABILITY)

GU 22N			Classification EC 3-5	
			ε	0.990
			$(b/t_f)/\varepsilon$	27
			Classe ini.	2
			$(b/t_{f,red})/\varepsilon$	34
			Classe réd.	2
			<i>For information only. Not used in the calculation.</i>	
Caractéristiques palpl.			Perte acier: 2.60 mm	
	ini.	red.	Avant: 1.40 mm	
W _{el}	2200	1730 cm ³ /m	Eau douce ordinaire (rivière, canal navigable,...) dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	
W _{pl}	2580	2020 cm ³ /m		
I	49460	38980 cm ⁴ /m	Arrière: 1.20 mm	
A	182.9	144.8 cm ² /m	Sols naturels intacts (sable, limon, argile, schiste, ...)	
t _f	12.10	9.50 mm		
t _w	9.50	6.90 mm	Quantité acier	
h	450.0	447.4 mm	Total	0.0 t
alpha	62.4	... °	Paires palpl.	0
b	319.6	... mm	Long. paroi	0.0 m
c	247.1	... mm		
A _v	69.3	50.4 cm ² /m		
S _y	1275	... cm ³ /m		
r ₀	15.0	... mm		
masse	143.6	... kg/m ²		

N.B : le soutènement n'assurant pas de rôle spécifique à court terme (en phase chantier), toutes les situations de calculs sont analysées avec les caractéristiques réduites (corrosion)

On y entre également les facteurs de réduction : ce sont des coefficients réducteurs liés au degré de transmission des efforts de cisaillement dans les serrures. Pour des palplanches en U, il convient de tenir compte de coefficients réducteurs β_B et β_D (< 1) s'appliquant respectivement au module de flexion W et au moment d'inertie I pour prendre en compte une possible insuffisance de la transmission des efforts de cisaillement dans les serrures.

Pour un rideau de palplanches sans tirants, constitué de palplanches en U simples, on retient les valeurs suivantes sur la base du tableau fourni dans l'annexe nationale de la norme NF EN 1993-5 :

- $\beta_B = 0,6$
- $\beta_D = 0,4$

5.1.3 Surcharges

Selon les recommandations CFBR pour la stabilité des ouvrages en remblai, on retient une surcharge en crête répartie de 10 kN/m² sur la largeur de circulation de la piste de crête (3,0m).

5.1.4 Situation de projet et phasage

La vérification des profilés est réalisée selon les situations de projet et phase suivantes :

Tableau 11 : PR1076 RD – situations de projet et phasage

Situation de projet	Phase de calcul	Corrosion des profilés	Niveau d'eau amont	Niveau d'eau aval	Surcharges	Commentaire
Situation quasi-permanente	1	Oui	Q _M (Module du Borne)	Q _M	Oui	-
Situation rare de crue	2	Oui	Q ₁₀₀ + 1m	TN aval	Oui	-
Situation extrême de crue – érosion du remblai	3	Oui	Q ₁₀₀ + 1m	TN aval	-	Erosion complète du remblai jusqu'à la cote 447,0 m NGF
Situation extrême de décrue – érosion du remblai	4	Oui	Q _M	Q _M	-	



Les situations de calcul 3 et 4 correspondent à la vérification de la tenue des palplanches en crue puis à la décrue avec l'érosion complète du remblai jusqu'au radier du Borne (radier à la cote 447,0 m NGF). Ceci induit notamment une inversion du sens retenue des profilés en phase 4 avec la tenue des remblais coté aval sur une hauteur relative de 3,66m (arase rideau à 450,66 m NGF).

Le SES n'est pas pris en compte pour les palplanches en rive gauche, car la sollicitation s'applique hors crue (recommandations CFBR), ce qui implique que les palplanches ne retiennent pas d'eau et peu le remblai de la digue. Cette situation accidentelle ne libère pas d'eau vers la zone protégée.

5.2 Principe de vérification

5.2.1 Méthode

Les différents calculs de sollicitations dans les rideaux de palplanches ainsi que le calcul des déplacements sont réalisés selon la méthode aux états limites MISS sur le logiciel RIDO.

Pour les états limites ultimes, l'approche n°2 au sens de l'Eurocode 7 est retenue (NF P94-282) : A1 + M1 + R2.

	Type ELU	Approche de calcul
Tous les écrans de soutènement		
Stabilité générale (1)	GEO	2
Défaut de butée (2)	GEO	2
Résistance de la structure	STR	2
Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2

Figure 13 : Approches de calculs à adopter aux états-limites ultimes pour les situations de projet les plus défavorables

Des facteurs partiels sont appliqués pour les actions et les valeurs caractéristiques de résistance du terrain.

Le paragraphe 8.2 de l'Eurocode 7 nous donne les coefficients partiels à utiliser pour les effets des actions et les paramètres du sol (notamment nécessaire pour les vérifications en flexion et à l'effort tranchant).

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35	1,0
	Favorable	γ_{Ginf}	1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

Figure 14 : Facteurs partiels pour les actions

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Cohésion effective	γ_c	1,0	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,0	1,4
Compression simple	γ_{qu}	1,0	1,4
Poids volumique	γ	1,0	1,0

^a Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.

Figure 15 : Facteurs partiels pour paramètres de sol

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2	R3
Butée ^a	γ_{fub}	1,4	1,0
Butée ^b	γ_{fub}	1,1	1,0

NOTE – La butée est assimilée à une résistance et non à une action (voir section 9).

^a Cas général.

^b Pour les situations de projet transitoires lorsque la mobilisation locale de la butée des terres est jugée sans conséquence (voir 9.2.1 (2)).

Figure 16 : Facteur partiel pour la butée limite

L'Eurocode 3 NF EN 1993-5 est utilisé pour la définition des règles d'application pour la conception des palplanches en acier : notamment au niveau des épaisseurs de palplanches concernées par la corrosion (fonction de la situation de projet).

5.2.2 Critères de vérification

Les calculs sont effectués sous palplanches corrodées.

Les critères de dimensionnement sont les suivantes :

- Effort tranchant (NF EN 1993-5 5.2.2) : $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ avec $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$ et $A_v = t_w (h - t_f)$

- Butée limite (NF P94-282) :

Le défaut de butée sera calculé selon le modèle MISS : $B_{td} \leq B_{m,d}$ avec :

Valeur de calcul de la butée mobilisée $B_{t,d} = 1,35 B_{t,k}$

Valeur de calcul de la butée mobilisable $B_{m,d} = B_{m,k} / \gamma_{R,b}$ avec $\gamma_{R,b} = 1,4$

Soit : 1

$$\frac{B_{t,k}}{B_{m,k}} \leq \frac{1}{1,35 \times 1,4} \Leftrightarrow \text{Butée mobilisée} / \text{Butée mobilisable} \leq 0,529$$

- Flexion (NF EN 1993-5 5.2.2) : $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$ avec $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Si $V_{Ed} > 50 V_{pl,Rd}$ alors il faut vérifier que $M_{Ed} \leq M_{v,Rd}$

- Déplacements : Pour chaque zone d'essai, une longueur de palplanches minimales a été déterminées (fonction du début de la couche d'argile marneuse). A partir de là, une vérification du déplacement est effectuée avec comme valeur limite, le 100^{ème} de la longueur libre de palplanche, soit :
 - 17 mm en phase 1 et 2 ;
 - 37 mm en phase 3 et 4.

5.3 Résultats

5.3.1 Valeurs critiques

5.3.1.1 Effort tranchant

Il doit être inférieur à $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$ avec $A_v = t_w (h - t_f)$.

Pour les palplanches, non tirantées, on a :

$$V_{pl,Rd} = \frac{6,4 \cdot 10^{-3} (0,4274 - 8,6 \cdot 10^{-3}) \cdot 240 \cdot 10^6}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 698 \text{ kN}$$

5.3.1.2 Moment fléchissant

Il doit être inférieur à $M_{c,Rd} = \frac{\beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$.

Pour des palplanches sans tirants, on a $M_{c,Rd} = \frac{0,6 \cdot 2030 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6}{1,00} = 292 \text{ kN.m}$

5.3.1.3 Butée mobilisée / Butée mobilisable

Le défaut de butée sera calculé selon le modèle MISS : on doit vérifier $B_{td} \leq B_{m;d}$ avec :

- $B_{t;d}$ la valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval de l'écran nécessaire à son équilibre : $B_{t;d} = 1,35 B_{t;k}$ où $B_{t;k}$ est la valeur caractéristique de la butée mobilisée.
- $B_{m;d}$ la valeur de calcul de la butée mobilisable sur la face aval de l'écran jusqu'à sa base : $B_{m;d} = B_{m;k} / \gamma_{R;b}$ avec $\gamma_{R;b} = 1,4$.

Soit :

$$\frac{B_{t;k}}{B_{m;k}} \leq \frac{1}{1,35 \times 1,4} \Leftrightarrow \text{Butée mobilisée / Butée mobilisable} \leq 0,529$$

5.3.1.4 Déplacement

Une vérification du déplacement est effectuée avec comme valeur limite le 100^{ème} de la longueur libre de palplanche.

5.3.2 Présentation des résultats

Les résultats de la vérification sont récapitulés ci-dessous.

Phase	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (kNm)	Butée	Déplacement
Critères	698	292	≤ 0.529	-
1	1.4	1.6	0.08	0.3 < 17 mm
2	2.8	4.4	0.10	1.1 < 17 mm
3	1.8	2.1	0.06	0.6 < 37 mm
4	19.0	30.2	0.06	14.3 < 37 mm

6. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTÈNEMENT AVAL EN RIVE DROITE

6.1 Hypothèses de calcul

6.1.1 Profils calcul

Le profil de calcul retenu, au PR 1232 rive droite, correspond à la plus grande hauteur d'eau soutenue par la digue, de l'ordre de 1,6m par rapport à Q₁₀₀+1m.

L'arase supérieure du mur est prise à la cote 451,90 m NGF, soit la cote atteinte par Q₁₀₀+1m au droit du profil de calcul.

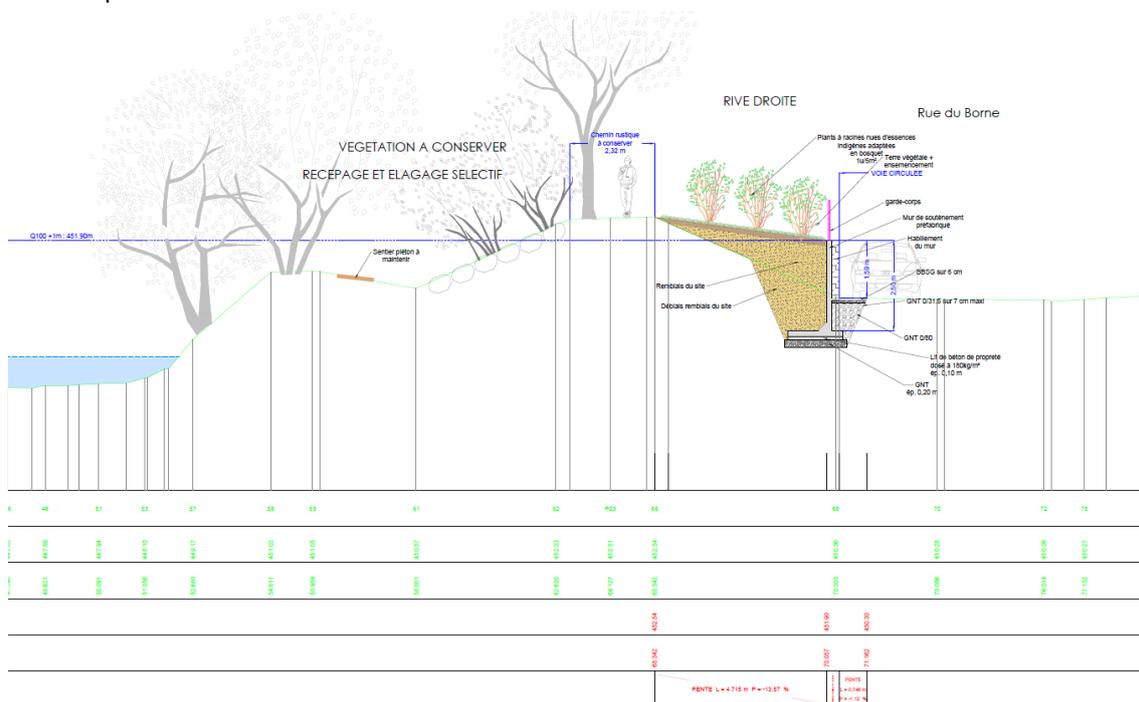


Figure 17 : Profil de calcul du PR 1232 RD

6.1.2 Caractéristiques des murs

La géométrie du mur de soutènement est contrainte par les éléments suivants :

- Profondeur dans le sol de 0,9m pour mise hors gel selon NF P 94-262 :
 - Haute-Savoie : profondeur mini de 0,8m ;
 - Ajout de 5cm supplémentaire par tranche de 200m d'altitude au-dessus de la cote 150m. L'altitude du projet étant d'environ 450m, il faut ajouter 10cm supplémentaire.
- Le fruit du parement amont (coté remblai) doit être de l'ordre de 5% pour faciliter les conditions de compactage, ce qui induit une surépaisseur du voile de 10cm en pied.

La géométrie suivante du voile est retenue dans la vérification :

- Hauteur totale du mur : $H_{tot} = Z_{mur} - Z_{TN} + H_{hors\ gel} = 451,9 - 450,3 + 0,9 = 2,5m$;
- Longueur de la semelle : $B = 1,6m$;
- Largeur semelle derrière le mur : $B' = 1,0 m$;

- Epaisseur du voile : $e = 0,25\text{m}$ en tête, $0,35\text{m}$ en pied ;
- Epaisseur de la semelle : $0,3\text{ m}$.

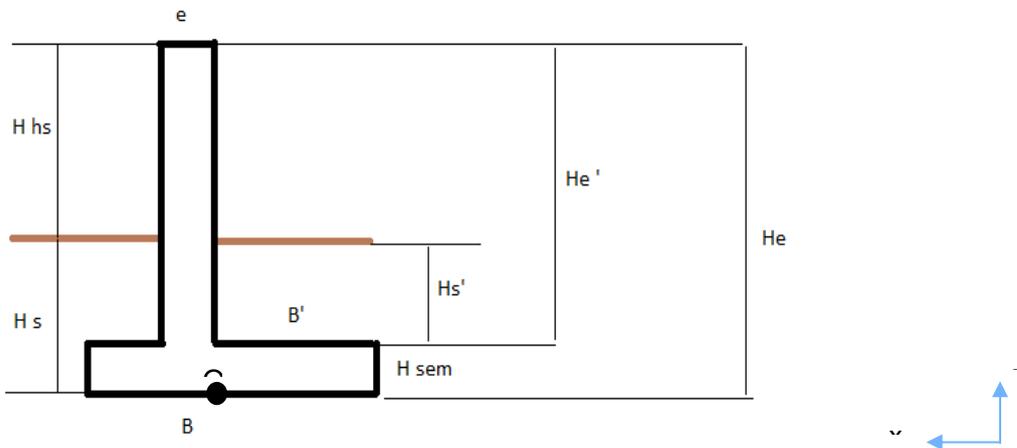


Figure 18 : Schéma de la géométrie du mur en RD

Les paramètres de calculs retenus sont les suivants pour le béton armé :

- Classe de résistance : C30/37 ;
- Poids volumique : $\gamma = 25\text{ kN/m}^3$.

6.1.3 Situations de projet

Les situations étudiées sont :

- Situation **durable** :
 - 1 - Situation normale : Borne à Q_M et surcharge en crête ;
- Situations **transitoires** :
 - 2 - Situation de crue Q100+1m (pas de surcharge en crête) ;
- Situations **accidentelles** :
 - 3 - Situation d'érosion de la digue et de Q100+1m (pas de surcharge en crête) ;
- Situation **sismique** :
 - 4 - Situation sismique SES avec le Borne à Q_M

L'étude des différents états limites selon les situations est présentée dans le tableau ci-dessous :

Situations de projet				Etat limite	Combinaison d'actions
Durable	Transitoires	Accidentelles	Sismique		
1				ELS	Quasi-permanente
1	2			ELU	Fondamentale (favorable)
1	2			ELU	Fondamentale (défavorable)
		3		ELU	Accidentelle
			4	ELU	Sismique

Tableau 12 : Synthèse des états limites calculés pour chaque situation

6.1.4 Actions et charges

Les actions sur le mur sont définies de la manière suivante :

- Poids propre du mur : $G_{0,k}$, la géométrie du mur et le poids volumique de la section;
- Poussée de l'eau : $G_{1,k}$, pression triangulaire horizontale sur le parement amont du mur et pression verticale linéaire sur l'extrados de la semelle coté amont ;
- Sous-pression : $G_{2,k}$, pression triangulaire verticale avec p_{max} face amont et $p=0$ à la fin de la semelle coté aval. En effet, le drainage démarre à ce niveau-là ce qui permet de diminuer considérablement les sous-pression.
- Poussée des terres : $G_{3,k}$, pression triangulaire horizontale avec p_{max} en pied du mur égale à la hauteur de remblai fois le poids déjaugé du remblai.
- Poids des terres sur la semelle : $G_{4,k}$, pression linéaire verticale sur l'extrados de la semelle coté amont ;
- Poids de l'eau sur la semelle : $G_{5,k}$, pression verticale linéaire sur l'extrados de la semelle coté amont.

La butée en pied aval est négligée car elle implique la mobilisation d'un déplacement de l'écran et permet de s'affranchir d'un risque de tranchée à long terme en pied aval du mur.

La situation de calcul retenue, en crue Q100+1m, ne permet pas la prise en compte de surcharge en crête de digue.

6.1.5 Facteurs partiels

Les vérifications à l'ELU sont réalisées selon l'« approche de calcul 3 », selon la combinaison A2 + M2 + R3.

Action		Symbole	Facteur partiel de sécurité (A2)		
			STR et GEO	UPL	Sismique/accidentelle
Permanent	Défavorable	γ_G	1.00	1.00	1.00
	Favorable		1.00	0.90	1.00

Les situations STR et GEO étant identiques pour les cas favorables et défavorables, on testera simplement le cas favorable.

Les situations Favorable et défavorable étant identiques pour les ELU STR et GEO, on ne testera que le cas favorable.

Finalement, seul le cas favorable sera traité (STR et GEO et UPL) pour les situations transitoires et durables.

6.2 Critères de vérification

Pour chaque situation définitive, on vérifie les critères de stabilité définis dans la norme NF P94-261.

Les vérifications sont réalisées sur l'ensemble du chenal en le considérant comme un solide indéformable :

- Vis-à-vis du renversement ;

- Vis-à-vis de la capacité portante du sol de fondation ;
- Vis-à-vis du soulèvement.

Le glissement n'a pas été étudié car nous n'avons aucun effort horizontal.

Les moments de renversement sont analysés au point O, centre de la semelle du mur de soutènement, sur la face intrados.

Les efforts sont notés :

- Effort vertical : V_d
- Moment : M_d
- Excentrement de la résultante V_d par rapport au point O suivant L : $e = \text{Abs} (M_d / V_d)$
- Largeur comprimée : $B - 2e_B$
- Surface comprimée sous la fondation : $A' = B \times (B - 2e_B)$

Vérifications aux ELS :

- Vérification de l'excentrement eL et du taux de compression de la fondation :

$$(1 - 2e_B/B) \geq 1/2$$
- Vérification de la capacité portante :
 - Contrainte appliquée au rocher : $\sigma_{V;d} = V_d / A'$
 - Résistance nette du terrain : $\sigma_{R;d}$ ou $R_{V;d}$
 - En termes de contrainte : $\sigma_{R;d} = q_{\text{net}} i_\delta / (\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v})$
 - En termes de force : $R_{V;d} = A' q_{\text{net}} i_\delta / (\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v})$
 - Coefficient minorateur pour prise en compte de l'inclinaison de la résultante des charges en O :

$$\Phi_2(\delta + \beta) = \left(1 - \frac{\delta + \beta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta + \beta}{45}\right); 0\right\}\right]^2 e^{-\frac{D}{B}}$$

$\delta_d = \arctan (H_d / V_d)$ et

Avec $D_e = 0.1$ m, hauteur d'encastrement équivalent, retenue défavorablement à 0,1 m

- Coefficient de modèle : $\gamma_{R;d,v} = 2.3$
- Facteur partiel de sécurité sur les résistances : $\gamma_{R,v} = 1.0$ (approche de calcul 3)
- A vérifier : $\sigma_{V;d} \leq \sigma_{R;d}$ ou $V_d \leq R_{V;d}$

Vérifications aux ELU :

- Vérification de l'excentrement eL et du taux de compression de la fondation :

$$(1 - 2e_B/B) \geq 1/15$$
- Vérification de la capacité portante du rocher suivant le modèle de Meyerhof :
 - Contrainte appliquée au rocher : $\sigma_{V;d} = V_d / A'$
 - Résistance nette du terrain : $\sigma_{R;d}$ ou $R_{V;d}$

- En termes de contrainte : $\sigma_{R;d} = q_{net} \dot{\delta} / (\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v})$
 - En termes de force : $R_{V;d} = A' q_{net} \dot{\delta} / (\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v})$
 - Contrainte associée à la résistance nette du rocher : q_{net}
 - Coefficient minorateur pour prise en compte de l'inclinaison de la résultante des charges en O (identique à l'ELS)
 - Coefficient de modèle : $\gamma_{R;d;v} = 1.4$ ou 1.2 (accidentel)
 - Facteur partiel de sécurité sur les résistances : $\gamma_{R;v} = 1.00$ (approche de calcul 3)
 - A vérifier : $\sigma_{V;d} \leq \sigma_{R;d}$ ou $V_d \leq R_{V;d}$
- Vérification du soulèvement (sous-pression) :
- $$R_{st;d} / (T_{dst;d} \cdot g_{R;d}) \geq 1$$
- $R_{st;d}$: résultante des charges verticales stabilisatrices ;
 - $T_{dst;d}$: résultante des charges verticales déstabilisatrices ;
 - $g_{R;d}$: coefficient de modèle égale à 1.2

6.3 Résultats

La vérification de la géométrie est établie pour les 4 situations de calcul. Les critères dimensionnants sont le glissement pour la situation n°3 et la portance pour la situation n°2.

Tableau 13 : PR 1232 - résultats de la stabilité du mur RD

			Situation 1	Situation 2	Situation 3	Situation 4	
	Dimensions	[m]	QM	Q100+1m	Q100+1m / érosion	QM + séisme	
Paramètres d'entrée	Longueur du mur (utile au calcul)	L	1				
	Epaisseur du mur	e''	0.3				
	Largeur semelle	B	1.6				
	Largeur aile amont de la semelle	B'	1				
	Hauteur totale d'eau	He	0	2.5	2.5	0	
	Hauteur d'eau sur la semelle	He'	0	2.2	2.2	0	
	Hauteur totale avant semelle	H s'	2.2	2.2	2.2	2.2	
	Hauteur totale	H t	2.5				
	Hauteur du mur enterré	H s	0.9				
	Hauteur hors sol	Hhs	1.6				
	Epaisseur semelle	H sem	0.3				
	Efforts						
		Résultante verticale	Vd [kN]	-74.70	-43.45	-19.25	-74.70
	Résultante horizontale	Hd [kN]	65.63	65.63	31.25	71.84	
	Moment total	Mo [kN.m]	33.09	39.34	22.79	37.61	
Vérif							
ELS	Renversement	Excentricité	e [m]	0.36	-0.11	-	-
		Longueur Semelle	B [m]	1.60	1.60	-	-
		Critère	$1-2e/B > 0.5$	0.55	0.87	-	-
	Portance	Charge verticale	Vd [kN]	74.70	43.45	-	-
		Capacité portante	qnet [MPa]	0.17	0.08	-	-
		Resistance du terrain	Rvd [kN]	89.80	56.60	-	-
		Coefficient de modèle	$\gamma R; d; v$	1.00	1.00	-	-
		Facteur partiel	$\gamma R; v$	2.30	2.30	-	-
		Critère	$Rv; d / (Vd - Ro) \geq 1$	1.20	1.30	-	-
	ELU	Renversement	Excentricité	e [m]	0.44	0.91	1.18
Longueur Semelle			B [m]	1.60	1.60	1.60	1.60
Critère			$1-2e/B > 0.066$	0.55	0.87	0.52	0.63
Portance		Charge verticale	Vd [kN]	74.70	43.45	19.25	74.70
		Capacité portante	qnet [MPa]	0.16	0.08	0.07	0.14
		Resistance du terrain	Rvd [kN]	102.03	75.75	47.17	121.33
		Coefficient de modèle	$\gamma R; d; v$	1.40	1.40	1.20	1.20
		Facteur partiel	$\gamma R; v$	1.00	1.00	1.00	1.00
		Critère	$Rv; d / (Vd - Ro) \geq 1$	1.37	1.74	2.45	1.62
Glissement		Résistance Tangentielle	Rpd [kN]	59.66	59.66	28.41	65.30
		Charge horizontale	Hd [kN]	65.63	65.63	31.25	71.84
		Résistance au glissement	Rhd [kN]	29.88	17.38	7.70	29.88
		Coefficient de modèle	$\gamma R; d; h$	1.10	1.10	1.00	1.00
		Facteur partiel	$\gamma R; h$	0.90	0.90	1.00	1.00
		Critère	1	1.36	1.17	1.16	1.33
Soulèvement		Charge verticale stab	Rst;d	-	74.70	50.50	-
		Charge verticale déstabilisante	Tdst;d	-	31.25	31.25	-
		Coefficient de modèle	$\gamma R; d$	-	1.20	1.20	-
		Critère	$Rst; d / (Tdst; d \cdot gR; d) \geq 1$	-	1.99	1.35	-

6.4 Drainage en pied côté aval

Afin de justifier du non départ de matériaux, et la non formation de conduit à partir du drain longeant le mur côté amont, un géotextile filtrant devra être mis en place autour du drain.

Celui-ci devra être adapté aux matériaux autour du drain afin de ne pas favoriser le développement de conduit.

7. DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT DU PONT ROYAL

7.1 Hypothèses de calcul

7.1.1 Profil de calcul

Le profil de calcul retenu, au droit du profil en travers PT2 rive gauche, correspond à la plus grande hauteur soutenue du mur.

L'arase supérieure du mur est prise à la cote 454,40 m NGF, correspondant à l'arase du trottoir en surplomb.

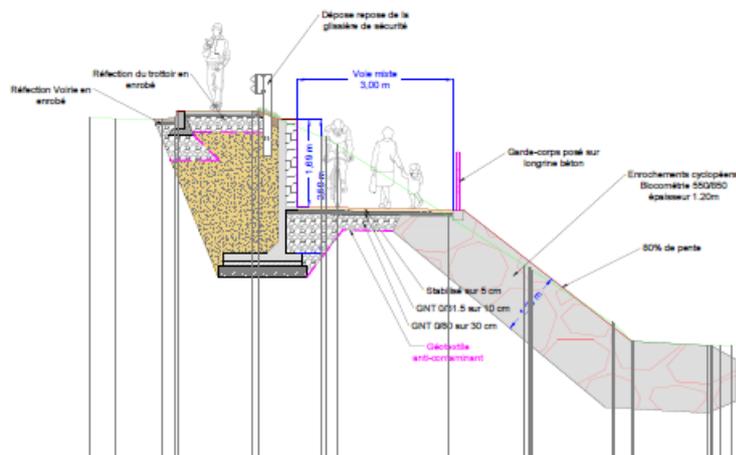


Figure 19 : Pont Royal - profil PT2

7.1.2 Caractéristiques des murs

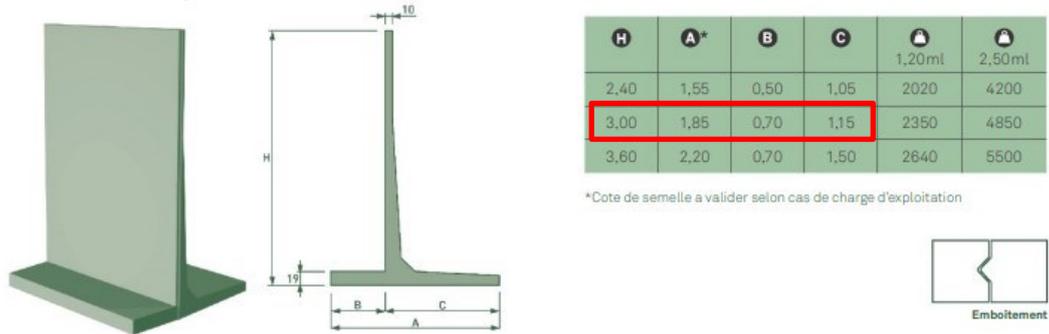
La géométrie du mur de soutènement est contrainte par les éléments suivants :

- Profondeur dans le sol de 0,9m pour mise hors gel selon NF P 94-262 :
 - Haute-Savoie : profondeur mini de 0,8m ;
 - Ajout de 5cm supplémentaire par tranche de 200m d'altitude au-dessus de la cote 150m. L'altitude du projet étant d'environ 450m, il faut ajouter 10cm supplémentaire.
- La géométrie du mur retenue est celle d'un ouvrage préfabriqué identifiée dans la G2 AVP.

La géométrie suivante du voile est retenue dans la vérification :

- Hauteur totale du mur : $H_{tot} = Z_{mur} - Z_{TN} + H_{hors\ gel} = 454,4 - 452,4 + 0,9 = 2,9m$;
- Longueur de la semelle : $B = 1,85m$;
- Largeur semelle devant le mur : 0,7 m
- Epaisseur du voile : $e = 0,1m$ en tête, 0,2m en pied ;
- Epaisseur de la semelle : 0,2 m.

> MURS EN LT H240-360 x L120 ET H240>360 x L250 **CE** NORME EUROCODE NOUS CONSULTER POUR UNE LONGUEUR SPÉCIALE
 Parement à la demande / Angle de frottement des terres 35°



> HYPOTHÈSES DE CALCUL

SOL DE FONDATION :

Angle de frottement interne du terrain (ϕ) = 35°
 Contrainte du sol $\sigma = 1.5$ bar
 Zone non sismique
 Drain en pied de mur (pas de poussée hydrostatique)

REMBLAI :

Masse volumique $\psi = 2$ T/m³
 Angle de frottement interne du remblai (ϕ) = 35°

SURCHARGE :

Surcharge d'exploitation 2 T/m²
 et talus en pente $\alpha = 20^\circ$

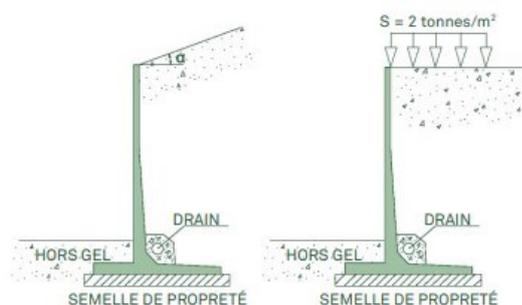


Figure 20 : configuration et fourniture possible pour le pont Royal

Les paramètres de calculs retenus sont les suivants pour le béton armé :

- Classe de résistance : C50/60 (XF4 et préfabrication) ;
- Poids volumique : $\gamma = 25$ kN/m³.

7.1.3 Situations de projet

Les situations étudiées sont :

- Situation **durable** :
 - 1 - Situation normale : Borne à Q_M et surcharge en crête ;
- **Situations transitoires** :
 - 2 - Situation de crue $Q_{100}+1m$: la situation n'est pas analysée car favorable pour le mur (contre-pression avec la poussée des terres) ;

7.1.4 Actions et charges

Les actions sur le mur sont définies de la manière suivante :

- Poids propre du mur : $G_{0,k}$, la géométrie du mur et le poids volumique de la section;
- Poussée de l'eau : $G_{1,k}$, sans objet car mur drainé en face aval et pas de crue coté amont ;
- Sous-pression : $G_{2,k}$, sans objet car mur drainé en face aval et pas de crue coté amont .
- Poussée des terres : $G_{3,k}$, pression triangulaire horizontale.

- Poids des terres sur la semelle : $G_{4,k}$, pression linéaire verticale sur l'extrados de la semelle coté amont ;
- Poids de l'eau sur la semelle : $G_{5,k}$, sans objet car mur drainé en face aval.
- Surcharge en crête : $Q_{1,k}$: charge d'exploitation du trottoir et de la voirie retenue à 10 kN/m².

La butée en pied aval est négligée car elle implique la mobilisation d'un déplacement de l'écran et permet de s'affranchir d'un risque de tranchée à long terme en pied aval du mur.

7.2 Principe de vérification

7.2.1 Critères de vérification

Pour chaque situation définitive, on vérifie les critères de stabilité définis dans la norme NF P94-261.

La vérification est réalisée à partir de la feuille de calcul CALSTEN v8.6 avec la vérification :

- Vis-à-vis du renversement ;
- Vis-à-vis de la capacité portante du sol de fondation ;
- Vis-à-vis du glissement.

7.2.2 Résultats

La fiche de calcul ci-après résume la vérification avec l'outil CALSTEN.

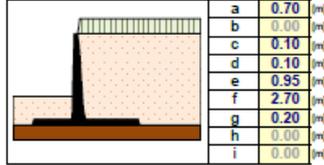
Titre	Mur rive gauche Htot 2.9m - sans crue et avec surcharge	Date	10/03/2023
Commentaire		Auteur	MICELI
		Affaire N°	20CRA102

HYPOTHESES (MUR BA)

K_a	$[B_{sta}]$	$[D_{sta}]$	DYN	K'_p	STA	DYN
(Ecran I)	0.25 (0.25)	0.25 (0.25)	—	(Ecran II)	0.00	—

	EXT	INT
Bilan	OK	OK

Géométrie du mur



Caractéristiques des matériaux

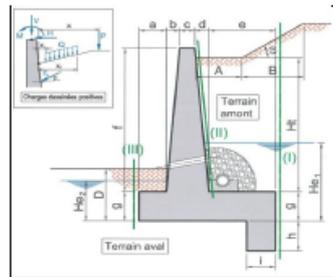
Masses volumiques	ρ_M / ρ_S	2.50	2.40	(t/m ³)
Enrobages	e_M / e_S	3.0	5.0	(m)
Classes de résistance	f_g / f_c	60	500	(MPa)
Fissuration armatures		Préjudiciable		

Hypothèses de calcul

Règlement de calcul	Eurocodes 2&7		
Calcul poussée / butée	Caquot - Kérisel		
Répartition contraintes	Méthode de Krey		
Minoration charge inclinée	Sans objet		
Taux sécurité	Glissement (S_G)	1.00	1.00
ELUF / ELUA	Basculement (S_R)	1.00	1.00

Description du terrain

Remblai	Hauteur du terrain	H_t	2.70	(m)
	Talus incliné	α	0	(°)
	Plateau horizontal	A	0.00	(m)
	Replat sur talus	B	0.00	(m)
	Massé volumique	γ_1	2.10	(t/m ³)
	Angle talus nature	ϕ_1	35	(°)
	Frottement sol/mur	α	12	(°)
Bon sol	Contrainte ELS	σ_{ELS}	5.80	(kPa)
	Frottement sol/sol	ϕ_2	26	(°)
	Part mobilisée	K'_v / K'_p	0	(N)
Butée	Fiche du mur	D	0.90	(m)
	Arase active	z_1	0.00	(m)
	Massé volumique	ρ_2	2.10	(t/m ³)
	Angle talus nature	ϕ_2	0	(°)
Nappe	Niveau amont	H_{a1}	0.00	(m)
	Niveau aval	H_{a2}	0.00	(m)



Charges

Sur remblai	R1 [Q]	1.00	0.00	10.00
R1/R2 : uniformes	R2 [Q]	0.00	0.00	0.00
L1 : linéique	P1 [Q]	0.00	0.00	0.00
P1 : ponctuelle				
En tête de mur	V [M]	H [M]	M [Tm]	
	T1 [Q]	0.00	0.00	0.00
	T2 [G ₀]	0.00	0.00	0.00

Séisme (EC8)

Zone de sismicité	Zone	I
Catégorie d'importance	Classe	I
Classe de sol	τ	A

STABILITE EXTERNE

Actions	STA	DYN
[G ₀]	V 8.60	0.00
	H 0.00	0.00
[G ₁]	V 0.46	0.00
	H 2.17	0.00
[Q]	V 0.15	0.00
	H 0.71	0.00
[E]	V 0.00	0.00
	H 0.00	0.00

Glissement (statique)

[EQU]	$0.9[G_0] + 1.25[G_1] + 1.4[Q]$	1.05
OK	V_{tgp}	4.19 (m)
	H	4.00 (m)

Glissement (sismique)

[STRA]	(SANS OBJET)	∞
OK	V_{tgp}	0.00 (m)
	H	0.00 (m)

Actions	STA	DYN
[G ₀]	M_w 9.62	0.00
	M_v 0.00	0.00
[G ₁]	M_w 0.85	0.00
	M_v 2.10	0.00
[Q]	M_w 0.28	0.00
	M_v 1.04	0.00
[E]	M_w 0.00	0.00
	M_v 0.00	0.00

Basculement (statique)

[EQU]	$0.9[G_0] + 1.25[G_1] + 1.4[Q]$	2.33
OK	M_w	10.23 (Tm)
	M_v	4.38 (Tm)

Basculement (sismique)

[STRA]	(SANS OBJET)	∞
OK	M_w	0.00 (Tm)
	M_v	0.00 (Tm)

CONTRAINTE - SURFACE COMPRIMEE

Actions	STA	DYN
[G ₀]	M -1.67	0.00
	V 8.60	0.00
[G ₁]	M 1.67	0.00
	V 0.46	0.00
[Q]	M 0.90	0.00
	V 0.15	0.00
[E]	M 0.00	0.00
	V 0.00	0.00

Contrainte (statique)

[STRF]	$1.35[G_0]$	0.82
OK	M	-2.25 (Tm)
	V	11.61 (m)

Contrainte (sismique)

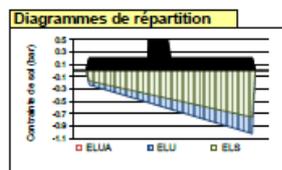
[STRA]	(SANS OBJET)	0.00
OK	M	0.00 (Tm)
	V	0.00 (m)

Surface comprimée (ELS)

[ELS]	$[G_0] + [G_1] + [Q]$	100.0
OK	M	0.90 (Tm)
	V	9.21 (m)

Surface comprimée (ELU)

[EQU]	$0.9[G_0] + 1.25[G_1] + 1.4[Q]$	100.0
OK	M	2.10 (Tm)
	V	8.59 (m)



FERRAILLAGE

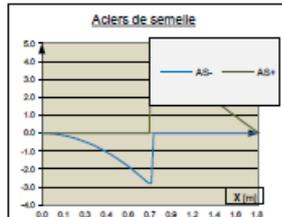
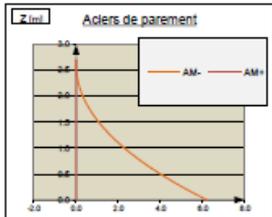
Actions	STA	DYN
[G ₀]	M 0.02	0.00
	V 1.01	0.00
[G ₁]	M 1.73	0.00
	V 0.50	0.00
[Q]	M 0.93	0.00
	V 0.18	0.00
[E]	M 0.00	0.00
	V 0.00	0.00

Contraintes béton (MPa)

OK	$\sigma_{b,M}$	8.10	< 36
	$\sigma_{b,S}$	6.94	< 36

Armatures (cm²/ml)

	Parement	Fondation
	A_{s+}	A_{s-}
	6.19	0.00
	A_{s+}	A_{s-}
	4.55	2.78



8. SUJETIONS D'EXECUTION

8.1.1 Rideau de palplanches en rive gauche

La réalisation du rideau de palplanches implique l'amenée sur site de matériel lourd qui nécessite des pistes de chantier en pied aval de la digue. Les voiries existantes en pied aval pourront recevoir ce type de matériel sous réserve de vérification de la structure de chaussée.

Pour la mise en œuvre des palplanches, nous recommandons les sujétions d'exécutions suivantes :

- La réalisation d'une prétranchée sur l'axe du futur rideau d'au moins 1m afin de retirer les principaux obstacles (souches, blocs, etc..) lors de la mise en fiche des profilés.
- La réalisation d'une planche d'essai de battage afin d'affiner le matériel de fonçage ou battage (passage des horizons à galets), de définir un critère éventuel de refus, et d'observer les vibrations sur les avoisinants à cette occasion (mesure de vibrations).
- Le lancement des palplanches à proscrire, car il peut liquéfier la matrice limoneuse et faire perdre l'étanchéité globale de l'ouvrage.
- La granulométrie très grossière localement des graves (jusqu'à 140mm dans les sondages) et leur compacité ($p_l^* > 5$ MPa localement) peut impliquer la réalisation de préforage préalable pour assurer la bonne mise en œuvre des profilés.

8.1.2 Mur de soutènement en rive droite

La réalisation du mur de soutènement nécessite au préalable l'excavation du talus aval de la digue :

- La suppression de la végétation et la purge des systèmes racinaires ;
- Le décapage de la terre végétale ;
- La réalisation de l'excavation en maintenant en phase provisoire les talus au moins à 3H/2V (hauteur de talus jusqu'à 3m environ). En cas de présence de lentilles limoneuses, la surface de talus doit être équipée d'une bâche pour limiter la dessiccation des matériaux et l'érosion par les eaux météoriques.
- La purge des matériaux organiques éventuels au fond de fouille ;
- L'épuisement du fond de fouille.
- La réception du fond de fouille par la réalisation d'essai de plaque ($EV2 \geq 50$ MPa, $EV2/EV1 \leq 2,2$) ou par essai pénétrométrique type PANDA ($q_d > 15$ MPa sur une profondeur 3m)

Pour la réalisation des murs, le fond de fouille est traité de la manière suivante :

- La réalisation d'une plateforme de travail d'au moins 0,2m d'épaisseur en matériaux drainant de type D3 selon la classe GTR, insensible à l'eau, et reposant sur un géotextile filtrant.
- La réalisation d'un béton de propreté de 0,1m d'épaisseur pour faciliter le coffrage, le ferrailage et la mise en œuvre des bétons.
- Le parement coté digue du mur doit avoir une pente de l'ordre de 5% pour faciliter le compactage des remblais.
- Le joint entre éléments de murs est à équiper de joint waterstop (coulée en place).

La montée du remblai à l'arrière du mur est à réaliser selon la procédure suivante :

- Les matériaux issus du site doivent faire l'objet d'un tri pour leur réemploi :
 - Purge de la matière organique ;
 - Contrôle de la teneur eau. Les matériaux à l'état hydrique h ou th sont à évacuer ou traiter préalablement (aération, scarification).
 - Le tri des blocs trop important, notamment ceux supérieur à 100-150 mm.
- La montée du remblai par couches compactées de 0,4 à 0,5m avec un objectif de densification « q3 » soit 98% de l'OPN.
- La réalisation des terrassements par temps car une partie des matériaux sont sensibles à l'eau (matériaux C1B5).
- Le contrôle du compactage des remblais par :
 - Des mesures de teneurs en eau avant mise en œuvre pour les sols sensible à l'eau ;
 - La mesure de densité en place tout les 100 m³ mis en œuvre et par couche pour les sols fins ;
 - La mesure de densité par la réalisation d'essai pénétrométrique dynamique type PANDA ou PDG 1000 tout les 50 à 100 ml pour vérifier le critère « q3 ».

Il est également recommandé la mise en place d'un drain routier en pied aval du mur de soutènement (côté rue ou zone protégée) afin de capter les infiltrations dans la fondation sous le mur et de limiter les sous-pression sous la semelle du mur de soutènement.

8.1.3 Mur de soutènement du pont Royal

Les préconisations pour le mur du pont Royal sont proches de celles de la rive droite, notamment pour l'excavation et le traitement du fond de fouille.

Les différences concernent le drainage du mur :

- Il n'est pas nécessaire d'équiper les joints entre murs préfabriqués de lame d'étanchéité ;
- Le drainage du mur en période courante est à réaliser par la mise en place de barbacanes dans les éléments préfabriqués.

Il apparait nécessaire d'approfondir les reconnaissances géotechniques avant les études d'exécution du mur par la réalisation d'un à deux sondages pressiométriques (profondeur 8m) au droit des murs projetés.

CONSULTING

**Agence Rhône-Alpes
Savoir Technolac
48, avenue du Lac du Bourget
BP 30318
73377 LE BOURGET DU LAC
Cedex
Tel. : + 33**

www.suez.com/fr/consulting-conseil-et-ingenierie

