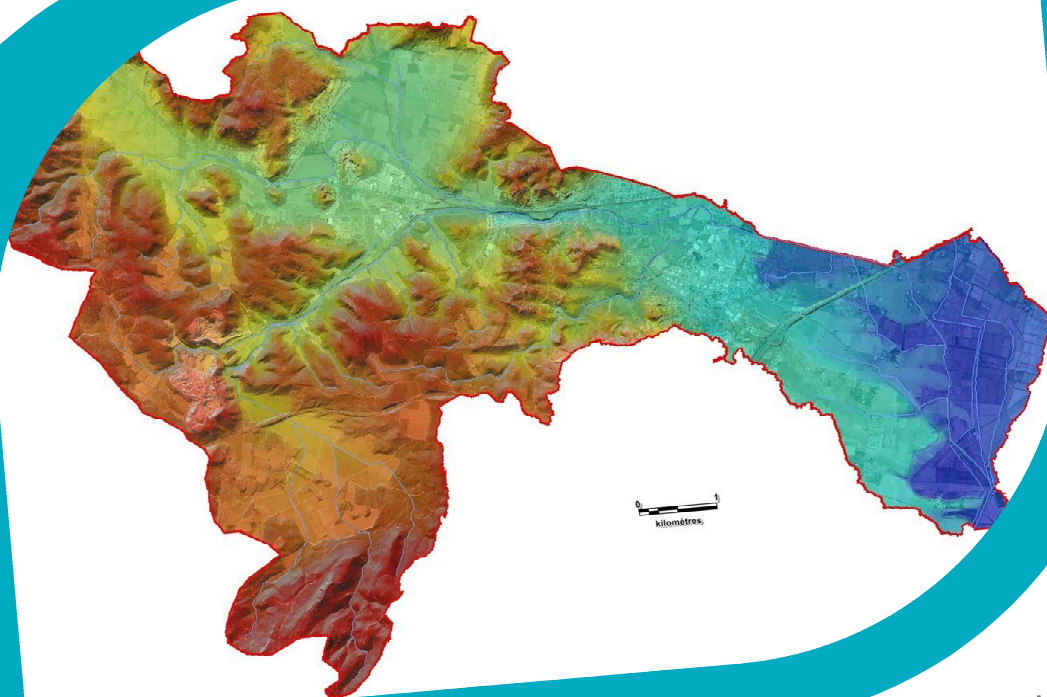





ÉTUDE DE L'AMENAGEMENT DU BASSIN DU REC DE VEYRET

Rapport d'études d'Avant-Projet (AVP)



Indice B - Octobre 2021

	<p>BRL Ingénierie</p> <p>1105 Av Pierre Mendès-France BP 94001 30001 NIMES CEDEX 5</p>
	<p>Syndicat Mixte du Delta de l'Aude</p> <p>3 rue de Jonquières 11000 NARBONNE</p>
	<p>Syndicat Mixte des Milieux Aquatiques et des Rivières</p> <p>Département de l'Aude 11855 CARCASSONNE CEDEX 9</p>

Date du document	19/04/2021
Contact	Julien VANWARREGHEM

Titre du document	ÉTUDE DE L'AMÉNAGEMENT DU BASSIN DU REC DE VEYRET – Rapport d'études d'Avant-Projet (AVP)
Référence du document :	A00142_AVP_Rapport_indB
Indice :	B

Date émission	Indice	Observation	Dressé par	Vérifié et Validé par
08/07/2021	A	Première émission	LBI / MFE / GCH / NCT / VCA	JVA
18/10/2021	B	Reprise suite commentaires SMDA	LBI / MFE / GCH / NCT / VCA	JVA

ÉTUDE DE L'AMÉNAGEMENT DU BASSIN DU REC DE VEYRET

Rapport d'études d'Avant-Projet (AVP)

1	CONTEXTE GENERAL	1
1.1	CADRE DE L'OPERATION	1
1.2	OBJET DE L'ETUDE	3
1.3	DESCRIPTION GENERALE DES TRAVAUX	3
1.3.1	Site de la Plaine	4
1.3.2	Site Bagatelle	4
1.3.3	Site du couloir endigué	4
2	DONNEES D'ENTREE	5
2.1	DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET MORPHOLOGIES	5
2.2	DONNEES CLIMATIQUES	5
2.3	ANALYSES HYDROLOGIQUES	6
2.3.1	Hypothèses pluviométriques retenues	6
2.3.2	Modélisations hydrologiques	8
2.3.2.1	Préambule	8
2.3.2.2	Comparaison approches hydrologiques PHENIX _{BRLi} et HEC-RAS 2D	9
2.3.2.3	Estimations des débits des crues exceptionnelles au droit des ouvrages écrêteurs projetés	10
2.4	DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES	12
2.4.1	Contexte géologique	12
2.4.1.1	Contexte géologique général	12
2.4.1.2	Site de la Plaine	13
2.4.1.3	Site de Bagatelle	14
2.4.2	Contexte géotechnique du site de la Plaine	16
2.4.2.1	Nature des reconnaissances	16
2.4.2.1.1	Au droit de l'ouvrage	16
2.4.2.1.2	Au niveau de la zone d'emprunt	16
2.4.2.2	Analyse des sondages	16
2.4.2.2.1	Au droit de la zone d'emprunt	16
2.4.2.2.2	Au droit de l'ouvrage	17
2.4.3	Contexte géotechnique du site Bagatelle	21
2.4.3.1	Nature des reconnaissances	21
2.4.3.1.1	Au droit de l'ouvrage	21
2.4.3.1.2	Au niveau de la zone d'emprunt	21
2.4.3.2	Analyse des sondages	21
2.4.3.2.1	Au droit de la zone d'emprunt	21

	2.4.3.2.2	Au droit de l'ouvrage	22
2.4.4		Contexte géotechnique du site du couloir endigué	26
	2.4.4.1	Nature des reconnaissances	26
	2.4.4.2	Analyse des sondages	26
3		CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SITE PLAINE.....	29
3.1		DESCRIPTION DETAILLEE DU BARRAGE.....	29
3.1.1		Caractéristiques du barrage	29
	3.1.1.1	Classement du barrage projeté	29
	3.1.1.2	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage	30
3.1.2		Fondation et fond de fouille de l'ouvrage	35
3.1.3		Matériaux et géométrie du barrage.....	36
3.1.4		Crête du barrage.....	36
3.1.5		Stabilité de l'ouvrage.....	37
3.2		DESCRIPTION DETAILLEE DES OUVRAGES ANNEXES AU BARRAGE	40
3.2.1		Ouvrage de restitution et de vidange	40
	3.2.1.1	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage	40
	3.2.1.2	Description de la solution retenue	41
3.2.2		Évacuateur de crues.....	41
	3.2.2.1	Description de la solution retenue	41
	3.2.2.2	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage	41
	3.2.2.3	Description du génie civil.....	42
	3.2.2.4	Solutions alternatives.....	43
3.2.3		Fosse de dissipation	45
	3.2.3.1	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage	45
	3.2.3.2	Description du génie civil.....	46
3.2.4		Chenal de restitution	46
3.2.5		Accès à l'ouvrage.....	47
	3.2.5.1	Accès amont.....	47
	3.2.5.2	Accès aval.....	47
3.2.6		Local d'exploitation et auscultation	47
3.2.7		Restitution réseau d'irrigation sous barrage	48
3.3		DESCRIPTION DETAILLEE DE LA DEVIATION DE LA RD613	48
3.3.1		Choix du tracé et catégorie de la route	48
3.3.2		Géométrie de l'aménagement.....	48
3.3.3		Corps de chaussé	49
3.3.4		Traitement de la fondation et des talus	50
3.3.5		Traitement du risque de pollution accidentelle	50
3.3.6		Ouvrages traversants.....	50
3.4		AMENAGEMENT PAYSAGER	52
3.5		IMPACT FONCIER	52
3.6		EXPERTISE FAUNE/FLORE	53
3.6.1		Synthèse des enjeux	53
3.6.2		Préconisations	55
3.7		ZONES D'EMPRUNT	55
3.8		IMPACT RESEAUX.....	56

4	CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SITE BAGATELLE.....	58
4.1	DESCRIPTION DETAILLÉE DU BARRAGE.....	58
4.1.1	Caractéristiques du barrage.....	58
4.1.1.1	Classement du barrage projeté.....	58
4.1.1.2	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage.....	59
4.1.2	Fondation et fond de fouille de l'ouvrage.....	64
4.1.3	Matériaux et géométrie du barrage.....	65
4.1.4	Crête du barrage.....	65
4.1.5	Stabilité de l'ouvrage.....	66
4.2	DESCRIPTION DETAILLÉE DES OUVRAGES ANNEXES AU BARRAGE.....	66
4.2.1	Ouvrage de restitution et de vidange.....	66
4.2.1.1	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage.....	66
4.2.1.2	Description de la solution retenue.....	67
4.2.2	Évacuateur de crues.....	67
4.2.2.1	Description de la solution retenue.....	67
4.2.2.2	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage.....	67
4.2.2.3	Description du génie civil.....	68
4.2.3	Fosse de dissipation.....	69
4.2.3.1	Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage.....	69
4.2.3.2	Description du génie civil.....	69
4.2.4	Chenal de restitution.....	70
4.2.5	Accès à l'ouvrage et dévoiement des chemins communaux.....	70
4.2.5.1	Accès amont.....	70
4.2.5.2	Accès aval.....	70
4.2.6	Local d'exploitation et auscultation.....	70
4.3	DESCRIPTION DETAILLÉE DE LA DEVIATION DE VOIRIES COMMUNALES.....	71
4.3.1	Choix du tracé et catégorie de la route.....	71
4.3.2	Géométrie de l'aménagement.....	71
4.3.3	Corps de chaussé.....	72
4.3.4	Traitement de la fondation et des talus.....	73
4.4	AMÉNAGEMENT PAYSAGER.....	73
4.5	IMPACTS FONCIERS.....	73
4.6	EXPERTISE FAUNE/FLORE.....	75
4.6.1	Synthèse des enjeux.....	75
4.6.2	Préconisations.....	77
4.7	ZONES D'EMPRUNT.....	78
4.8	IMPACT RESEAUX.....	78
5	CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SECTEUR DU COULOIR ENDIGUE.....	79
5.1	RECALIBRAGE DU LIT MINEUR.....	79
5.1.1	Objectif du recalibrage.....	79
5.1.2	Principe du recalibrage.....	80
5.1.3	Dimensionnement hydraulique.....	81
5.1.3.1	Présentation du modèle hydraulique.....	81
5.1.3.2	Modélisation de l'état actuel.....	84
5.1.3.3	Modélisation de l'état projeté.....	85

5.1.4	Aménagement en rive droite	88
5.1.5	Confortements en rive gauche	89
5.1.5.1	Phénomène de surverse	89
	A noter que la 4 ^e zone de débordement en aval un peu plus éloigné à la route de Montfort (P59 à 63) pourrait nécessiter une rehausse, mais les enjeux semblent limités. Aussi, il est retenu à ce stade des études de laisser la digue en l'état actuel. Ce point pourra être repris en phase PRO en fonction de la décision du Maître d'ouvrage d'engager ces travaux.	90
5.1.5.2	Phénomène d'érosion interne	90
5.2	REPRISE DES OUVRAGES EXISTANTS.....	92
5.2.1	Passerelle Piétonne	92
5.2.1.1	Présentation de l'ouvrage	92
5.2.1.1.1	Localisation	92
5.2.1.1.2	Existant	92
5.2.1.2	Hypothèse de dimensionnement.....	93
5.2.1.2.1	Géométrie	93
5.2.1.2.2	Géotechnique	94
5.2.1.2.3	Données hydrauliques	94
5.2.1.2.4	Charges	94
5.2.1.2.5	Séisme.....	94
5.2.1.3	Dimensionnement.....	95
5.2.1.3.1	Tablier	95
5.2.1.3.2	Fondations.....	102
5.2.2	Route de Montfort.....	104
5.2.2.1	Présentation de l'ouvrage	104
5.2.2.1.1	Localisation	104
5.2.2.1.2	Existant	104
5.2.2.2	Hypothèse de dimensionnement.....	105
5.2.2.2.1	Géométrie	105
5.2.2.2.2	Géotechnique	105
5.2.2.2.3	Données hydrauliques	106
5.2.2.2.4	Charges	106
5.2.2.2.5	Séisme.....	106
5.2.2.3	Dimensionnement.....	107
5.2.2.3.1	Tablier	107
5.2.2.3.2	Pile centrale.....	109
5.2.2.3.3	Fondations.....	111
5.2.3	Chemin de Saint Charles	114
5.2.3.1	Présentation de l'ouvrage	114
5.2.3.1.1	Localisation	114
5.2.3.1.2	Existant	114
5.2.3.2	Hypothèse de dimensionnement.....	115
5.2.3.2.1	Géométrie	115
5.2.3.2.2	Géotechnique	115
5.2.3.2.3	Données hydrauliques	116
5.2.3.2.4	Charges	116

	5.2.3.2.5	Séisme.....	116
	5.2.3.3	Dimensionnement.....	116
	5.2.3.3.1	Tablier.....	117
	5.2.3.3.2	Pile centrale.....	119
	5.2.3.3.3	Fondations.....	120
	5.2.4	Ouvrages traversants.....	122
	5.2.4.1	Localisation.....	122
	5.2.4.1	Géométrie.....	123
5.3		AMENAGEMENT PAYSAGER	123
5.4		IMPACTS FONCIERS	123
5.5		EXPERTISE FAUNE/FLORE	124
	5.5.1	Synthèse des enjeux.....	124
	5.5.2	Préconisations	124
6		CAP DE PLA.....	126
7		CONDITIONS DE RÉALISATION DES TRAVAUX	127
	7.1	INSTALLATIONS DE CHANTIER	127
	7.2	ACCES	127
	7.2.1	Site de la Plaine	127
	7.2.2	Site de Bagatelle.....	127
	7.2.3	Couloir endigué.....	127
	7.3	PHASAGE	128
	7.3.1	Généralités	128
	7.3.2	Site de la Plaine	128
	7.3.3	Site de Bagatelle.....	130
	7.3.4	Couloir endigué.....	131
	7.4	PROTECTION CONTRE LES CRUES	132
	7.5	PLANNING PREVISIONNEL DES TRAVAUX.....	134
8		ESTIMATION FINANCIERE	135
9		RECONNAISSANCES COMPLEMENTAIRES.....	138
	9.1	TOPOGRAPHIQUES.....	138
	9.2	GEOTECHNIQUES	138
	9.3	NATURALISTES.....	140
ANNEXES.....			141
		Annexe 1. Note d'enjeux environnementale.....	143
		Annexe 2. Note G2AVP	144

TABLE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Principaux enjeux vulnérables (en bleu zonage préliminaire Q100).....	1
Figure 2 : Présentation de la zone d'étude	2
Figure 3 : Schéma d'aménagement retenu	3
Figure 4 : Hyétogrammes retenus (T=10 et 100 ans).....	6
Figure 5 : Hyétogrammes retenus (T=5 000 et 10 000 ans).....	7
Figure 6 : Comparaisons des résultats hydrologiques issus de Phenix et de Hec-Ras.....	9
Figure 7 : Hydrogrammes des crues exceptionnelles (T=1 000 à 33 000 ans).....	10
Figure 8 : extrait de la carte géologique à 1/50 000 – Narbonne	12
Figure 9 : alluvions grossières et colluvions argilo-caillouteuses au droit de l'ouvrage	13
Figure 10 : miroir de faille ondulant dans les calcaires Albiens au droit de l'appui RD	13
Figure 11 : coupe géologique transversale à l'axe de l'ouvrage – site de la Plaine/RD613.....	14
Figure 12 : alluvions argilo-caillouteuses au droit de l'ouvrage	15
Figure 13 : petits bancs calcaires lacustres affleurant sous les alluvions grossières.....	15
Figure 14 : coupe géologique transversale à l'axe de l'ouvrage – site de Bagatelle.....	15
Figure 15 : coupes géoélectriques de répartition des résistivités interprétées issues des profils PE2A et PE2B ...	19
Figure 16 : coupe géoélectrique de répartition des résistivités interprétées issues du profil PE1.	24
Figure 17 : modélisation hydraulique – extrait du logiciel SEEP à t=12h (PHE).....	37
Figure 18 : calcul de stabilité – profil 1 – extrait du logiciel SLOPE	37
Figure 19 : calcul de stabilité – profil 2 – extrait du logiciel SLOPE	38
Figure 20 : Calculs 3D-CFD de la conduite de restitution – barrage de Plaine-RD613	40
Figure 21 : Profils en long coursier – barrage de Plaine-RD613.....	42
Figure 22 : Déviation de la RD613 – Tracé retenu	49
Figure 23 : Déviation de la RD613 – Profil en travers type	50
Figure 24 : Déviation de la RD613 – Q100 pour transparence hydraulique	51
Figure 25 : Ouvrages traversants RD613 – Coupe type Ouvrage BA	52
Figure 26 : Ouvrages traversants RD613 – Coupe type DN1500.....	52
Figure 27 : Synthèse des enjeux sur le site de la Plaine	53
Figure 28 : Zones d'emprunt potentielles sur le site de la Plaine.....	56
Figure 29 : Calculs 3D-CFD de la conduite de restitution – barrage de Bagatelle.....	67
Figure 30 : Profils en long coursier – barrage de Bagatelle.....	68
Figure 22 : Déviation des chemins communaux – Tracé retenu.....	72
Figure 23 : Déviation des chemins communaux – Profil en travers type	72
Figure 31 : Habitation 1 impactée par le niveau de la retenue.....	73
Figure 32 : Habitations 2 et 3 impactées par le niveau de la retenue	74
Figure 33 : Habitation 4 impactée par la proximité du barrage	74
Figure 36 : Synthèse des enjeux sur le site de Bagatelle	75
Figure 37 : Zones d'emprunt potentielles sur le site de la Plaine.....	78
Figure 38 : PL, Élargissement du couloir endigué avec reprise des ponts (yc bassins de Plaine-RD613 et Bagatelle) [Q100] – étude de faisabilité	79
Figure 39 : Profil type du recalibrage – Berge à 2H/1V	80
Figure 40 : Profil type du recalibrage – Berge verticale	80
Figure 41 : Profil type du recalibrage – Berge déversante.....	81
Figure 42 : Emprise du modèle 2D du couloir endigué.....	82
Figure 43 : Détails du maillage du modèle 2D du couloir endigué.....	82
Figure 44 : Condition limite aval – courbe de tarage	83
Figure 45 : Coefficients de Manning du modèle 2D du couloir endigué.....	83
Figure 46 : Etat actuel, profils en long	84
Figure 47 : Etat actuel, 40 m³/s.....	84

Figure 48 : Etat projeté, profils en long.....	86
Figure 49 : Etat projeté, 80 m ³ /s (sans reprise du pont de la Liberté).....	86
Figure 50 : Etat projeté, 120 m ³ /s (sans reprise du pont de la Liberté, avec déversoir en rive droite).....	87
Figure 50 : Etat projeté, 80 m ³ /s (AVEC reprise du pont de la Liberté, avec déversoir en rive droite).....	87
Figure 51 : Identification des zones de surverse préférentielles.....	89
Figure 52 : Profil type du confortement – Reprise talus extérieur RG par cages gabions.....	91
Figure 53 : Localisation de la passerelle piétonne.....	92
Figure 54 : Photos de la passerelle existante.....	92
Figure 55 : Levé topographique de la passerelle.....	93
Figure 56 : Gabarit type.....	93
Figure 57 : Localisation de l'ouvrage d'art.....	104
Figure 58 : Photos de l'ouvrage existant.....	104
Figure 59 : Localisation de l'ouvrage d'art.....	114
Figure 60 : Photo de l'ouvrage existant.....	114
Figure 59 : Localisation des ouvrages existants.....	122
Figure 59 : Ouvrages traversants projetés.....	123
Figure 61 : Synthèse des enjeux sur le site de la Plaine de Narbonne.....	124

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Cumuls pluviométriques retenus en mm (courants à rares).....	6
Tableau 2 : Cumuls pluviométriques retenus en mm (exceptionnels).....	7
Tableau 3 : Débits des crues exceptionnelles.....	10
Tableau 4 : Calculs de laminage (barrage de Plaine-RD613).....	34
Tableau 5 : Calculs de laminage - tests de sensibilité (barrage de Plaine-RD613).....	35
Tableau 6 : coefficients partiels utilisés dans les calculs GeoStudio.....	38
Tableau 7 : synthèse des coefficients partiels de l'Eurocode 7.....	39
Tableau 8 : Calculs de laminage (barrage de Bagatelle).....	63
Tableau 9 : Calculs de laminage - tests de sensibilité (barrage de Bagatelle).....	64
Tableau 10: Géotechnique retenue sur la passerelle piétonne.....	94
Tableau 11: Géotechnique retenue sur la route de Montfort.....	105
Tableau 12: Géotechnique retenue sur le chemin de Saint Charles.....	115

1 CONTEXTE GENERAL

1.1 CADRE DE L'OPERATION

La présente étude porte sur le **programme de protection contre les inondations porté par le Syndicat Mixte du Delta de l'Aude [en tant que Maître d'Ouvrage] et le SMMAR [en tant qu'Assistant au Maître d'Ouvrage]**, et en particulier sur l'**aménagement du bassin versant Rec de Veyret**, situé sur les communes de Narbonne et de Montredon.

Une carte de situation générale est insérée en page suivante.

Les débordements fréquents de ce cours d'eau et de ses affluents génèrent en effet des dommages importants sur les territoires qu'il traverse, notamment les zones suivantes présentées d'amont en aval (cf. carte ci-dessous) :

- La Zone Industrielle et Commerciale de Montredon,
- Les enjeux de la ville de Narbonne en rive gauche du couloir endigué du Rec de Veyret,
- La Zone Industrielle de la Coupe en rive droite du couloir endigué du Rec de Veyret.

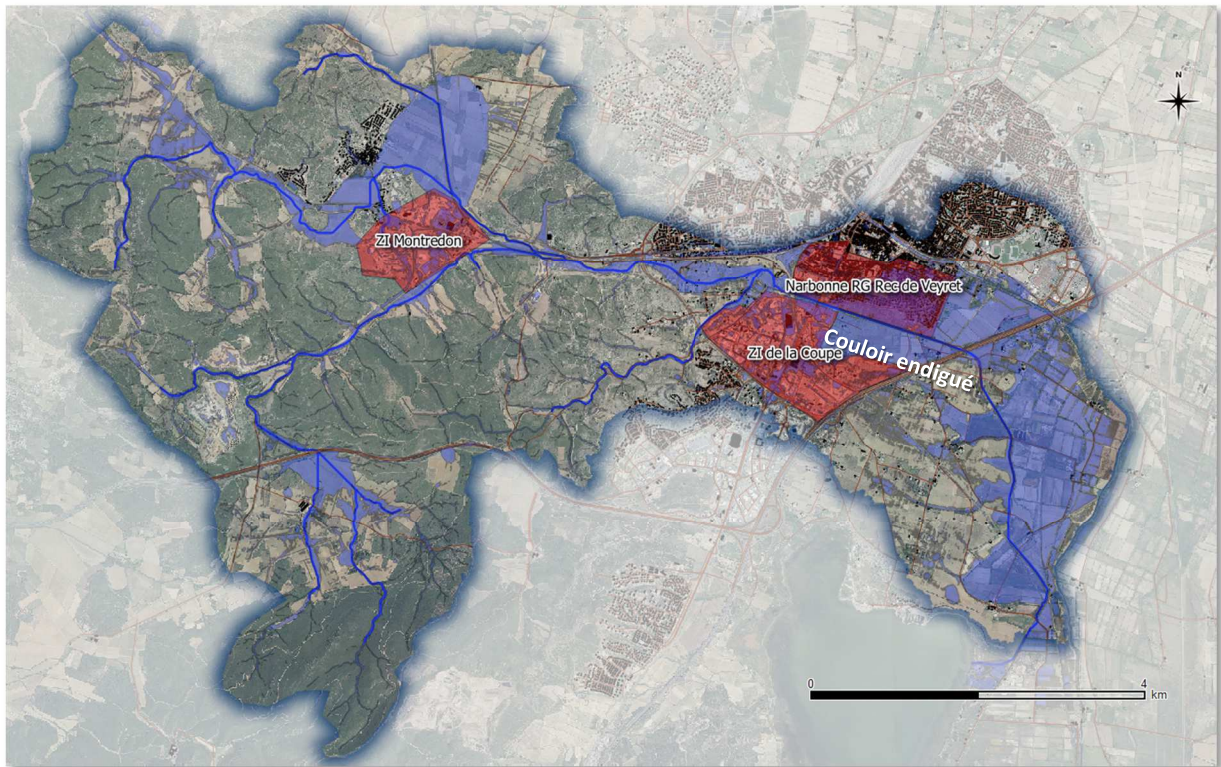


Figure 1 : Principaux enjeux vulnérables (en bleu zonage préliminaire Q100)

Dans ce secteur, aucun débordement majeur n'a été observé lors des événements de 1999 (crues de l'Aude avec un impact très important sur les territoires des basses plaines, en particulier à Cuxac d'Aude où l'inondation a alors été jugée catastrophique). Pour le Rec de Veyret, les crues les plus marquantes sont celles de 1965, 1979, 1992, 1994 et 1996 qui concernent majoritairement la traversée de Narbonne et donc le couloir endigué.

Depuis plus de 10 ans, des études ont été initiées afin de définir des aménagements permettant de réduire le risque inondation. Toutefois, certaines de ces études ne sont plus disponibles, la topographie et l'occupation des sols des lieux ont évolué : ainsi, le S.M.D.A. a souhaité actualiser la réflexion et aboutir à une redéfinition des aménagements à réaliser pour assurer la protection contre les inondations du bassin de Rec de Veyret.

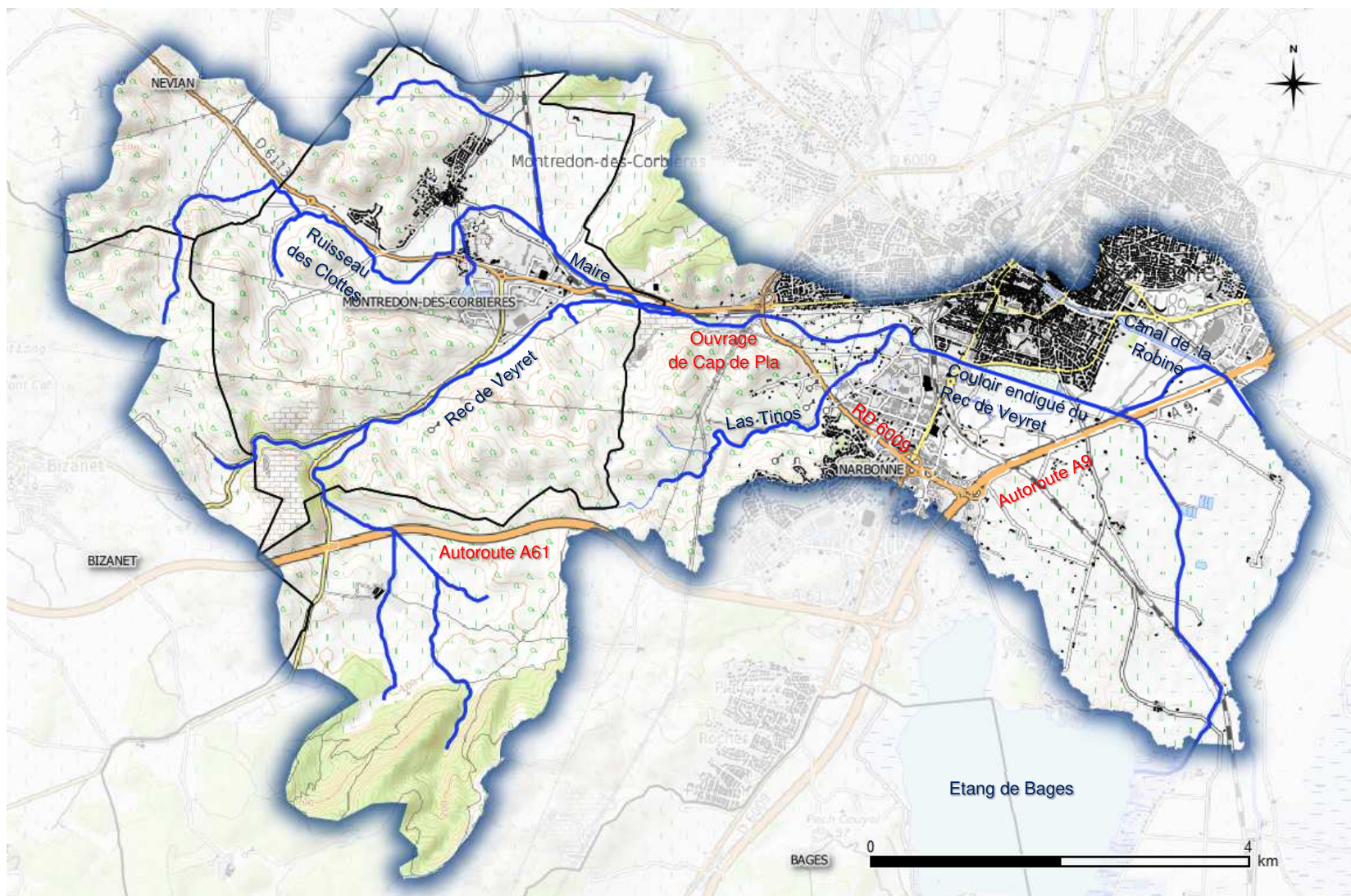


Figure 2 : Présentation de la zone d'étude

1.2 OBJET DE L'ETUDE

La mission précédente (Étude de faisabilité) a permis de définir et valider le schéma d'aménagement suivant (cf. figure ci-dessous) :

- ▶ Mise en œuvre des ouvrages écrêteurs de :
 - Plaine-RD613 [y-c la déviation de la route RD613] sur le Rec de Veyret,
 - Bagatelle sur Las Tinos,
- ▶ Redimensionnement du couloir endigué.

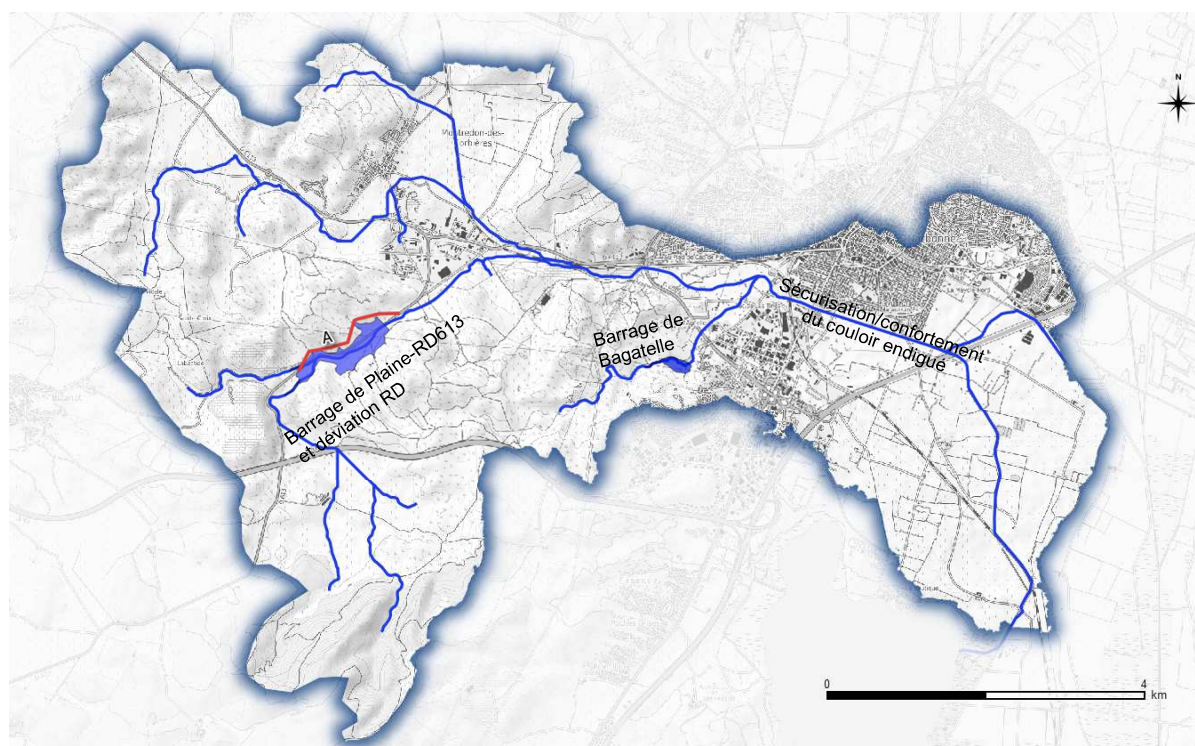


Figure 3 : Schéma d'aménagement retenu

Le présent rapport AVP a pour objet de :

- ▶ de proposer la composition générale en plan et en volume ;
- ▶ définir les principes constructifs et les matériaux ;
- ▶ d'établir l'estimation du coût prévisionnel des travaux ;
- ▶ de préciser un calendrier de réalisation ;
- ▶ de permettre au Maître d'Ouvrage d'arrêter définitivement le programme.

1.3 DESCRIPTION GENERALE DES TRAVAUX

Les travaux et aménagements envisagés concernent 3 sites distincts.



1.3.1 Site de la Plaine

Les travaux du site de la Plaine portent sur la création d'un barrage écrêteur à l'Ouest de Narbonne sur la commune de Montredon des Corbières. La restitution des écoulements à l'aval est assurée par une conduite de restitution et de vidange située en fond de retenue, puis par un évacuateur de crue de surface en rive gauche du barrage. Le barrage est principalement réalisé en remblais.

Les matériaux de remblais seront au maximum tirés des déblais issus des terrassements de la retenue. Ils auront été préalablement sélectionnés au regard de leurs qualité et caractéristiques pour leur réemploi dans la construction du barrage. Les caractéristiques devront atteindre une perméabilité suffisamment faible et correspondre aux critères définis dans les pièces du marché.

La création de ce barrage nécessite la déviation de la RD613 actuellement située en fond de vallée sous l'emprise du futur barrage. Le choix du Maître d'ouvrage s'est porté sur la mise hors d'eau de la future voirie pour la crue de référence du projet.

1.3.2 Site Bagatelle

Les travaux du site de Bagatelle portent sur la création d'un barrage écrêteur au Sud-ouest de Narbonne sur la commune de Narbonne. La restitution des écoulements à l'aval est assurée par une conduite de restitution et de vidange située en fond de retenue, puis par un évacuateur de crue de surface en rive droite du barrage. Le barrage est principalement réalisé en remblais.

Les matériaux de remblais seront au maximum tirés des déblais issus des terrassements de la retenue. Ils auront été préalablement sélectionnés au regard de leurs qualité et caractéristiques pour leur réemploi dans la construction du barrage. Les caractéristiques devront atteindre une perméabilité suffisamment faible et correspondre aux critères définis dans les pièces du marché.

La création de ce barrage nécessite la déviation de deux routes communales actuellement situées en fond de vallée ainsi que sa mise hors d'eau pour la crue de référence du projet.

1.3.3 Site du couloir endigué

Les travaux du site du couloir endigué portent sur le recalibrage du lit mineur sur 1,6 km de long ainsi que sur la reprise de deux ponts (route de Montfort et chemin de Saint-Charles) et d'une passerelle (reliant l'ancien chemin de Bages à la rue Racine).

Il a été décidé de conforter la rive gauche et d'élargir le couloir vers la rive droite ; ce recalibrage suppose un profil type caractérisé par une largeur en fond de 15 m et des pentes latérales de 2H/1V (soit environ 2 fois la section actuelle).

En complément de cet aménagement, un déversoir d'orage sera réalisé en rive droite. D'une longueur de 200m, il sera calé en limite de débordement pour une crue centennale.

2 DONNEES D'ENTREE

2.1 DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET MORPHOLOGIES

Les renseignements topographiques sont issus des levés effectués en février et mars 2021 par le géomètre GE INFRA. Le repère planimétrique est rattaché au système Lambert 93.

Le site de la Plaine est caractérisé par une succession de terrasses occupées par des vignes en fond de vallée, des friches entre coupées de fossés, ainsi que deux versants rocheux en rive droite et gauche. La RD613 ainsi que le ruisseau du Rec de Veyret traversent l'emprise du projet dans une direction SO – NE.

Le site de Bagatelle est caractérisé par une succession de friches entre coupées de fossés, ainsi que deux versants rocheux en rive droite et gauche. Le Chemin des Fours à Chaux ainsi que le ruisseau des Tines (affluent du Rec de Veyret) traversent l'emprise du projet dans une direction SO – NE.

Le site du couloir endigué est caractérisé par un canal rectiligne recueillant les apports des ruisseaux précité. Il est long d'environ 1,6 km et les pentes de ses berges sont variables (de 2H/1V à >1H/1V). Quatre ouvrages enjambent le canal (trois ponts situés avenue d'Espagne, route de Montfort et chemin de Saint-Charles, et une passerelle reliant l'ancien chemin de Bages à la rue Racine).

2.2 DONNEES CLIMATIQUES

Le climat rencontré sur le secteur d'étude est de type méditerranéen. Il est caractérisé par une relative sécheresse, des températures assez élevées en été et une insolation exceptionnelle.

Les données ci-après, provenant de la station météorologique de Sallèles d'Aude, détaillent ces phénomènes :

- La température moyenne annuelle est élevée avec 16,6°C. La moyenne des minima est de 5,4°C en janvier (mois le plus froid) et la moyenne des maxima de 31,7°C en juillet (mois le plus chaud) ;
- Le gel est assez rare avec, en moyenne, une quinzaine de jours par an ;
- Les précipitations moyennes sont de l'ordre de 713 mm par an avec un minimum moyen de 19,6 mm en août et un maximum moyen de 129 mm en octobre. Les précipitations automnales et printanières se caractérisent souvent par leur violence ;
- Les chutes de neige sont rares (en moyenne 2 jours par an) ;
- L'ensoleillement est important avec près de 2 454 heures de soleil par an.
- Le vent dominant est le cers (Ouest-Nord-Ouest).



2.3 ANALYSES HYDROLOGIQUES

2.3.1 Hypothèses pluviométriques retenues

La définition des pluies courantes à rares ($T = 5$ à 100 ans) s'est appuyée sur les statistiques de précipitation de Météo-France à Narbonne. Ces mêmes valeurs ont été retenues dans le cadre des études BRLi LNMP et de l'EDD de la digue RG du Rec de Veyret.

Nous avons retenu au final les hyétogrammes suivants caractérisés par des durées de 24 h (le temps de concentration du bassin étant compris entre 3 et 6 h).

Pour la crue de référence, en cohérence avec le PPRi approuvé sur le Rec de Veyret, il a été retenu les hypothèses hydrologiques du PPRi. La crue de référence retenue pour le projet est la crue centennale Q100.

Les cumuls sur 1h, 6h et 24 h sont consignés dans le tableau ci-dessous :

T en années	P1h (mm)	P6h (mm)	P24h (mm)
2	27	53	90
5	37	72	122
10	55	104	169
30	72	137	224
50	80	153	251
100 ans type PPRi	102	191	310

Tableau 1 : Cumuls pluviométriques retenus en mm (courants à rares)

Des exemples de hyétogrammes pour des périodes de retour de 10 et 100 ans sont présentés ci-dessous :

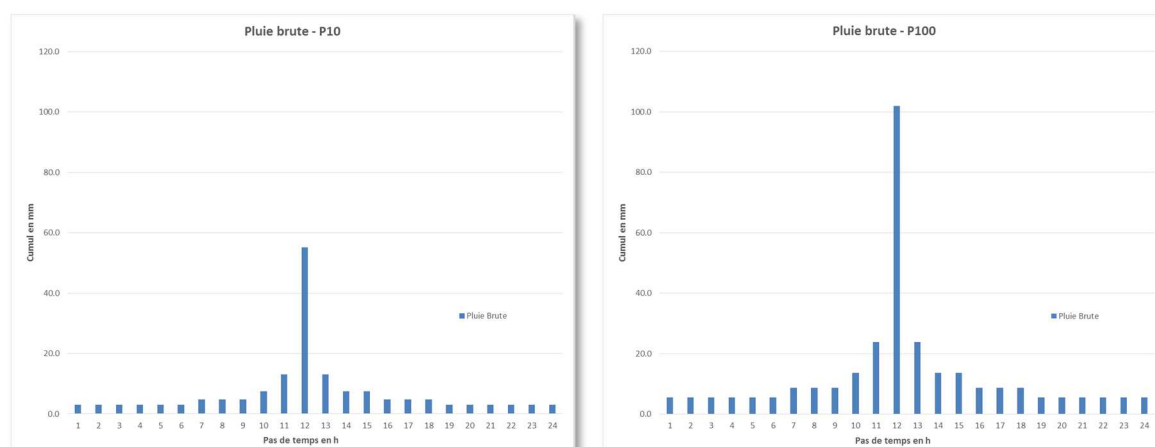


Figure 4 : Hyétogrammes retenus ($T=10$ et 100 ans)

Cette approche a ensuite été complétée afin de disposer des quantiles de pluies et des hyétoigrammes pour des événements exceptionnels (T=1 000, 3 000, 5 000, 10 000, et 33 000 ans). Ces données de pluies sont issues d'une démarche basée sur des données SHYPRE.

Les cumuls sur 1h, 6h et 24 h pour des pluies exceptionnelles sont consignés dans le tableau ci-dessous :

T en années	P1h (mm)	P6h (mm)	P24h (mm)
1 000	140	240	435
3 000	159	277	507
5 000	168	293	551
10 000	178	317	597
33 000	206	357	718

Tableau 2 : Cumuls pluviométriques retenus en mm (exceptionnels)

Des exemples de hyétoigrammes pour des périodes de retour de 5 000 et 10 000 ans sont présentés ci-dessous :

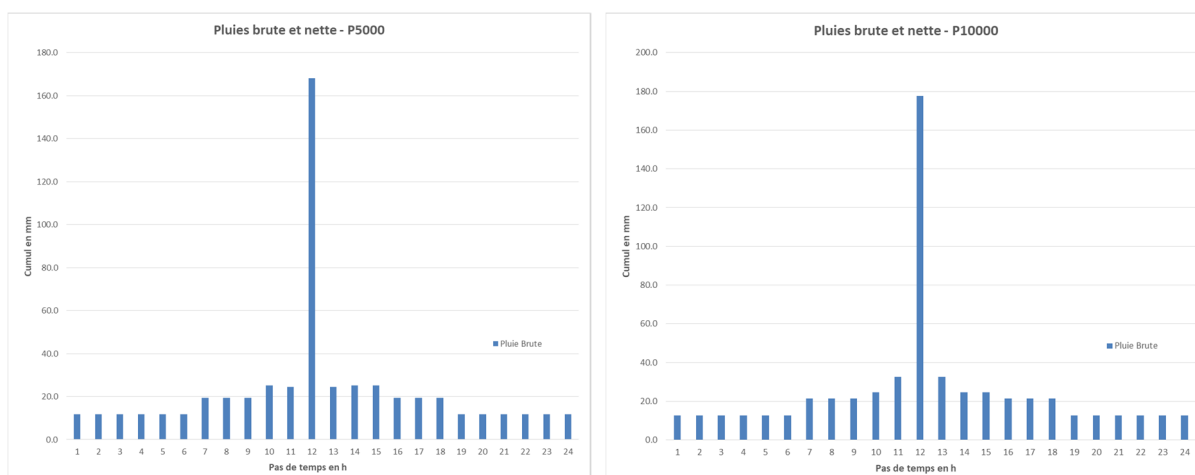


Figure 5 : Hyétoigrammes retenus (T=5 000 et 10 000 ans)



2.3.2 Modélisations hydrologiques

2.3.2.1 Préambule

Il est à noter que deux analyses hydrologiques complémentaires ont été menées en parallèle. La principale motivation a été liée au fait que certains secteurs sont pourvus de pouvoirs naturels de laminage importants (notamment l'étang de Montredon mais aussi le secteur drainé en amont de l'autoroute A61), et que ces derniers sont difficiles à appréhender avec un modèle hydrologique pur.

De fait, deux modèles distincts mais complémentaires ont été construits :

- ▶ **Modèle hydrologique classique construit à l'aide du logiciel PHENIX_{BRLi}** (30 bassins versants, 35 nœuds et biefs...)
 - Avantages : rapidité de calculs, homogénéité avec analyses précédentes, possibilité de prise en compte des ouvrages de rétention...
 - Inconvénients : prise en compte simplifiée des zones naturelles de laminage, de l'influence aval des ouvrages (pour l'ouvrage de Cap de Pla par exemple)...
- ▶ **Modèle hybride hydrologique/hydraulique construit à l'aide du logiciel Hec-Ras 2D** : il s'agit d'un modèle bidimensionnel basé sur le MNT construit par BRLi sur lequel on précipite les pluies de projet ; le maillage est régulier avec des mailles de 20 m x 20 m et des zones densifiées afin de bien prendre en compte les remblais,
 - Avantages : pertinence des calculs, prise en compte détaillée de la topographie et des zones naturelles de laminage, possibilité de modéliser les ouvrages de rétention, premières estimation des zones inondables, permet d'extraire en tout point un hydrogramme...
 - Inconvénients : Temps de calculs, nécessité de construire un modèle hydrologique pour transformation pluie brute/nette...

Cette approche est novatrice et a permis de fiabiliser l'approche hydrologique.

En pratique, le modèle hydrologique classique **PHENIX_{BRLi}** a été utilisé pour :

- Obtenir les premiers résultats,
- Faire les premières itérations pour optimiser les ouvrages de rétention amont,
- Calculer la transformation pluie brute/nette nécessaire afin d'alimenter le modèle hybride Hec-Ras 2D...

Le modèle hybride hydrologique/hydraulique **HEC-RAS 2D** a été utilisé pour :

- Obtenir les résultats finaux (hydrologies dans l'état actuel et l'état aménagé),
- Calculer les potentiels de laminage naturels de certaines zones : certains paramètres du modèle hydrologique classique ont alors été mis à jour afin de refléter ce pouvoir écrêteur,
- Affiner le dimensionnement des ouvrages de rétention amont.

2.3.2.2 Comparaison approches hydrologiques PHENIX_{BRLi} et HEC-RAS 2D

Le tableau ci-dessous rassemble les résultats des différentes approches réalisées par BRLi pour les crues courantes à rares :

Lieu	(m ³ /s)	Q2		Q5		Q10		Q30		Q50		QPPri 100 ans	
		HEC-RAS	PHENIX	HEC-RAS	PHENIX	HEC-RAS	PHENIX	HEC-RAS	PHENIX	HEC-RAS	PHENIX	HEC-RAS	PHENIX
Amont autoroute A61	CF4am	26	14	44	28	57	53	80	82	97	96	135	131
Aval autoroute A61	CF6	7	8	13	14	18	25	25	36	32	41	50	53
ZI Montredon	CF12	23	13	41	27	56	53	79	84	96	99	139	135
Aval confluence Maire	CF29	18	17	42	32	66	57	101	88	122	103	170	139
Exutoire Tinos	CF32	12	6	21	11	28	22	38	34	45	40	64	54
Entrée couloir endigué - Pont SNCF	CF33	22	23	52	45	76	83	118	131	145	154	209	210

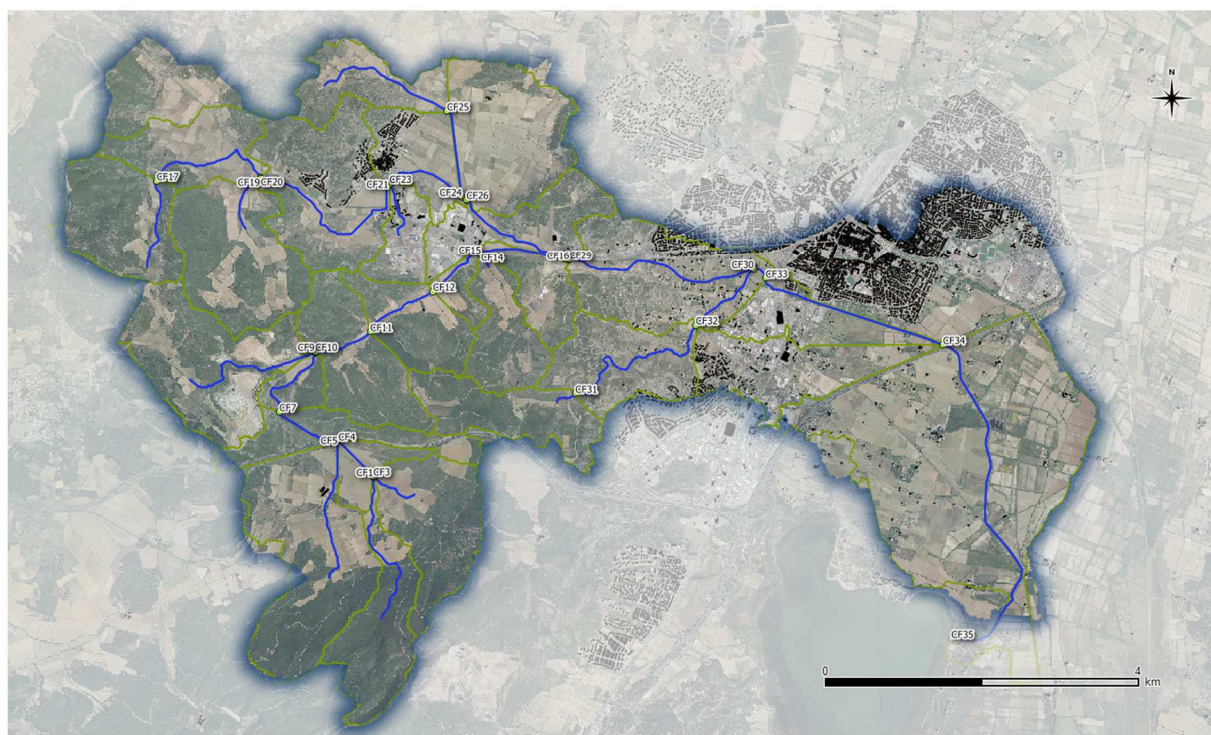


Figure 6 : Comparaisons des résultats hydrologiques issus de Phenix et de Hec-Ras

Quelques différences notables sont à noter pour Q₂ et Q₅. Elles sont liées :

- ▶ au pouvoir de laminage naturel parfois difficile à appréhender avec PHENIX_{BRLi},
- ▶ à la difficulté d'estimer finement le ratio pluie brute/nette pour les petits événements.

Au final, et comme précisé précédemment :

- ▶ PHENIX_{BRLi} est exploité pour les phases d'optimisation et de tests (notamment en raison de la rapidité de calculs),
- ▶ HEC-RAS 2D est exploité pour les configurations finales.



2.3.2.3 Estimations des débits des crues exceptionnelles au droit des ouvrages écrêteurs projetés

Cette démarche a permis d'estimer les débits des crues exceptionnelles au droit des barrages projetés de Plaine-RD613 et de Bagatelle. Ils sont consignés ci-dessous :

T en années	Plaine-RD613 BV = 13,7 km ² (m ³ /s)	Qspécifique (m ³ /s/km ²)	Bagatelle BV = 3,2 km ² (m ³ /s)	Qspécifique (m ³ /s/km ²)
1 000	210	15,3	96	30,0
3 000	262	19,1	116	36,3
10 000	303	22,1	130	40,6
33 000	389	28,4	161	50,3

Tableau 3 : Débits des crues exceptionnelles

Des exemples d'hydrogrammes pour des périodes de retour de 1 000 à 33 000 ans sont présentés ci-dessous :

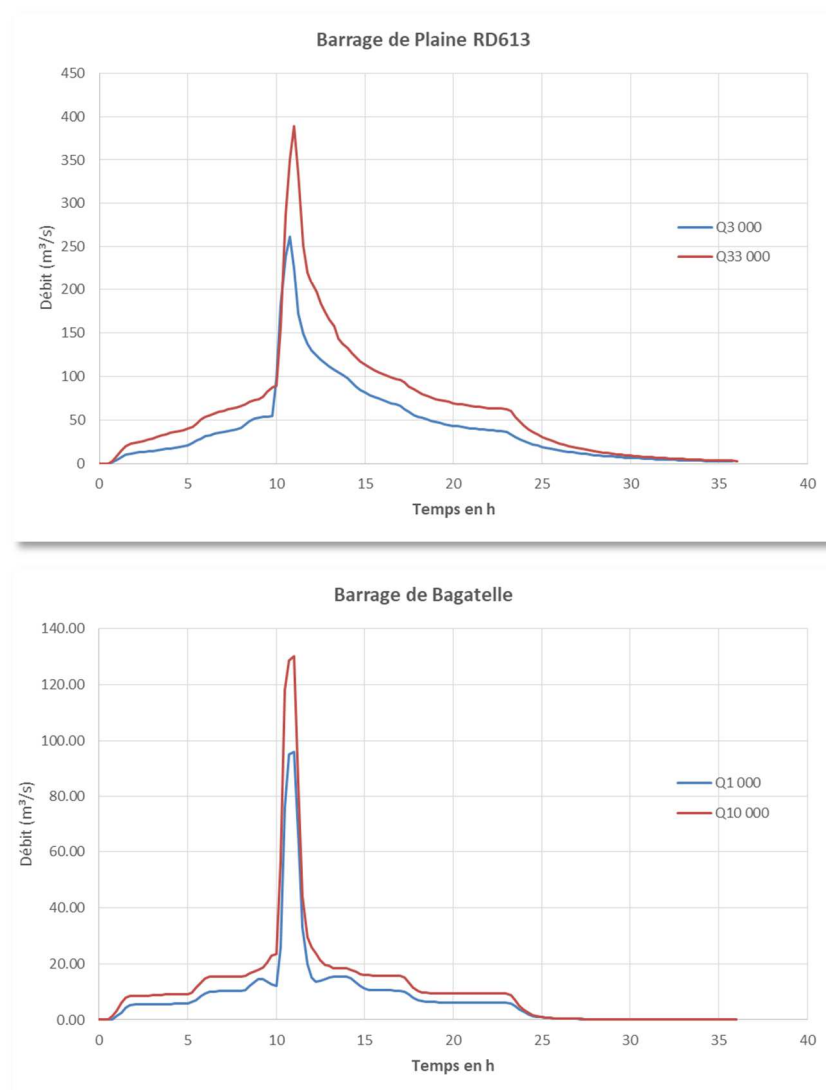


Figure 7 : Hydrogrammes des crues exceptionnelles (T=1 000 à 33 000 ans)



A titre de comparaison, la base de données SHYREG au droit du barrage de Plaine-RD613 aboutit aux valeurs suivantes pour $T = 1000$ ans (les données ne sont pas disponibles directement pour des périodes de retour supérieures). Les données en italique sont celle issues de la présente démarche :

- $Q_{\text{pointe}} = 227 \text{ m}^3/\text{s}$ (*210 m³/s*),
- $Q_{1\text{h}} = 136 \text{ m}^3/\text{s}$ (*180 m³/s*),
- $Q_{3\text{h}} = 96,4 \text{ m}^3/\text{s}$ (*130 m³/s*),
- $Q_{6\text{h}} = 74,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (*101 m³/s*),
- $Q_{24\text{h}} = 45,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (*47,7 m³/s*).

Il s'avère que les débits de pointe et sur 24h sont très proches. Les hydrogrammes BRLi sont en revanche plus volumineux (notamment pour les pas de temps 1 à 6 h).

Il n'existe pas de données équivalentes pour le barrage de Bagatelle. Toutefois, en transférant le débit de pointe 1000 ans du barrage de Plaine à celui de Bagatelle en respectant un ratio en $S^{0,7}$, on obtient une valeur de $Q_{1000} = 82 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur est somme toute assez proche de celle calculée par BRLi de $96 \text{ m}^3/\text{s}$.



2.4 DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

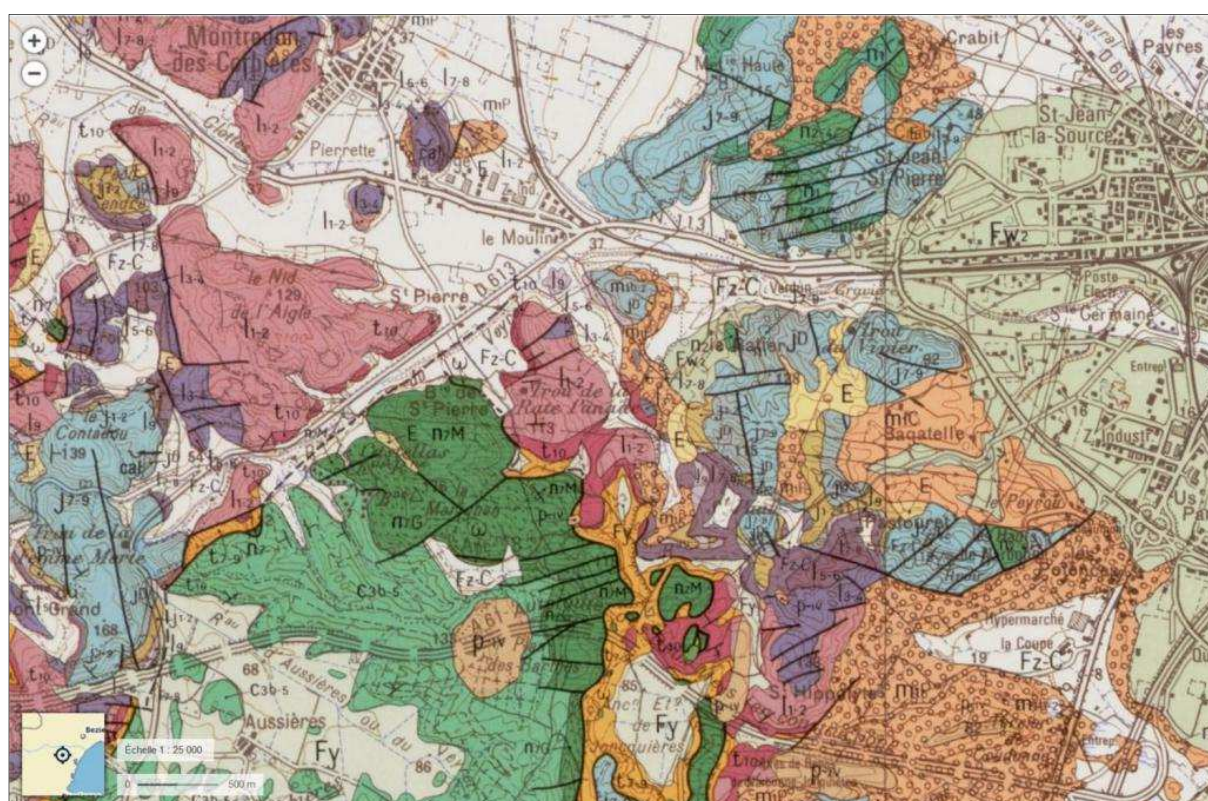
2.4.1 Contexte géologique

2.4.1.1 Contexte géologique général

Le bassin versant du Rec de Veyret en amont et à l'Ouest de l'agglomération de Narbonne se situe principalement sur la nappe des Corbières orientales et plus précisément sur le lobe d'Ornaison-Bizanet. Ces formations allochtones sont formées de panneaux déformés de roches carbonatées Mésozoïques (du Lias (I1-2, I3-4) au Jurassique moyen et supérieur (JD, J1-2, J7-9) et Crétacé inférieur (n7)) plus ou moins disloqués reposant sur une semelle argilo-gypseuse du Trias supérieur (t7-9). Les formations Crétacés autochtones sous la nappe (n7 et C3b) sont fortement déformées et redressées. L'ensemble de ces unités est découpé par un réseau de failles normales postérieures à la mise en place des nappes.

Après la mise en place de la nappe des Corbières (chaîne Pyrénéo-Provençale) une phase de distension se met en place à l'Oligocène pendant l'ouverture du Golfe de Lion et l'installation du bassin laguno-lacustre de Narbonne –Sigean. Sur la bordure Ouest de ce bassin les formations Oligo-miocènes (g3-m1, m1C) : conglomérats, marnes et calcaires lacustres, reposent en discordance sur les lambeaux de la nappe des Corbières orientales (site de Bagatelle).

Figure 8 : extrait de la carte géologique à 1/50 000 – Narbonne



Source : carte géologique 1 / 50 000 n° 1 061 BRGM.

2.4.1.2 Site de la Plaine

AU DROIT DU BARRAGE

Le site de la plaine est situé sur le ruisseau du Rec de Veyret au Sud de Montredon sur le tracé de la RD 613 à cheval sur le contact entre l'autochtone Crétacé (C3b5 et n7) dans le secteur du Castellas (en RD) et la nappe des Corbières orientales avec les roches carbonatées du sommet du Trias et Lias (t10, l1-2 et l3-4) principalement en Rive Gauche. Les marnes du Trias supérieur (t7-9) jalonnent le contact de chevauchement entre ces deux domaines structuraux ; ce plan de contact est déformé par une faille normale qui effondre le compartiment Nord.

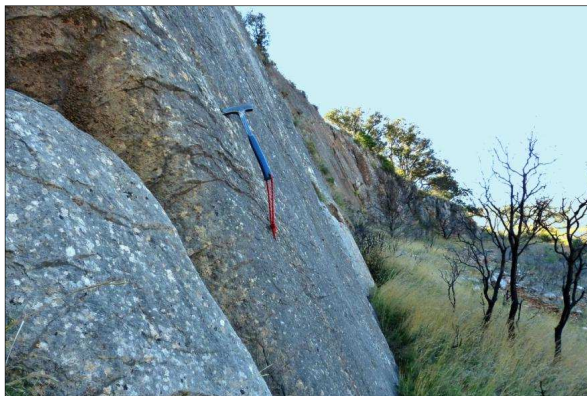
Le fond de la vallée du Rec de Veyret est tapissé d'une épaisse couche d'alluvions et de colluvions argilo-caillouteuses (Quaternaire : Holocène - Fz-C) qui masque intégralement les formations sous-jacentes. Les colluvions situées en pied de versant proviennent principalement des barres rocheuses (notamment Crétacé en RD). Le lit vif du ruisseau incise profondément la couverture d'alluvions.

Le projet prévoit de positionner le barrage au niveau d'un léger resserrement de la vallée avec des versants rocheux tant en Rive Droite : calcaires blancs massifs du Crétacé inférieur (Albien : n7) qu'en Rive Gauche : calcaires plus ou moins gréseux en plaquettes du Trias supérieur (Rhétien : t10) et dolomies vacuolaires du Lias inférieur (Hettangien : l1-2).

Figure 9 : alluvions grossières et colluvions argilo-caillouteuses au droit de l'ouvrage



Figure 10 : miroir de faille ondulant dans les calcaires Albien au droit de l'appui RD



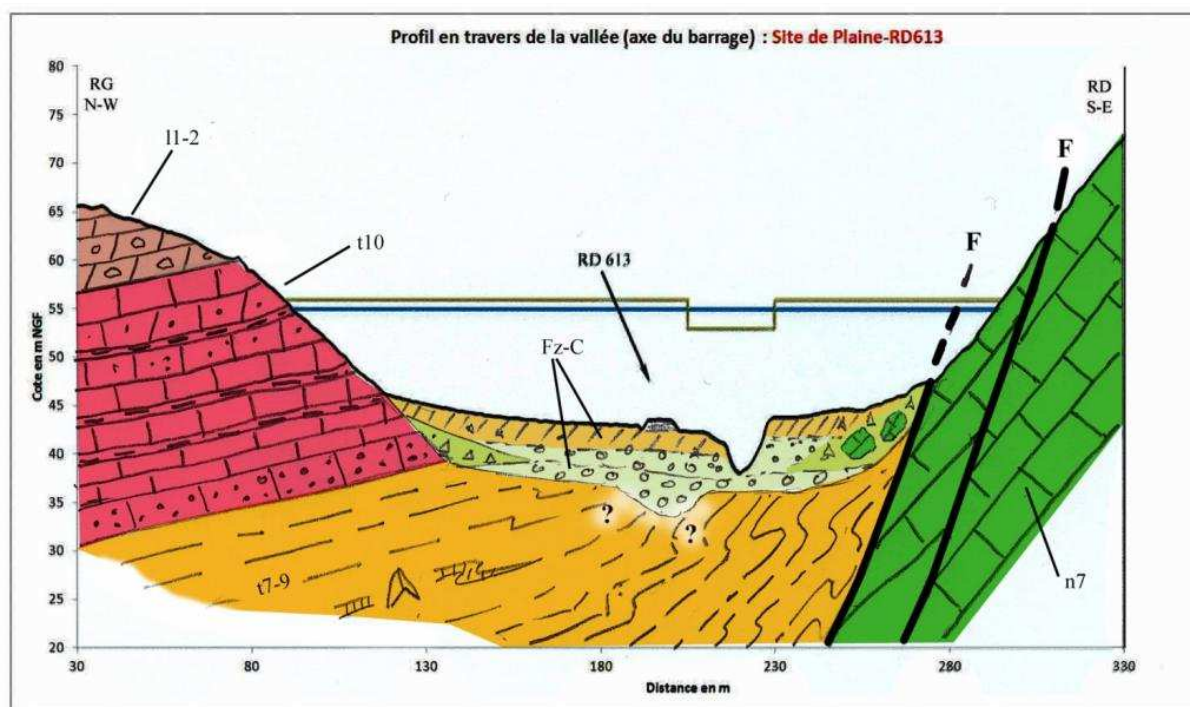
AU SEIN DE LA CUVETTE

La cuvette de la retenue est située principalement sur les formations superficielles Quaternaires (Holocène : Fz-C). Ces formations masquent intégralement dans ce secteur le contact entre la nappe des Corbières et son substratum autochtone et plus particulièrement la semelle des argilites bariolées du Trias (Keuper t7-9) qui forme probablement la majeure partie du substratum du recouvrement Quaternaire de la cuvette.

L'ensemble du fond de la cuvette est recouvert d'une couverture de limons argileux et de colluvions argilo-caillouteuses souvent remaniées qui reposent sur des alluvions : graves, cailloutis et blocs.



Figure 11 : coupe géologique transversale à l'axe de l'ouvrage – site de la Plaine/RD613.



Nota : le barrage et l'évacuateur sont représentés à titre indicatif (implantation schématique et non à l'échelle).

2.4.1.3 Site de Bagatelle

AU DROIT DU BARRAGE

Le site de Bagatelle est situé sur le ruisseau des Tines affluent du Rec de Veyret. La géologie de l'ensemble du site est beaucoup plus simple que celle du site de la Plaine. En effet le secteur de Bagatelle est situé intégralement sur les formations tertiaires post orogéniques : Oligo-Miocène discordantes et transgressives – vers l'Ouest – sur les lambeaux de la nappe des Corbières orientales. Le site de Bagatelle est situé sur les calcaires lacustres de l'Aquitarien (m1C)

Au niveau des appuis latéraux les calcaires lacustres en bancs massifs affleurent par endroit notamment en RG au niveau du chemin.

Les formations calcaires ne paraissent pas affectées par des phénomènes de karstification Il n'a pas été observé de karstification notable : lapiaz, cavités au droit du projet probablement en raison de la présence des nombreux joints argileux ou marneux intercalés dans ces calcaires.

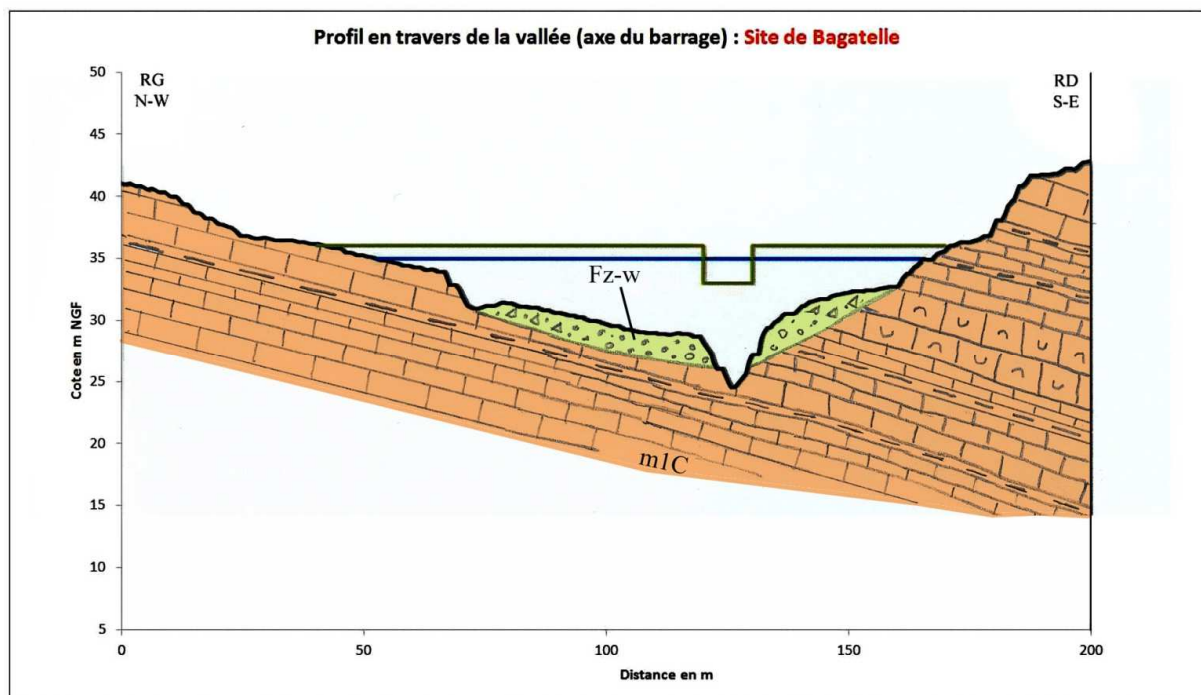
Figure 12 : alluvions argilo-caillouteuses au droit de l'ouvrage



Figure 13 : petits bancs calcaires lacustres affleurant sous les alluvions grossières



Figure 14 : coupe géologique transversale à l'axe de l'ouvrage – site de Bagatelle.



Nota : le barrage et l'évacuateur sont représentés à titre indicatif (implantation schématique et non à l'échelle).

AU SEIN DE LA CUVETTE

Comme l'ensemble du site le substratum de la cuvette de la retenue est situé sur les calcaires lacustres de Bages (m1C) qui ne sont visibles qu'à la périphérie sur les versants.

L'ensemble du fond de la cuvette est recouvert d'une couverture peu épaisse de cailloutis d'alluvions récentes ou plus anciennes (moyenne terrasse notée Fw2 sur la carte géologique 1/50 000) pouvant être cimentées par endroit et de colluvions argilo-caillouteuses se sont déposées localement en pied de versant.



2.4.2 Contexte géotechnique du site de la Plaine

2.4.2.1 Nature des reconnaissances

Dans le cadre de l'Avant-Projet (AVP), une campagne de reconnaissances géotechnique a été réalisée afin d'identifier les matériaux de la fondation de l'ouvrage et ceux constituant les zones d'emprunt potentielles dans la retenue.

Il est précisé que des reconnaissances spécifiques à la déviation de la RD613 ont également été entreprises ; elles sont reprises dans les chapitres spécifiques à cette déviation.

Les reconnaissances, repérées sur les plans insérés en page suivante, ont comporté :

2.4.2.1.1 Au droit de l'ouvrage

- 2 sondages carottés (SC10 dans l'axe du barrage et SC12 en rive gauche descendus à respectivement 10 et 15 m de profondeur). Des échantillons intacts (en gaine) ont été prélevés et l'ensemble des caisses de carottes a fait l'objet de photographies et d'une interprétation par un géotechnicien. En laboratoire, il a été réalisé un essai de cisaillement triaxial de type CU+U sur un échantillon prélevé dans l'horizon limono-sableux du SC10.

Deux essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés au sein de chaque SC.

- 2 sondages pressiométriques (SP11 en rive droite et SP13 en rive gauche descendus à 10 m de profondeur), réalisés aux pieds des reliefs calcaire aux extrémités de l'ouvrage ; ils ont fait l'objet d'une acquisition automatique des paramètres de forage.
- 8 fouilles à la pelle réparties comme suit :
 - 5 fouilles à la pelle (FPB1P à FPB5P) au droit du barrage ;
 - 3 fouilles à la pelle (FPE1P à FPE3P) dans l'axe de l'évacuateur ;
 Ces fouilles, descendues au refus, ont permis de visualiser les sols et de prélever des échantillons remaniés sur lesquels ont été effectués les essais de laboratoire décrits au §2.4.2.2.
- Un profil par tomographie électrique (noté P2) réalisé au droit de l'axe transversal du barrage, sur une longueur de 305 m environ. Ce profil a dû être réalisé en 2 parties du fait de la présence de la route au centre : en rive gauche PE2A et en rive droite PE2B.

2.4.2.1.2 Au niveau de la zone d'emprunt

- 15 fouilles à la pelle (FP1P à FP15P). Ces fouilles, descendues au refus, ont permis de visualiser les sols meubles et de prélever des échantillons remaniés sur lesquels ont été effectués les essais de laboratoire décrits au §2.4.2.2.

2.4.2.2 Analyse des sondages

2.4.2.2.1 Au droit de la zone d'emprunt

FORMATIONS IDENTIFIÉES

La zone d'emprunt identifiée se situe en amont de l'ouvrage, de part et d'autre du ruisseau du Veyret. Les sondages réalisés sur cette zone ont mis en évidence les formations suivantes :



FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PROPORTION [%]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,40	5	-
A1/B4/B5	Limon sableux / sable limoneux	2,00	67	$6 \cdot 10^{-4}$
C1B3/C1B4/C1B5	Sable graveleux + fines	2,00	28	$7 \cdot 10^{-4}$

ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoires suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Valeur au bleu de méthylène (VBS) ;
- Teneur en eau naturelle et à l'optimum Proctor ;
- Densité sèche à l'optimum Proctor ;
- Indice de Portance Immédiat (IPI) ;
- Essais triaxiaux CU+u ;

2.4.2.2.2 Au droit de l'ouvrage

FOUILLES A LA PELLE AU DROIT DU BARRAGE

Les sondages ont été réalisés directement au droit du barrage. Ils ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PROPORTION [%]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,40	14	-
A1/B5	Limon sableux / sable limoneux	1,50	86	$8,7 \cdot 10^{-4}$ à $4,9 \cdot 10^{-5}$

FOUILLES A LA PELLE AU DROIT DE L'EVACUATEUR

Les sondages ont été réalisés directement au droit de l'évacuateur. Ils ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

FORMATION	DESCRIPTION	ÉPAISSEUR MOYENNE [M]	PROPORTION [%]
- (classe GTR non définie)	Limon sableux / sable limoneux	1,20	97
C1B5	Sable graveleux + fines	0,20	3

SONDAGES CAROTTES ET ESSAIS DE PERMEABILITE IN-SITU

Le sondage carotté SC10 réalisé à proximité de l'axe du barrage met en évidence des formations limono-sableuses sur une épaisseur de 10 m (fin sondage à 10 m). Des passages sablo-graveleux d'épaisseur métrique ont été rencontrés à différentes profondeurs. Le toit des formations rocheuses du Keuper trias t7-6 n'a pas été rencontré.

Des essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés dans le SC10 et conduisent aux valeurs suivantes :



- Vers 1,70 m de profondeur : $k= 3,8 \cdot 10^{-7}$ m/s
- Vers 5,20 m de profondeur : $k= 10^{-6}$ m/s

Le sondage carotté SC12 réalisé en rive gauche au droit du futur évacuateur met en évidence les formations calcaires dolomitiques du trias t10 jusque 15 m de profondeur. Ces formations présentent de nombreuses fractures altérées avec remplissage d'argile sableuse ou de calcite et/ou présence de dissolution.

Des essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés dans le SC12 et conduisent aux valeurs suivantes :

- Vers 2,20 m de profondeur : $k= 1,9 \cdot 10^{-6}$ m/s
- Vers 5,20 m de profondeur : $k= 1,1 \cdot 10^{-6}$ m/s

Nota : il existe une différence significative d'ordre de grandeur entre la perméabilité des matériaux A1/B4/B5 mesurés in-situ (10^{-6} à 10^{-7}) et celles estimées à partir des courbes granulométriques grâce aux formules de Kozeny/Hazen (de l'ordre de $10^{-4}/10^{-5}$). D'après le bureau d'étude géotechnique, cette différence est due à un nombre d'essais différents entre les Nasberg et les granulométries (Nasberg : 2 essais d'où 2 perméabilités / Granulométries : 9 essais avec 2 estimations de perméabilités – Hazen et Kozeny)

SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Le sondage pressiométrique SP11 réalisé en rive droite met en évidence des formations de surface limoneuses et/ou colluvions de pentes moyennement compactes à compactes sur une épaisseur de 2,70 m à 3,50 m environ. Les caractéristiques pressiométriques sont les suivantes : $E=21,4$ à 65 MPa et $PI=0,73$ à 2,39 MPa.

Le sondage pressiométrique SP13 réalisé en rive gauche met en évidence des caractéristiques pressiométriques élevées sur toute la hauteur du sondage (10 m). Ces formations correspondent au calcaire du trias t10. Les caractéristiques pressiométriques sont les suivantes : $E=96$ à 478 MPa et $PI=4,8$ MPa.

ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoires suivants ont été réalisés :

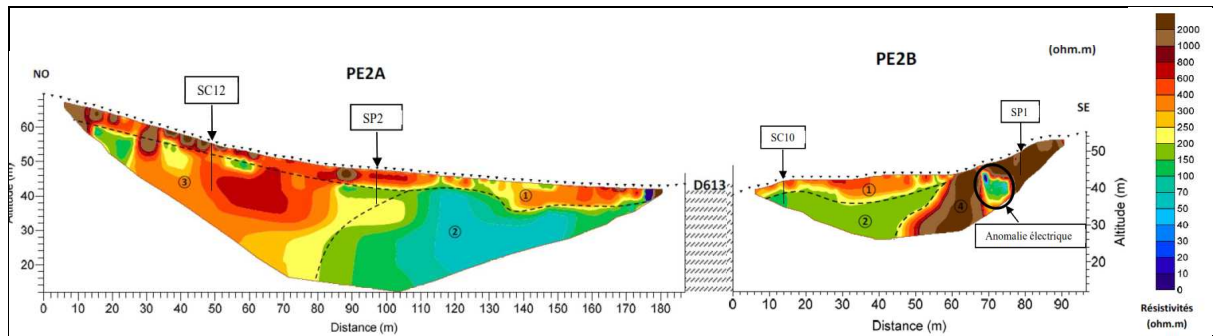
- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Valeur au bleu de méthylène (VBS) ;
- Teneur en eau naturelle ;
- Essais Micro-Deval ;
- Mesure de vitesse des ondes sismiques ;

RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE

Le profil par tomographie électrique a été réalisé au droit de l'axe transversal du barrage, sur une longueur de 305 m environ. Ce profil a dû être réalisé en 2 parties du fait de la présence de la route au centre : en rive gauche PE2A et en rive droite PE2B. Quatre horizons ont été mis en évidence par cette reconnaissance :

- 1 : horizon de subsurface hétérogène (200 à 2000 Ω m),
- 2 : horizon plus conducteur (40 à 200 Ω m) observé en profondeur et en partie centrale des panneaux,
- 3 : horizon plus résistant (200 à 800 Ω m) observé aux extrémités hautes des panneaux,
- 4 : horizon très résistant (>1000 Ω m) observé en moitié sud-est du PE2B.

Figure 15 : coupes géoélectriques de répartition des résistivités interprétées issues des profils PE2A et PE2B



Source : rapport d'étude de caractérisation géologique par tomographie électrique (GÉOPAT, 2021)

Au regard du contexte géologique, le profil électrique associé aux coupes des sondages SC et SP permet de déterminer les correspondances suivantes :

- Horizon 1 : formations de surface Fz-C
- Horizon 2 : calcaires du trias t10 et/ou marnes du trias supérieur (t7-9)
- Horizon 3 : calcaires du trias t10
- Horizon 4 : calcaires du crétacé n7.

Il en ressort en particulier :

- Une incohérence entre le profil électrique et la coupe du sondage SC10. Cette dernière montre que les formations de surface Fz-C sont présentes sur une épaisseur de plus de 10 m alors que le profil électrique indique plutôt une épaisseur de l'ordre de 5 m. L'épaisseur des terrains de surface Fz-C semble donc variable (de quelques mètres à plus de 10 m), probablement liées aux différents cycles d'érosion et de dépôts de la rivière. Au regard des informations disponibles à ce stade, il ressort une incertitude sur l'épaisseur exacte des formations de surface au droit de l'ouvrage. L'hétérogénéité de la zone peut impacter de manière significative la consistance des travaux liés au traitement de cette couche superficielle. A ce stade des études, une démarche sécuritaire a été entreprise avec la considération d'une épaisseur de 10m.
- Des hétérogénéités locales de dimensions métriques à pluri-métriques (en particulier autour du SC12) au niveau du toit des calcaires t10 pouvant correspondre à des formations plus fracturées ou des zones d'altérations/dissolution plus marquées des calcaires.
- Un contact entre les formations calcaires n7 et le Keuper t7-9 qui correspond à la faille F du profil géologique.
- Une importante anomalie électrique mise en évidence à proximité du SP1 (et non visible sur la coupe du SP1) qui pourrait correspondre à :
 - Une zone plus fracturée,
 - La présence de matériaux meubles issus de la dissolution des calcaires (zone de karst),
 - La présence d'une poche d'eau,
 - La présence d'un ouvrage anthropique enterré,
 - Une zone de failles.

SYNTHÈSE DES DONNÉES

Le profil au droit du barrage fourni en annexe 2.4 synthétise les données collectées (géologie, géotechnique, géophysique).

Les sondages réalisés à ce stade font ressortir :

- la présence de matériaux de surface de type limons sableux / sables graveleux qui présentent l'avantage
 - d'être terrassés avec des moyens traditionnels pour la réutilisation en remblais ;



- des caractéristiques permettant de réaliser les pentes prévues pour les parements ;
- des compacités permettant à ces formations, après décaissement de l'ordre du mètre, de constituer l'assise des ouvrages ;
- À contrario, ces matériaux présentent les inconvénients suivants :
 - Ils présentent une forte sensibilité à l'eau ;
 - la perméabilité in-situ demeure incertaine (essais Nasberg in-situ / formules de Kozeny et Hazen) et potentiellement moyenne à élevée (possible nécessité de réaliser un écran étanche au pied du parement pour réduire les gradients hydrauliques en augmentant les longueurs d'écoulement) ;
 - la perméabilité après compactage à l'OPN est inconnue.
- La présence de formations rocheuses fracturées au niveau des flancs de la vallée qu'il conviendra de caractériser plus précisément (levé géologique, repérage des discontinuités dans carottage, analyse structurale) pour caractériser le risque d'infiltrations.

Des incertitudes subsistent sur :

- la perméabilité des matériaux compactés à l'OPN de l'ensemble du site (ceux présents dans la zone d'emprunt et au droit de l'ouvrage), qu'il s'agisse des formations classées A1/B4/B5 (limons sableux / sables limoneux) ou des formations classées C1B3/C1B4/C1B5 (sables graveleux + fines) ;
- l'épaisseur exacte des formations de surface et la profondeur du toit du substratum calcaire au droit de l'ouvrage. L'hétérogénéité de la zone peut impacter de manière significative la consistance des travaux liés au traitement de cette couche superficielle ;
- l'importante anomalie électrique mise en évidence à proximité du SP1 (et non visible sur la coupe du SP1) dont l'origine et le traitement éventuel restent à déterminer ;
- la nature, l'épaisseur et les paramètres mécaniques des formations de couverture dans l'axe de l'évacuateur tel que défini à l'issue de l'AVP ;
- la nature, l'épaisseur et les paramètres mécaniques des formations de couverture au droit de la déviation de la RD613 (maillage insuffisant car certains sondages non réalisés au stade AVP).

Le §9.2 synthétise les investigations géotechniques complémentaires à mener pour lever ces incertitudes.

2.4.3 Contexte géotechnique du site Bagatelle

2.4.3.1 Nature des reconnaissances

Dans le cadre de l'Avant-Projet (AVP), une campagne de reconnaissances géotechnique a été réalisée afin d'identifier les matériaux de la fondation de l'ouvrage et ceux constituant les zones d'emprunt potentielles dans la retenue.

Les reconnaissances, repérées sur les plans insérés en page suivante, ont comporté :

2.4.3.1.1 Au droit de l'ouvrage

- 2 sondages carottés (SC20 dans l'axe du barrage et SC22 en rive gauche descendus à respectivement 10 et 15 m de profondeur). Des échantillons intacts (en gaine) ont été prélevés et l'ensemble des caisses de carottes a fait l'objet de photographies et d'une interprétation par un géotechnicien. En laboratoire, des essais de cisaillement rectiligne ont été réalisés sur les limons prélevés au sein du SC20.

Deux essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés au sein de chaque SC.

- 2 sondages pressiométriques (SP21 dans l'axe du barrage et SP23 en rive droite descendus à 10 m de profondeur). Ils ont fait l'objet d'une acquisition automatique des paramètres de forage.
- 8 fouilles à la pelle réparties comme suit :
 - 5 fouilles à la pelle (FPB1B à FPB5B) au droit du barrage ;
 - 3 fouilles à la pelle (FPE1B à FPE3B) dans l'axe de l'évacuateur ;Ces fouilles, descendues au refus, ont permis de visualiser les sols et de prélever des échantillons remaniés sur lesquels ont été effectués les essais de laboratoire décrits au §2.4.3.2.
- Un profil par tomographie électrique (noté P1) réalisé au droit de l'axe transversal du barrage, sur une longueur de 130 m environ.

2.4.3.1.2 Au niveau de la zone d'emprunt

- 12 fouilles à la pelle (FP1B à FP15B). Ces fouilles, descendues au refus, ont permis de visualiser les sols meubles et de prélever des échantillons remaniés sur lesquels ont été effectués les essais de laboratoire décrits au §2.4.3.2.

2.4.3.2 Analyse des sondages

2.4.3.2.1 Au droit de la zone d'emprunt

FORMATIONS IDENTIFIÉES

La zone d'emprunt identifiée se situe en amont de l'ouvrage, de part et d'autre du ruisseau des Tines. Les sondages réalisés sur cette zone ont mis en évidence les formations suivantes :



FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PROPORTION [%]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,50	6	-
A1/B5	Limon sableux / sable limoneux	1,50	50	$1,6 \cdot 10^{-5}$
C1A1/C1B4/C1B5	Sable graveleux ou limons graveleux + fines	0,90	26	$1,6 \cdot 10^{-5}$

ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoire suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Valeur au bleu de méthylène (VBS) ;
- Teneur en eau naturelle et à l'optimum Proctor ;
- Densité sèche à l'optimum Proctor ;
- Indice de Portance Immédiat (IPI) ;
- Essais triaxiaux CU+u ;

2.4.3.2.2 Au droit de l'ouvrage

FOUILLES A LA PELLE AU DROIT DU BARRAGE

Les sondages ont été réalisés directement au droit du barrage. Ils ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,40	-
A1	Limon sableux / sable limoneux potentiellement graveleux	1,10	$1,1 \cdot 10^{-6}$ à $4 \cdot 10^{-8}$

FOUILLES A LA PELLE AU DROIT DE L'ÉVACUATEUR

Les sondages ont été réalisés directement au droit de l'évacuateur. Ils ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]
TV	Terre végétale de surface	0,45
C1A1/C1B5	Sable graveleux + fines	0,90

SONDAGES CAROTTES ET ESSAIS DE PERMEABILITE IN-SITU

Le sondage carotté SC20 réalisé à proximité de l'axe du barrage met en évidence des formations limono-sableuses/ graveleuses sur une épaisseur de 3,0 m (fin sondage à 10 m). Ces formations alluvionnaires sont classées B5 entre 2,50 et 2,70 m de profondeur. Le toit des formations calcaires m1c semblent être présent à partir de 3,0 m et jusque la fin du sondage à 10 m de profondeur. Cependant, le passage entre les alluvions Fz-W et les calcaires m1c semble progressif comme en témoigne l'échantillon prélevé vers 6,20 m de profondeur qui indique la présence de limon marneux beiges à graviers calcaire classés A1. Les teneurs en eau de ces matériaux sont relativement faibles (respectivement 5,1% à 2,60 m et 11,5 % à 6,20m) et laissent supposer l'absence de nappe phréatique au moment des sondages.

Des essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés dans le sondage SC20 et conduisent aux valeurs suivantes :

- Entre 1,4 et 3,0 m de profondeur : $k = 2,8 \cdot 10^{-7}$ m/s
- Entre 4,4 et 6,0 m de profondeur : $k = 5,9 \cdot 10^{-7}$ m/s

Le sondage carotté SC22 réalisé en rive gauche au droit du futur évacuateur met en évidence, sous une faible épaisseur de limons / TV de 0,60 m, les formations calcaires m1c jusqu'à 15 m de profondeur. Ces formations présentent de nombreuses fractures altérées avec remplissage d'argile sableuse. La transition entre ces deux formations semble progressive : limon marneux classé A1 entre 0,6 et 1,6 m de profondeur avec une teneur en eau de 3,8 %.

Des essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés dans le sondage SC22 et conduisent aux valeurs suivantes :

- Entre 1,4 et 3,0 m (environ cote 32 mNGF) : perte totale d'eau traduisant une très forte perméabilité (lié probablement à la forte fracturation des calcaires) : $k > 1 \cdot 10^{-4}$ m/s
- Entre 4,4 et 6,6 m (environ cote 29 mNGF) : perte totale d'eau traduisant une très forte perméabilité (lié probablement à la forte fracturation des calcaires) : $k > 1 \cdot 10^{-4}$ m/s

SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Le sondage pressiométrique SP23 réalisé en rive droite met en évidence des formations qui semblent correspondre aux calcaires marneux m1C relativement compactes jusque 10 m de profondeur : Les caractéristiques pressiométriques sont les suivantes : $E = 21$ à 257 MPa et $PI = 1,43$ à 4,93 MPa.

Le sondage pressiométrique SP21 réalisé à proximité de l'axe de l'ouvrage met en évidence des caractéristiques pressiométriques moyennes à élevées jusqu'à 4.0 m de profondeur ($E = 9,7$ à 34,4 MPa et PI de 0,6 à 2,20 MPa) et élevées jusqu'à 10 m de profondeur ($E = 51$ à 530 MPa et $PI = 3,5$ à 4,9 MPa).

ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoires suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Valeur au bleu de méthylène (VBS) ;
- Masse volumique ;
- Teneur en eau naturelle ;
- Cisaillement rectiligne ;
- Essais Micro-Deval ;
- Mesure de vitesse des ondes sismiques ;

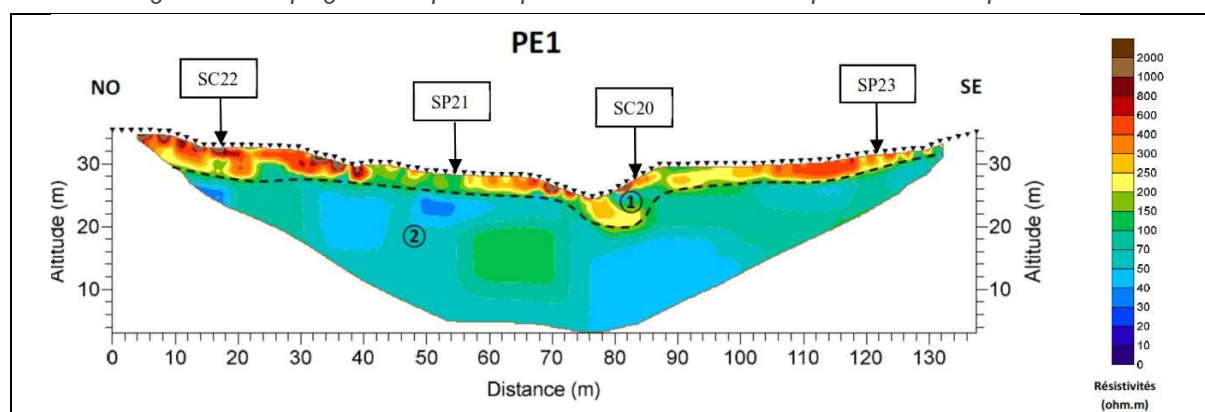


RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE

Le profil par tomographie électrique a été réalisé au droit de l'axe transversal du barrage, sur une longueur de 130 m environ. Deux horizons ont été mis en évidence par cette reconnaissance :

- 1 : horizon de subsurface hétérogène (100 à 600 Ω m), sur une épaisseur de 2 à 6 m,
- 2 : horizon plus conducteur (40 à 100 Ω m) observé jusqu'à une profondeur approximative de 20 m.

Figure 16 : coupe géoélectrique de répartition des résistivités interprétées issues du profil PE1.



Source : rapport d'étude de caractérisation géologique par tomographie électrique (GEOPAT, 2021)

Au regard du contexte géologique, le profil électrique associé aux coupes des sondages SC et SP permet de déterminer les correspondances suivantes :

- Horizon 1 : cailloutis d'alluvions récentes Fz-W
- Horizon 2 : calcaires lacustres de Bages m1c

D'après le profil électrique, l'épaisseur des formations meubles semble présenter d'importantes variations d'épaisseur (de 1,0 à environ 6,0 m), réparties comme suit :

- de 1 à environ 6 m en rive gauche (1,60 m en SC22) ;
- de 4 à 5 m dans le secteur du SP21 ;
- de 5 à 6 m au centre de l'ouvrage (SC20) ;
- de 2 à 3 m en rive droite.

Aucune anomalie n'a été détectée dans les formations calcaires m1c.

SYNTHESE DES DONNEES

Le profil au droit du barrage fourni en annexe 2.5 synthétise les données collectées (géologie, géotechnique, géophysique).

Les sondages réalisés à ce stade font ressortir :

- la présence de matériaux de surface de type limons sableux / sables graveleux qui présentent l'avantage
 - d'être terrassés avec des moyens traditionnels pour la réutilisation en remblais ;
 - des caractéristiques permettant de réaliser les pentes prévues pour les parements ;
 - des compacités permettant à ces formations, après décaissement de l'ordre du mètre, de constituer l'assise des ouvrages ;
- À contrario, ces matériaux présentent les inconvénients suivants :
 - peuvent être fortement sensible à l'eau;



- la perméabilité in-situ potentiellement trop élevée (possible nécessité de réaliser un écran étanche au pied du parement pour réduire les gradients hydrauliques en augmentant les longueurs d'écoulement) ;
 - la perméabilité après compactage à l'OPN est inconnue.
- La présence de formations rocheuses fracturées au niveau des flancs de la vallée qui présentent des perméabilités très élevées, qu'il conviendra de caractériser plus précisément (levé géologique, repérage des discontinuités dans carottage, analyse structurale) pour caractériser le risque d'infiltrations.

Des incertitudes subsistent sur :

- la perméabilité des matériaux compactés à l'OPN de l'ensemble du site (ceux présents dans la zone d'emprunt et au droit de l'ouvrage), qu'il s'agisse des formations classées A1/B5 ou des formations classées C1A1/C1B5 ;
- l'épaisseur exacte des formations de surface et la profondeur du toit du substratum calcaire au droit de l'ouvrage. L'hétérogénéité de la zone peut impacter de manière significative la consistance des travaux liés au traitement de cette couche superficielle ;
- la nature, l'épaisseur et les paramètres mécaniques des formations de couverture dans l'axe de l'évacuateur tel que défini à l'issue de l'AVP ;
- l'état des formations calcaires des flancs de la vallée (fracturation, perméabilité, écoulements, etc.).

Le §9.2 synthétise les investigations géotechniques complémentaires à mener pour lever ces incertitudes.



2.4.4 Contexte géotechnique du site du couloir endigué

2.4.4.1 Nature des reconnaissances

Dans le cadre de l'Avant-Projet (AVP), une campagne de reconnaissances géotechnique a été réalisée afin d'identifier les matériaux constitutifs des berges du couloir endigué.

Les reconnaissances, repérées sur les plans insérés en page suivante, ont comporté :

- 4 sondages carottés (SC34 à SC37) répartis sur tout le linéaire du couloir endigué et descendus entre 6 et 10 m de profondeur. Des échantillons intacts (en gaine) ont été prélevés et l'ensemble des caisses de carottes a fait l'objet de photographies et d'une interprétation par un géotechnicien. Les essais de laboratoire réalisés sur ces échantillons sont présentés au §2.4.4.2.

Deux essais de perméabilité de type Nasberg ont été réalisés au sein des limons bruns des SC36 et SC37.

- 4 sondages pressiométriques (SP30 à SP33) répartis sur tout le linéaire du couloir endigué et notamment au droit des ouvrages d'arts de franchissement routier et/ou piéton (ponts, passerelles). Descendus à 15 m de profondeur, ils ont fait l'objet d'une acquisition automatique des paramètres de forage.
- 6 fouilles à la pelle (FP2C à FP7C) réparties sur tout le long du linéaire du couloir endigué. Ces fouilles, descendues entre 3 et 4 m ou au refus, ont permis de visualiser les sols et de prélever des échantillons remaniés sur lesquels ont été réalisés les essais de laboratoire présentés au §2.4.4.2..
- 5 pénétromètres dynamiques (PD1 à PD5) répartis sur tout le linéaire du couloir endigué. Descendus à 10 m de profondeur, ces sondages ont permis d'apprécier la résistance du terrain.

2.4.4.2 Analyse des sondages

FOUILLES A LA PELLE

Les 6 fouilles à la pelle réparties sur le linéaire de la zone d'étude ont mis en évidence les formations suivantes :

FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,50	-
A1	Limon peu plastiques / sables fin peu limoneux	0,70 à 1,90	-
A2	Sables fins argileux / limons argileux	1,20 à 2,90	2,0.10 ⁻⁷

SONDAGES CAROTTES ET ESSAIS DE PERMEABILITE IN-SITU

Les 4 sondages carottés répartis sur le linéaire de la zone d'étude ont mis en évidence les mêmes types de sols que dans les fouilles à la pelle avec une majorité de sols A1 qui semblent prépondérants en surface (sous la TV) :

FORMATION	DESCRIPTION	EPAISSEUR MOYENNE [M]	PERMEABILITE MOYENNE [M/S]
TV	Terre végétale de surface	0,40	-
A1	Limon peu plastiques / sables fin peu limoneux	0,70 à 3,30	-
A2	Sables fins argileux / limons argileux	2,35 <i>(formation rencontrée uniquement en SC35 à 5,95 m de profondeur)</i>	2,0.10 ⁻⁷

Des essais Nasberg ont été réalisés dans les sondages SC36 et SC 37 (vers 2,30 m de profondeur) et conduisent à des valeurs relativement faibles : k de 3.10⁻⁵ et 5,3.10⁻⁷ m/s.

SONDAGES PRESSIOMETRIQUES ET PENETROMETRES DYNAMIQUES

Les 4 sondages pressiométriques et au pénétromètre dynamique réalisés sur le linéaire du chenal et en particulier au droit des ouvrages d'art existant permettent d'attribuer les caractéristiques mécaniques suivantes :

OUVRAGE HYDRAULIQUE OH1	horizon	Facies	Z base couche	γ_h	E_m	pf*	pl*	α
			<i>m NGF</i>	<i>kN/m³</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-
	H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	6.5	17	-	-	-	-
	H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	0	18	4	0.25	0.5	1/2
	H2	Limons argileux / argile sableuse à cailloutis	-4	18	9	0.8	1.4	1/2
	H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-8	20	60	2.2	4.5	1/3
OUVRAGE HYDRAULIQUE OH2	Horizon	Facies	Profondeur couche	γ_h	Rd			
			<i>m</i>	<i>kN/m³</i>	<i>MPa</i>			
	H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	0.5	17	-			
	H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	2	18	6			
	H2	Limons argileux / argile sableuse à cailloutis	8	18	1.5			
	H3	Argiles sablo graveleuses à graves sablo argileuses	10	20	5			
OUVRAGE HYDRAULIQUE OH3	horizon	Facies	Z base couche	γ_h	E_m	pf*	pl*	α
			<i>m NGF</i>	<i>kN/m³</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-
	H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	3.5	17	-	-	-	-
	H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	-3	18	7	0.2	0.4	1/2
	H2	Limons sableux graveleux	-7	18	1.3	0.1	0.15	1/2
	H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-10	20	30	1	1.5	1/3
OUVRAGE HYDRAULIQUE OH4	horizon	Facies	Z base couche	γ_h	E_m	pf*	pl*	α
			<i>m NGF</i>	<i>kN/m³</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-
	H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	3.3	17	-	-	-	-
	H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	-0.7	18	3.5	0.2	0.3	1/2
	H2	Limons argileux	-5.7	18	30	0.7	1	2/3
	H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-11	20	60	1.4	3	1/3



ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoire suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- Valeur au bleu de méthylène (VBS) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Masse volumique ;
- Teneur en eau naturelle et à l'optimum Proctor ;
- Densité sèche à l'optimum Proctor ;
- Indice de Portance Immédiat (IPI) ;
- Essais triaxiaux CU+u ;
- Cisaillement rectiligne ;

SYNTHESE DES DONNEES

Les sondages réalisés à ce stade font ressortir

- la présence de matériaux de surface de type limons sableux / sables fins argileux qui présentent
 - l'avantage d'être terrassés avec des moyens traditionnels ;
 - des caractéristiques permettant une réutilisation en remblai suivant leur teneur en eau ;
 - des caractéristiques permettant de réaliser les pentes prévues pour le talutage ;
 - des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-7} m/s ;
 - une sensibilité élevée aux variations de teneurs en eau. En particulier, les formations situées en-deçà de 2,30 m/TN risquent de ne pouvoir être réemployées du fait de leur état hydrique très humide (th)
- la présence d'un horizon sous-jacent constitué de graves sablo-argileuses / argiles sablo-graveleuses aux caractéristiques variables suivant les implantations des sondages.

Des incertitudes subsistent sur :

- la nature et les caractéristiques mécaniques et pressiométriques au-delà de 10 à 15 m de profondeur ;

Le §9.2 synthétise les investigations géotechniques complémentaires à mener pour lever ces incertitudes.



3 CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SITE PLAINE

3.1 DESCRIPTION DETAILLEE DU BARRAGE

3.1.1 Caractéristiques du barrage

3.1.1.1 Classement du barrage projeté

La détermination de la classe des barrages se fait selon le Décret n°2015-526 du 12 mai 2015 et nécessite pour chaque site l'évaluation de la hauteur « H » du barrage et du volume de la retenue « V ».

CLASSE de l'ouvrage	CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES
A	$H \geq 20$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 1\,500$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 10$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 200$
C	a) Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H \geq 5$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 20$ b) Ouvrage pour lequel les conditions prévues au a ne sont pas satisfaites mais qui répond aux conditions cumulatives ci-après : i) $H > 2$; ii) $V > 0,05$; iii) Il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres.

Tableau 3 : Synthèse du classement des barrages

Concernant la hauteur du barrage, la détermination de celle-ci conduit à estimer la hauteur de l'ouvrage comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage à l'axe de la crête et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet. La crête du barrage étant calé à 56,20 mNGF (cf. ci-après) et le terrain naturel présentant un point bas à l'aplomb de l'axe du barrage à 38,90 mNGF, la hauteur maximale du barrage est de 17,30 m (pour une hauteur moyenne de l'ordre de 14 m).

Concernant la détermination du volume de la retenue, celle-ci est particulière compte-tenu du fonctionnement des barrages projetés qui ne présentent pas de cote de retenue normale. Il est convenu de retenir le volume de la retenue à la cote du déversoir de l'évacuateur de crues, soit un volume de 991 000 m³ sous la cote 53,00 mNGF.

Ainsi le produit $H^2 \times \sqrt{V}$ vaut 298, ce qui implique que le barrage de la Plaine soit de **classe B**.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Cote de la crête : 56,20 mNGF
- Point bas du TN à l'aplomb de l'axe du barrage : 38,90 mNGF
- Hauteur au-dessus au TN : 17,30 m
- Largeur en crête : 5,00 m
- Longueur en crête : 242 m
- Fruit du parement aval : 2H/1V
- Fruit du parement amont : 2,5H/1V
- Nombres de risbermes aval : 2
- Largeur des risbermes aval : 4,00 m



- Cote déversoir : 53,00 mNGF
- Volume de la retenue à la cote du déversoir : 991 000 m³

3.1.1.2 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

PREAMBULE

Le barrage de Plaine-RD613 est **de classe B**. De ce fait, les « Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages » émises en juin 2013 par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (C.F.B.R.) préconisent d'étudier les situations exceptionnelle et extrême suivantes :

- **Situation exceptionnelle** : $Q_{3000 \text{ ans}}$ avec toutes les revanches nécessaires ; l'ouvrage doit pouvoir supporter le passage de cette crue sans dommage,
- **Situation extrême** : $Q_{33\,000 \text{ ans}}$ sans revanche (ou $Q_{3000 \text{ ans}}$ avec défaillance, non étudié ici pour un seuil libre).

SITUATION EXCEPTIONNELLE

Laminage de l'hydrogramme Q_{3000}

Pour la situation exceptionnelle, l'hydrogramme de période de retour 3000 ans (caractérisé par un débit de pointe de 262 m³/s) a été injecté dans la retenue vide.

Le graphe ci-dessous illustre les débits en entrée et en sortie de retenue ainsi que la variation de cote du plan d'eau.

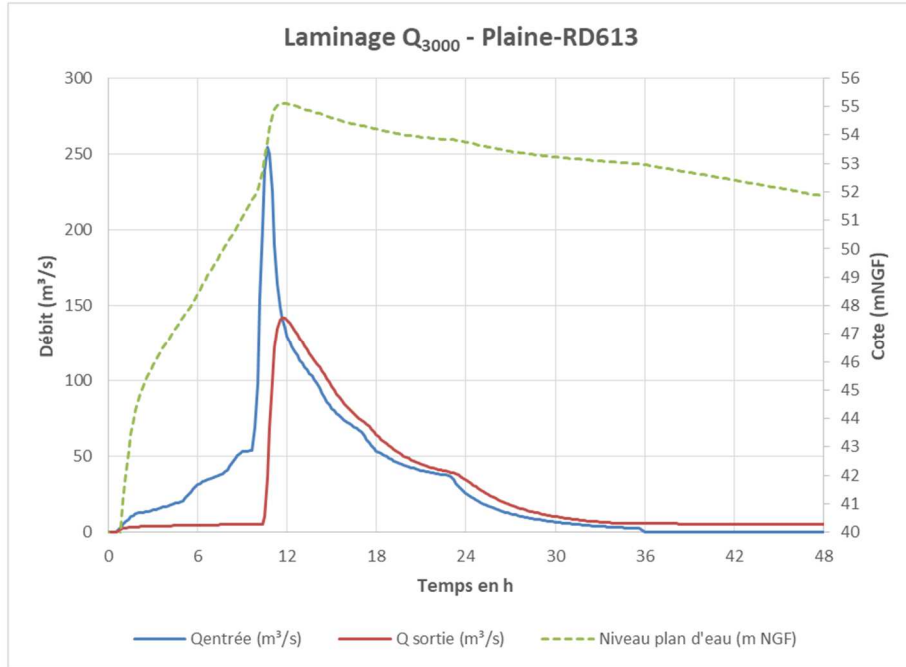


Figure 3 : Calculs de laminage – Q_{3000} Plaine

Le débit maximal en sortie est de 138 m³/s pour une cote des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (P.H.E.E) de 55,07 m NGF.



Calcul de la vague de projet et de son déferlement sur le barrage

On considère classiquement deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ;
- un vent de période de retour 1 000 ans sur la retenue normale.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue généralement en deux étapes :

- connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt que la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à la hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre ;
- on estime la hauteur de déferlement qui permet de vérifier la revanche minimale nécessaire.

Les hypothèses suivantes, relatives au vent (respectant les recommandations CFBR de 2011), ont été retenues :

- $V_{50 \text{ ans}} = 39,1 \text{ m/s} = 140,8 \text{ km/h}$,
- $V_{1000 \text{ ans}} = 51,8 \text{ m/s} = 186,3 \text{ km/h}$,

Connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt qu'à la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à leur hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre.

Cette hauteur significative H_s des vagues est calculée à l'aide de la formule de « *Smith et al., 1991* » adaptée aux conditions des eaux profondes :

$$H_s = 0,00048 \cdot \hat{U}_a \sqrt{F}$$

où

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;

F est la longueur du fetch de la retenue en m ;

\hat{U}_a désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit $\hat{U}_a = U_a \cdot \cos \theta$

avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U \sqrt{(0,75 + 0,067 \times U)}$$

avec U vitesse moyenne sur une heure du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour considérée. Sans information sur la direction des vents, on prendra $\hat{U}_a = U_a$.

Les données de vitesse de vent sont corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau. Dans le cadre de la présente étude, les hypothèses suivantes ont été retenues à savoir :

- Longueur du fetch : **1250 m**
- Coefficient de majoration du vent : **1,10**

Ces hypothèses ont conduit aux hauteurs significatives de vagues H_s suivantes :

- Situation normale de vent ($P_{\text{vent}} \sim 50 \text{ ans}$) : **1,39 m**
- Situation extrême de vent ($P_{\text{vent}} \sim 1000 \text{ ans}$): **2,06 m**



La vague du projet H_d dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Cette hauteur est classiquement exprimée sous la forme $H_d = K.H_s$, où le coefficient K est tiré de « Saville *et al.*, 1962 ». Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues. Il est recommandé d'accepter que 5 % des vagues déferlent pour les barrages en terre. Dans le cadre de la présente étude, où le barrage est constitué d'un parement aval non protégé, un coefficient K de 1,25 a été retenu.

Les hauteurs de vagues de projet H_d sont ainsi les suivantes :

- Situation normale de vent ($P_{vent} \sim 50$ ans) : **1,74 m**
- Situation extrême de vent ($P_{vent} \sim 1000$ ans) : **2,58 m**

Cette hauteur représente la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau. Elle est donnée par la formule de « Saville *et al.*, 1962 » et dépend de la pente du parement, de la rugosité du matériau et de la longueur d'onde des vagues (qui dépend elle-même de la profondeur d'eau).

Les hypothèses suivantes ont ici été retenues :

- Pente du talus amont : 2.5H/1V,
- Type d'ouvrage : Barrage en remblais à parement amont rugueux,

Ces hypothèses ont conduit aux hauteurs de déferlement suivantes :

- Cas de figure n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) : **1,43 m**
- Cas de figure n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) : **2,12 m**

À l'issue du calcul de hauteur de déferlement pour les deux situations de projet, la plus forte des cotes $R_N + R_{RN}$ et $PHE + R_{PHE}$ est retenue ainsi que la revanche associée.

Les résultats de la démarche sont présentés ci-dessous :

- Cas de figure n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) :
 - $PHE + R_{PHE} = 55,07 \text{ m NGF} + 1,43 \text{ m} =$ **56,50 m NGF,**
- Cas de figure n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) :
 - $R_N + R_{RN} = 53 \text{ m NGF} + 2,12 \text{ m} =$ **55,12 m NGF.**

Le cas le plus pénalisant est le cas n°1 qui aboutit à une cote de 56,50 m NGF.



SITUATION EXTREME

Laminage de l'hydrogramme $Q_{33\ 000}$

Pour la situation extrême, l'hydrogramme de période de retour 33 000 ans (caractérisé par un débit de pointe de 389 m³/s) a été injecté dans la retenue vide.

Le graphe ci-dessous illustre les débits en entrée et en sortie de retenue ainsi que la variation de cote du plan d'eau.

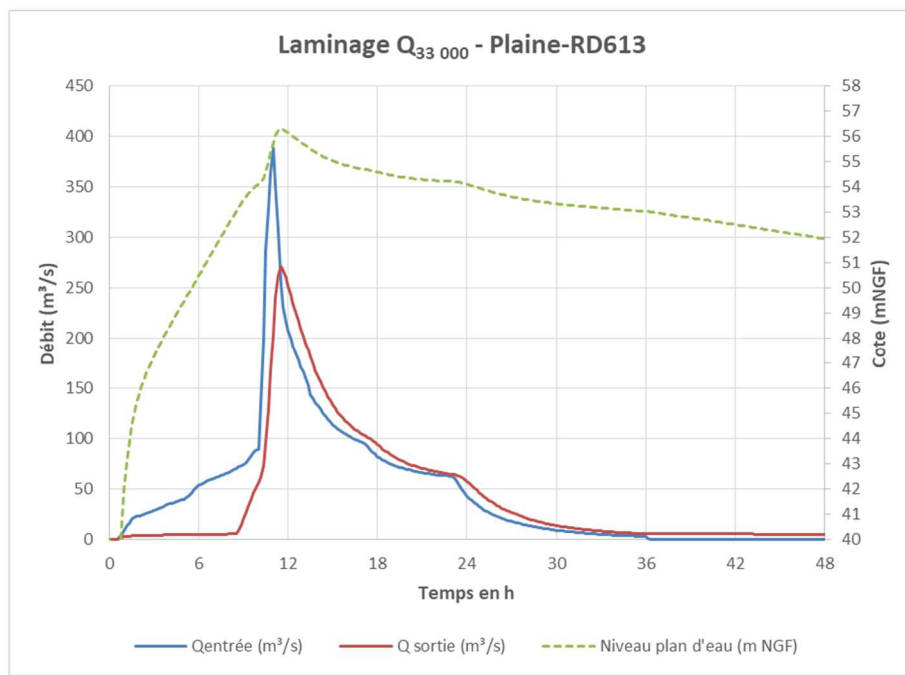


Figure 3 : Calculs de laminage – $Q_{33\ 000}$ Plaine

Le débit maximal en sortie est de 261 m³/s pour une cote maximale du plan d'eau en situation extrême de 56,21 m NGF.

CONCLUSION SUR LE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Au regard de la réglementation actuelle et des recommandations du CFBR, le barrage de Plaine, de classe B, est caractérisé par une crue de projet d'occurrence 3 000 ans. Trois situations de référence sont alors analysées :

- La situation rare pour la crue de projet (cote des Plus Hautes Eaux – PHE - correspondant à une crue $T = 3\ 000$ ans) ;
- La situation exceptionnelle (cote PHE augmentée du run-up lié au déferlement des vagues généré par un vent de période de retour 50 ans) ;
- La situation extrême (crue de période de retour 33 000 ans, atteinte de la cote de danger)

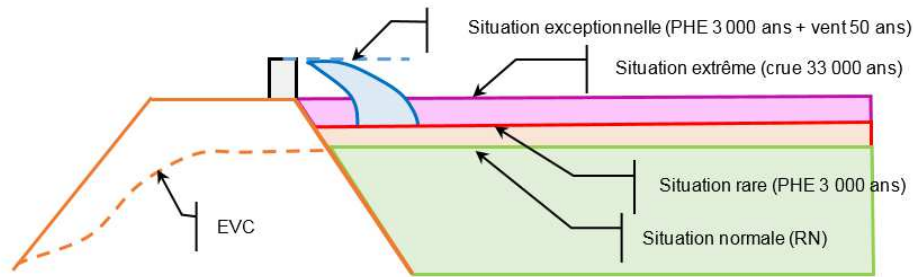


Figure 3 : Illustration des situations de référence pour un ouvrage suivant les recommandations du CFBR

Le tableau ci-après synthétise les résultats pour les trois situations de référence dans le cas du barrage de Plaine.

Situation de crue	Caractéristiques	Cote maximale
Situation rare	Crue 3 000 ans	55,07 m NGF (PHE)
Situation exceptionnelle	Crue 3 000 ans + vent 50 ans	56,50 m NGF
Situation extrême	Crue 33 000 ans	56,21 m NGF

Tableau 3 : Synthèse des résultats en termes de cotes maximales pour les différentes situations de référence

In fine, la cote des PHE a été fixée à 55 m NGF. La cote de crête du barrage à 56,20 m NGF. Elle est équipée d'un muret pare-vagues dont la crête a été fixée à la cote 56,5 m NGF.

Le tableau ci-dessous résume par ailleurs tous les calculs de laminage réalisés pour le barrage de Plaine-RD613 :

Période de retour	Débit de pointe en entrée (m ³ /s)	Débit spécifique (m ³ /s/km ²)	Débit de pointe en sortie (m ³ /s)	Cote maxi. dans la retenue (m NGF)	Temps de remplissage (heures)	Temps de vidange (heures)
10	56	4.1	5.5	52.02	25	50
30	79	5.8	12.9	53.30	23	65
100	139	10.1	48.8	53.98	15	75
1 000	210	15.3	91.0	54.54	13	77
3 000	262	19.1	138	55.07	12	79
10 000	303	22.1	186	55.55	12	79
33 000	389	28.4	261	56.21	12	80

Tableau 4 : Calculs de laminage (barrage de Plaine-RD613)



TESTS DE SENSIBILITE

Compte tenu du fort pouvoir de laminage de la retenue (y compris pour les crues de projet et extrêmes), il nous a semblé opportun de mener quelques tests de sensibilité au sujet de la pointe de l'hydrogramme de projet. Pour ce faire, nous avons testé des pluies dont la pointe a été moyennée sur un pas de temps de 6 h. Les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Période de retour	Débit de pointe en entrée (m ³ /s)	Débit spécifique (m ³ /s/km ²)	Débit de pointe en sortie (m ³ /s)	Cote maxi. dans la retenue (m NGF)
3 000	131	9.6	125	54.93
33 000	187	13.6	182	55.50

Tableau 5 : Calculs de laminage - tests de sensibilité (barrage de Plaine-RD613)

De manière logique, les débits de pointe et les laminages associés sont significativement plus faibles que pour les pluies de projet de base qui sont plus « pointues ». Les niveaux du plan d'eau obtenus dans le cadre de ces tests sont également en retrait de ceux calculés précédemment.

Par ailleurs, nous avons effectué un calcul de laminage de la Q₃₀₀₀ en considérant le pertuis obstrué (situation extrême). Ce calcul aboutit à une cote maximum du plan d'eau légèrement supérieure aux PHE de 55,24 m NGF.

3.1.2 Fondation et fond de fouille de l'ouvrage

Le substratum marno-calcaire est affleurant sur les versants (t10 : calcaires +/- gréseux en plaquettes du Trias supérieur) et dans le lit du Rec de Veyret (t7-9 : marnes du Trias supérieur).

Il est masqué en fond de vallée par des terrasses alluviales (alluvions et colluvions argilo-caillouteuses) constituées globalement par :

- 40 cm de terre végétale en moyenne ;
- Des limons plus ou moins caillouteux et/ou sablo-argileux dont l'épaisseur est variable entre quelques centimètres côté rives et pouvant atteindre plus de 10 m dans l'axe de l'ouvrage.

L'assise du barrage sera située au sein de ces matériaux en partie centrale et sur le substratum affleurant côtés rives. Le substratum présente de bonnes caractéristiques mécaniques et constituera, de ce fait, une fondation de qualité à l'ouvrage projeté. La présence de passages sablo-graveleux avec fines (de type C1B) sous l'emprise du barrage est néanmoins très probable. Pour pallier au risque d'infiltrations d'eau au sein de ces matériaux et à l'interface barrage/fondation, il est prévu :

- de décaisser les formations de surface sur une épaisseur de l'ordre du mètre, sauf si des zones très molles ou saturées sont mises en évidence ;
- de réaliser une clé d'ancrage de 2 m de profondeur afin de s'ancrer au substratum marno-calcaire ;
- de réaliser, au centre de l'ouvrage où le substratum est >10 m /TN, un écran étanche au pied du parement ancré dans le substratum et ainsi de réduire les gradients hydrauliques dans la zone ;
- de réaliser un voile d'injection aux extrémités de l'ouvrage (sur 30 m en RD et 50 m en RG) afin de traiter les fractures/fissures/failles/diaclases/joints du calcaire ;
- de curer soigneusement les fissures et diaclases rencontrées à l'ouverture de la fouille, par jet d'air ou lavage à haute pression ;
- de combler par du béton et ou du mortier les fissures et diaclases mises à jour.



3.1.3 Matériaux et géométrie du barrage

Suivant les quantités disponibles ainsi que la qualité de réemploi (en termes de perméabilités notamment) des matériaux présents au sein de la cuvette, deux options sont envisagées à ce stade pour la constitution du corps de l'ouvrage :

- Profil type n°1 : matériaux limoneux de type A1/B4/B5 issus des terrassements de la cuvette sur sa partie amont (recharge amont) et les matériaux sablo-graveleux de type (C1B3/C1B4/C1B5) sur sa partie aval (recharge aval).
- Profil type n°2 : matériaux d'apport de type A2 en tant que recharge amont, les matériaux limoneux de type A1/B4/B5 issus des terrassements de la cuvette sur la partie centrale (recharge centrale) et les matériaux sablo-graveleux de type (C1B3/C1B4/C1B5) sur sa partie aval (recharge aval).

Pour les deux profils la fondation du barrage sera complétée avec une paroi moulée dans les cas de zone rocheuse plus profonde ou des injections dans les zones de calcaire fracturé. Ces zones seront définies plus précisément lors des essais complémentaires à réaliser pour la phase PRO

Le talus amont sera recouvert d'une couche de rip-rap de 50 cm percolés de terre végétale, avec un nappage supplémentaire de 10cm et ensemencés.

Le talus aval sera recouvert de 20 cm de terre végétale ensemencée.

Les pentes retenues à ce stade sont les suivantes :

- Parement amont : 1V/2,5H
- Parement aval : 1V/2H

Le parement aval comportera deux risbermes intermédiaires de 4m de large, calées à 47,30 mNGF et 52,30 mNGF, revêtues sur 20cm de GNT.

La crête du barrage est calée à 56,20 mNGF, revêtues sur 20cm de GNT. Un muret pare-vagues sera mis en œuvre côté retenue dont la crête a été fixée à la cote 56,5 m NGF. Ce muret en béton (type chasse mer) de 50 cm de hauteur pour 40 cm de largeur est présenté dans le cahier de plan (pièce P04.1).

Les estimations des volumes de matériaux nécessaires selon les deux options envisagés sont les suivantes :

- 63 000 m³ de matériaux limoneux, 26 000 m³ de matériaux sablo-graveleux.
- 18 500 m³ de matériaux d'apport A2, 53 500 m³ de matériaux limoneux, 15 000 m³ de matériaux sablo-graveleux.

3.1.4 Crête du barrage

La largeur en crête du barrage a été déterminée à l'aide des formules issues de l'ouvrage *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi – Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) – 2002*.

La largeur en crête est dépendante de la hauteur de la retenue, de l'utilisation de cette dernière mais également du nombre de zones au niveau de la crête pour les barrages zonés.

Dans le cas présent, afin de limiter au maximum les volumes de remblais à mettre en œuvre tout en garantissant une largeur suffisante à sa construction (circulation des engins de chantier) et à son exploitation (circulation d'engins d'exploitation et d'entretien), la largeur de crête a été fixée à 5 m.



3.1.5 Stabilité de l'ouvrage

RÉSULTATS DES MODÈLES HYDRAULIQUES

Une incertitude demeurant sur les valeurs de perméabilités après compactage à l'optimum Proctor, les lignes piézométriques dans les ouvrages ont été déterminées à l'aide du logiciel SEEP en prenant en compte différentes valeurs de perméabilité des matériaux. La mission G2 PRO permettra de caractériser plus précisément ce paramètre et ce pour les différents matériaux constitutifs du corps de l'ouvrage.

À PHE = 55,00 m NGF, nous obtenons les résultats suivants (la nappe est représentée par les traits en pointillés bleus) :

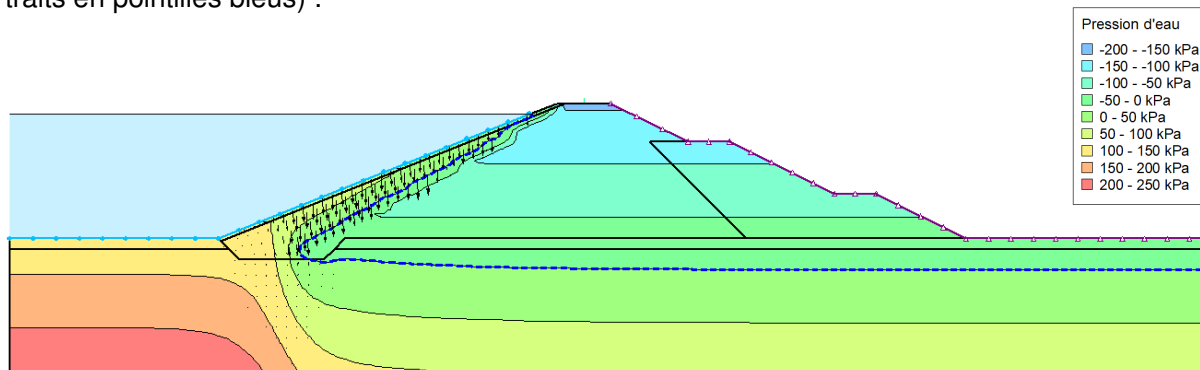


Figure 17 : modélisation hydraulique – extrait du logiciel SEEP à t=12h (PHE)

Des calculs de stabilité ont été réalisés afin de vérifier la stabilité au glissement de l'endiguement en remblais du barrage, pour diverses situations et hypothèses géomécaniques (pente, caractéristiques des matériaux, modèle géotechnique, sollicitations, cas de charges, crue et vidange).

Pour mener à bien cette justification, deux profils-type du barrage ont été étudiés (profil en travers du barrage, à quelques mètres de l'axe du conduit de vidange donc à proximité immédiate de sa partie la plus haute, dont l'un est constitué d'un matériau d'apport type A2 à l'amont).

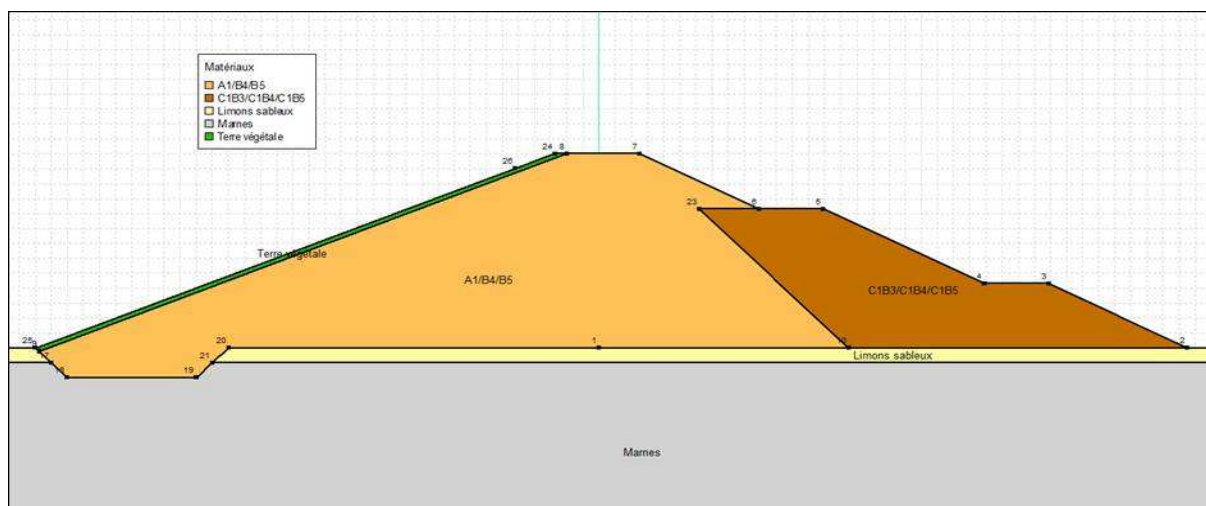


Figure 18 : calcul de stabilité – profil 1 – extrait du logiciel SLOPE

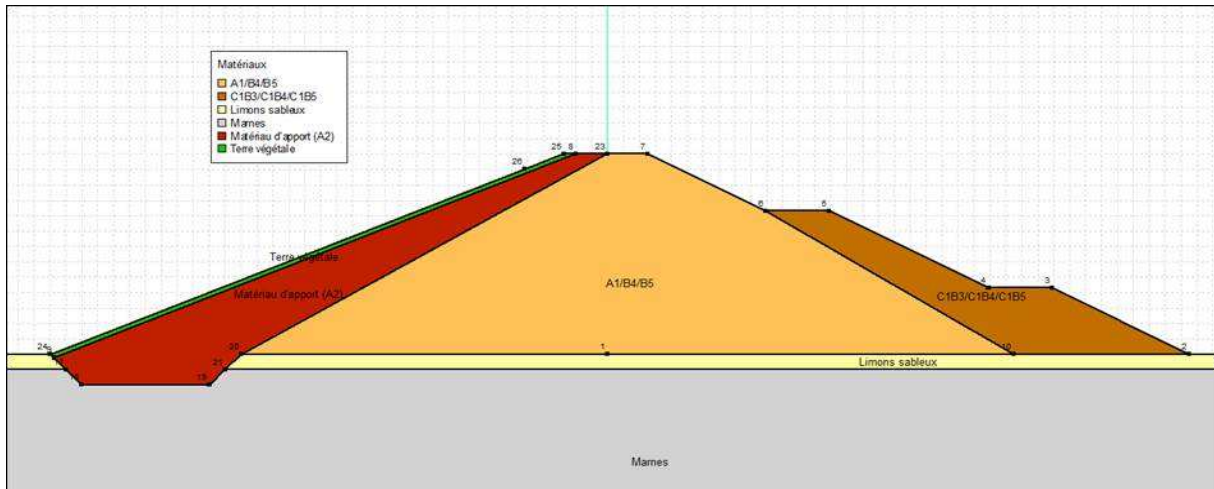


Figure 19 : calcul de stabilité – profil 2 – extrait du logiciel SLOPE

Les calculs de stabilité permettent d'obtenir pour chaque cas étudié les coefficients de modèle minimaux F_s , traduisant l'état d'équilibre limite de glissement. Ils ont été comparés aux coefficients de modèle, selon les recommandations : *Recommandation pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai-CFBR- Octobre 2015*.

En guise de rappel, les facteurs de modèle, pour chaque cas de charge, sont les suivants :

	ELU FONDAMENTAL PERMANENT TALUS AMONT ET AVAL	ELU FONDAMENTAL TRANSITOIRE SITUATION DE CRUE TALUS AVAL	ELU FONDAMENTAL TRANSITOIRE SITUATION POST-CRUE TALUS AMONT	ELU ACCIDENTEL SISMIQUE TALUS AMONT ET AVAL	ELU EXTREME SITUATION DE CRUE EXCEPTIONNELLE TALUS AMONT ET AVAL
Coefficients de modèle : γ_m	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1

Les justifications sont menées selon l'approche 3 de l'Eurocode 7 qui spécifie le jeu de coefficients suivant :

Situation durable

Situation transitoire et accidentelle

Nom : Eurocode 7 - DA3 <input type="checkbox"/> Charges ponctuelles permanentes/en supplément Favorable : 1 Défavorable : 1 <input type="checkbox"/> Charges ponctuelles variables/en supplément Favorable : 0 Défavorable : 1.3 Poids volumique du sol Favorable : 1 Défavorable : 1 Autres paramètres Coefficients sismiques : 1 Résistance des terres : 1		Paramètres des matériaux Cohésion effective : 1.25 Coef. de frottement effectif : 1.25 Résistance non drainée : 1.4 Résistance en cisaillement (autres modèles) : 1.25 Paramètres de renforcement Résistance à l'arrachement : 1 Force de cisaillement : 1 Résistance en traction : 1	
Nom : Eurocode 7 - DA3 - CFBR Exceptionn <input type="checkbox"/> Charges ponctuelles permanentes/en supplément Favorable : 1 Défavorable : 1 <input type="checkbox"/> Charges ponctuelles variables/en supplément Favorable : 0 Défavorable : 1.3 Poids volumique du sol Favorable : 1 Défavorable : 1 Autres paramètres Coefficients sismiques : 1 Résistance des terres : 1		Paramètres des matériaux Cohésion effective : 1.1 Coef. de frottement effectif : 1.1 Résistance non drainée : 1.4 Résistance en cisaillement (autres modèles) : 1.25 Paramètres de renforcement Résistance à l'arrachement : 1 Force de cisaillement : 1 Résistance en traction : 1	

Tableau 6 : coefficients partiels utilisés dans les calculs GeoStudio.



SITUATIONS	COEFFICIENT PARTIEL SUR C' ET TANΦ'	COEFFICIENT PARTIEL SUR LE POIDS VOLUMIQUE	COEFFICIENT DE MODELE
Durable	1,25	1	1,2
Transitoire et accidentelle	1,1	1	1,1

Tableau 7 : synthèse des coefficients partiels de l'Eurocode 7.

Ces facteurs de sécurité minimum s'appliquent pour des cercles de rupture relativement profonds, passant par le corps de digue et/ou en pied de talus.

S'agissant des cercles de rupture plus superficiels (cercle de talus), peu profonds, des coefficients de sécurité minimum moins contraignants pourront être retenus en fonction des types de ruptures et des volumes de matériaux mis en jeu par la masse en glissement.

Compte-tenu de l'incertitude demeurant sur les valeurs de perméabilités après compactage à l'optimum Proctor, une analyse de sensibilité du paramètre « perméabilité » a été menée sur les calculs de stabilité.

Le tableau suivant récapitule les facteurs de sécurité obtenus sur la stabilité du parement amont suivant la courbe crue/vidange de projet pour les deux profils étudiés et différentes valeurs de perméabilité de la recharge en matériaux A1/B4/B5.

PROFIL ETUDIE	PERMEABILITE DE LA RECHARGE EN MATERIAUX A1/B4/B5 (m/s)	FACTEUR DE SECURITE	OBSERVATIONS
Profil 1	$k = 10^{-5}$ m/s	1,40	Stabilité assurée
	$k = 10^{-6}$ m/s	1,33	Stabilité assurée
	$k = 10^{-7}$ m/s	1,53	Stabilité assurée
Profil 2	$k = 10^{-6}$ m/s	1,66	Stabilité assurée

Tableau 8 : facteurs de sécurité obtenus sur la stabilité du parement amont

Les résultats montrent que les facteurs de sécurité obtenus sont supérieurs aux valeurs minimales exigées par les recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai du CFBR (cf. coefficients de modèle du Tableau 7).



3.2 DESCRIPTION DÉTAILLÉE DES OUVRAGES ANNEXES AU BARRAGE

3.2.1 Ouvrage de restitution et de vidange

3.2.1.1 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

L'ouvrage de vidange a été dimensionné afin de répondre aux objectifs de réduction de débits exigés par le maître d'ouvrage : un pertuis de 0,75 m x 0,75 m a ainsi été adopté.

Le pertuis est connecté à une conduite aval de diamètre intérieur 1500 mm. Ce dispositif offre la possibilité :

- de visiter et d'inspecter la conduite,
- de pouvoir augmenter le débit d'équipement de la vidange dans l'éventualité où le Maître d'Ouvrage souhaiterait par la suite modifier les conditions d'exploitation de la retenue.

Des calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Flow-3D pour deux cas de figure distincts (RN et PHE) afin de mieux connaître les conditions d'écoulement dans la conduite. L'objectif étant d'obtenir des écoulements à surface libre au moins jusqu'à la cote de RN.

Les figures ci-dessous illustrent ces simulations 3D-CFD :

Niveau de retenue RN = 53,00 m NGF



Niveau de retenue PHE = 55,07 m NGF

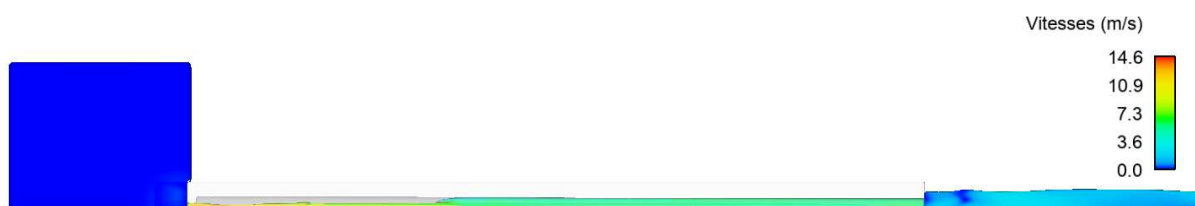


Figure 20 : Calculs 3D-CFD de la conduite de restitution – barrage de Plaine-RD613

Ces figures appellent les commentaires suivants :

- les écoulements sont à surface libre pour la retenue normale RN,
- Les écoulements sont en charge sur la moitié aval de la conduite pour les PHE :
 - Cette mise en charge est liée à la condition limite aval générée par les écoulements transitant par l'évacuateur de surface,
 - On pourra s'interroger en phase Projet sur la nécessité de prévoir l'aération de la conduite à l'aval immédiat du pertuis ; compte tenu du fait que la débitance de la conduite a peu d'importance pour l'évacuation de la crue de projet, on s'intéressera principalement à des problématiques structurelles liées à d'éventuelles dépressions.



3.2.1.2 Description de la solution retenue

L'ouvrage sera constitué d'un pertuis d'entonnement, d'une conduite et d'un ouvrage de rejet.

- Le pertuis disposera d'une grille en entrée qui s'appuiera sur des bajoyers béton. L'ouverture du pertuis sera de 0,75m x 0,75m et se connectera à la conduite. Le cours d'eau en amont immédiat du pertuis sera recouvert d'enrochements libres.
- La conduite sera constituée d'une conduite PEHD annelé de DN1500 enrobé dans un sarcophage en béton armé, selon une pente de 0.6%.
- L'ouvrage de rejet disposera d'une grille de sortie qui s'appuiera sur des bajoyers béton. L'ouverture sera identique à la conduite. Le cours d'eau en aval immédiat sera recouvert d'enrochements libres.

3.2.2 Évacuateur de crues

3.2.2.1 Description de la solution retenue

Les étapes successives suivantes ont été réalisées afin de dimensionner l'évacuateur :

- Analyse topographique afin de définir le niveau maximal des PHE touchant le moins d'enjeux sensibles possible => cette démarche a abouti à une cote proche de 55 m NGF ($Z_{PHE} = 55,07$ m NGF),
- Calage de la cote d'arase du déversoir à une cote proche du niveau atteint par une crue trentennale sans déversoir (et ce pour éviter tout débordement prématuré sur l'évacuateur) => cette démarche a abouti à une cote de crête du déversoir de 53 m NGF,
- Réglage de la largeur du déversoir permettant d'évacuer la crue de projet sous la cote des PHE : la largeur du déversoir a été fixée à 25 m afin de pouvoir évacuer la Q_{3000} caractérisée par un débit de pointe après laminage de 138 m³/s sous la cote des PHE (cf. § 3.1.1.2).

Ces démarches itératives (qui ont également pris en compte la vulnérabilité de tous les enjeux aval) ont été initiées durant la phase de faisabilité et complétées en phase AVP.

3.2.2.2 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

Les lignes d'eau pour :

- Q_{3000} (262 m³/s en entrée de retenue et 138 m³/s après laminage),
- Q_{3000} + revanche (liée au run-up sur le plan d'eau et à la vitesse d'écoulement sur le coursier),
- $Q_{33\ 000}$ (389 m³/s en entrée de retenue et 261 m³/s après laminage).

sont présentées ci-après.

Un coefficient de débit de 0,4 a été retenu pour le seuil de contrôle.

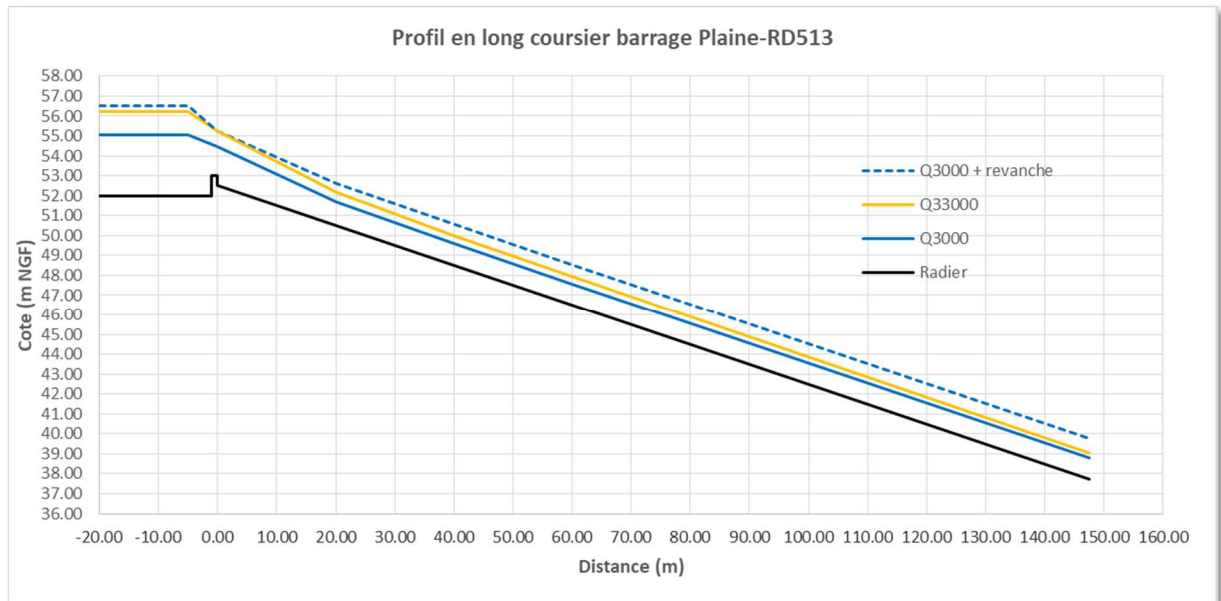


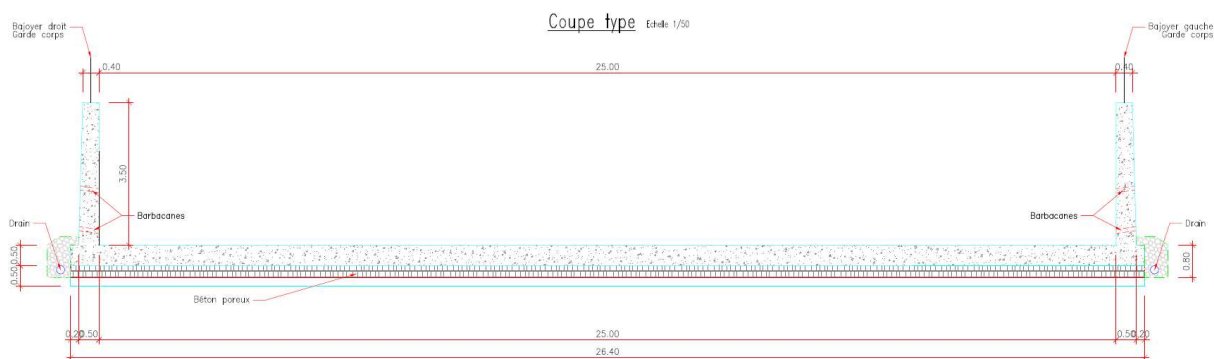
Figure 21 : Profils en long coursier – barrage de Plaine-RD613

Sur l'ensemble du linéaire du coursier, c'est la ligne d'eau « Q₃₀₀₀ + revanche » qui est dimensionnante.

3.2.2.3 Description du génie civil

La coupe type retenue pour l'évacuateur de crue est la suivante :

42



Il est constitué d'éléments de 10m de long, dimensionnés afin de résister au niveau d'eau maximal présent dans l'évacuateur conformément aux modélisations réalisées, ainsi qu'au poids des terres dans le cas majoritaire où l'ouvrage sera vide.

Afin de reprendre les efforts appliqués et dans l'objectif d'optimiser les voiles, un fruit a été appliqué permettant de retenir une épaisseur de 40cm en tête pour 50cm en pied.

Le dispositif de drainage du coursier prévoit la mise en place d'un béton poreux complété de drains positionnés en pied de voile associés à des barbacanes munies de clapet anti-retour afin de permettre d'évacuer les eaux présentes dans le terrain et de fait, limiter les efforts de soutènement.

La semelle fera par définition la même épaisseur que le pied de voile à savoir 50cm.

Sur la longueur, la jonction entre éléments de 10m de long se fera au moyen de sabots réalisés sur les éléments à l'aval pour permettre de bloquer les éléments entre eux et limiter le risque de tassement différentiel pouvant engendrer des désaffleurements au droit du fil d'eau de l'évacuateur. Des joints water-stop seront mis en œuvre entre chaque élément pour assurer l'étanchéité inter-éléments.



La jonction entre l'évacuateur de crue et le remblai du barrage sera assurée par la mise en œuvre d'un anti-renard sur l'ensemble des surfaces de contact.

3.2.2.4 Solutions alternatives

■ Convergence du coursier

Selon le caractère torrentiel de l'écoulement (Nombre de Froude), il est possible de diminuer progressivement la largeur du coursier afin de limiter les excavations et le génie-civil.

Pour cela, il faut veiller à ne pas perturber le régime. En effet, un convergent trop brutal pourrait entraîner des perturbations locales préjudiciables pour le bon écoulement des eaux. La condition à respecter est :

$$\tan \alpha < \frac{1}{3F_r}$$

Avec α =angle du convergent et F_r =Nombre de Froude

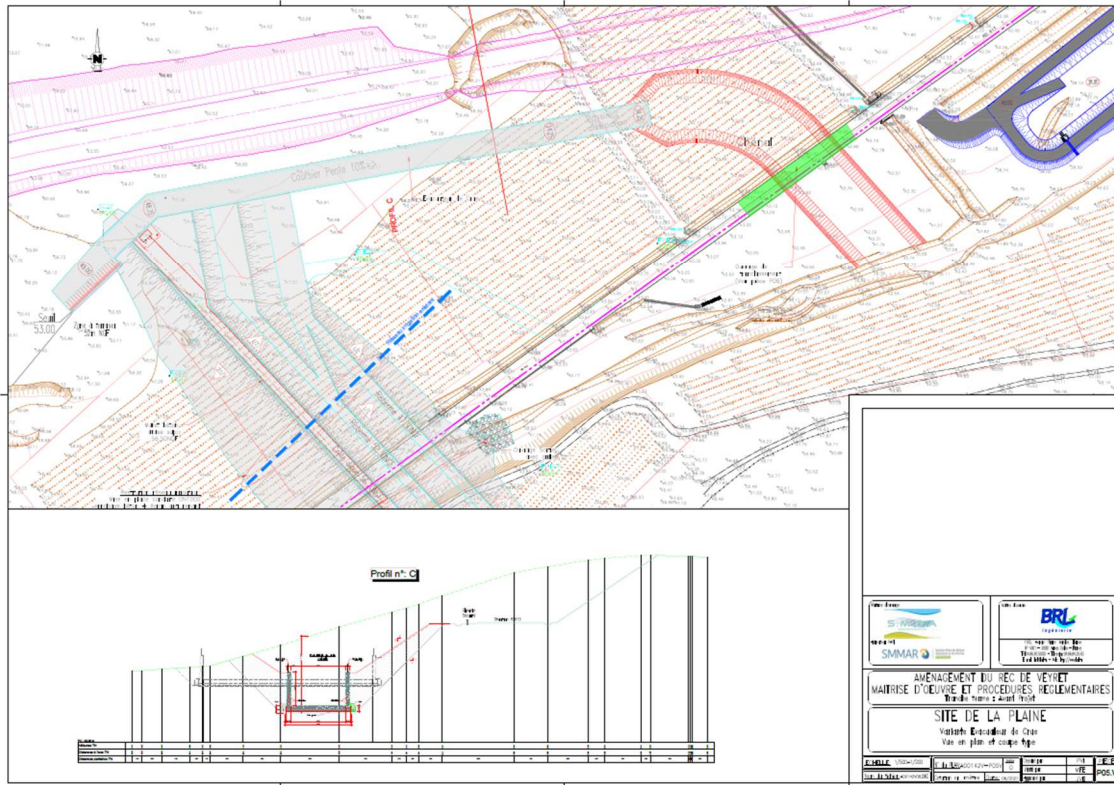
Le nombre de Froude dans le coursier étant de l'ordre de 4, il est possible de faire un convergent de 4,5 degré au maximum.

Les hauteurs d'eau, revanche comprise, dans le coursier étant de l'ordre de 2m en pied pour des bajoyers de 3,5m, il serait possible de réduire la largeur du coursier de l'ordre de 33%, soit une largeur de l'ordre de 17m, ce qui représente un angle de 1,5° compatible vis-à-vis du régime torrentiel de l'écoulement.

Cette solution permettrait de limiter les volumes de béton de l'ordre de 300 m³. Néanmoins, ce type de géométrie nécessite des modélisations hydrauliques 3D afin de pouvoir confirmer le bon fonctionnement hydraulique.

■ Déversoir latéral

Une solution alternative a été étudiée pour l'évacuateur de crue. Elle a fait l'objet de diverses simulations sur modèle hydraulique.



Cette solution comprend un déversoir latéral de 25 m de long alimentant un chenal dont la largeur au plafond varie progressivement d'amont en aval de 3 à 8 m, et une cote de fond variant de 49 à 48,75 m NGF. Ce chenal, caractérisé par des berges de 1H/1V à 2H/1V alimente ensuite un chenal rectangulaire de largeur 8 m et de pente 10 %.

En comparaison avec la solution dessinée en base, cette solution variante présente les avantages et inconvénients suivants :

- Excavations à des profondeurs importantes, à proximité de la RD
- Volumes de terrassement essentiellement rocheux en quantité à peu près équivalent
- Volumes de bétons réduits de 12%
- Bassin de dissipation moins large mais plus profond et plus long
- Ouvrage traversant sur chenal moins long

A ce stade de l'étude, cette solution représente une moins-value d'environ 100k€

Ce type de géométrie, notamment vis-à-vis de l'entonnement des débits au droit du déversoir nécessitera des modélisations hydrauliques 3D et une analyse sur l'insertion paysagère en phase PROJET afin de pouvoir confirmer le bon fonctionnement hydraulique et statuer sur la pertinence de cette solution.

■ Possibilité d'un évacuateur sur remblai

La sécurité d'évacuateur de crue de barrage peut être analysée selon plusieurs composantes :

- la sécurité hydrologique et hydraulique,
- la sécurité structurelle,
- la sécurité vis-à-vis du risque d'érosion interne.

Vis-à-vis de ces 3 composantes, la sécurité offerte par un évacuateur sur remblai présente des difficultés plus grandes qu'un évacuateur en rive.



La sécurité hydrologique et hydraulique correspond à l'adaptabilité de la solution technique aux incertitudes sur les débits rares et aux perturbations de l'écoulement susceptible de prendre en défaut la conception. L'évacuateur sur remblai est plus sensible qu'un évacuateur en rive car les débordements (onde stationnaire, débit supérieur à la crue de projet) ou une dissipation mal maîtrisée sont directement préjudiciables pour le remblai.

Ce point conduit à prendre davantage de précautions avec :

- Une grande prudence sur les débits des crues rares et donc sur la capacité d'évacuation de l'évacuateur et la revanche ;
- Une conception privilégiant des formes très hydrauliques mises au point à l'aide de modélisation poussée.

La sécurité structurelle correspond à la capacité de l'ouvrage à supporter les contraintes (poussée des terres, sous-pressions, forces hydrodynamiques...) et/ou déplacement (tassement) qu'il va subir. A ce titre, on rappelle que le soufflage des dalles par les sous-pressions est l'une des principales causes de rupture de ce type d'évacuateur.

Une fois encore, l'endommagement d'un évacuateur sur remblai est plus préjudiciable qu'un évacuateur en rive car il peut conduire à des écoulements sur le remblai susceptible d'entraîner sa rupture par érosion externe.

Par ailleurs, ses conditions de fondation sont qualitativement moins bonnes que celles d'un évacuateur en rive (généralement fondé au rocher) sans toutefois être trop défavorable car il est exclu de fonder un évacuateur sur un ouvrage susceptible de connaître encore des tassements importants.

Le dimensionnement de la structure doit donc intégrer des hypothèses défavorables vis-à-vis de l'ensemble des efforts et des dispositions particulières sont à prendre en compte pour la maîtrise des sous-pressions et l'adaptation à des tassements.

Les tassements rive-rive sont ceux contre lesquels il est le plus difficile de se prémunir du fait de la difficulté de réaliser un tuilage perpendiculairement à l'axe de l'évacuateur. Les concentrations d'écoulement qu'ils peuvent provoquer doivent être prises en compte.

La sécurité vis-à-vis du risque d'érosion interne est altérée par :

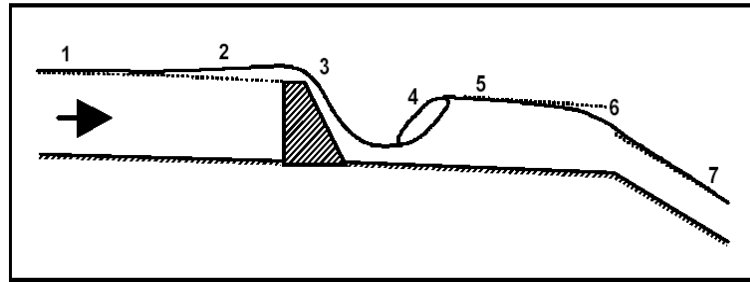
- l'extension des interfaces de contact entre le remblai et le béton,
- les écoulements qui peuvent s'infiltrer du coursier vers le remblai pendant la crue au droit des joints, des désaffleurements...

Pour toutes ces raisons, l'hypothèse d'un évacuateur sur remblais a été écartée.

3.2.3 Fosse de dissipation

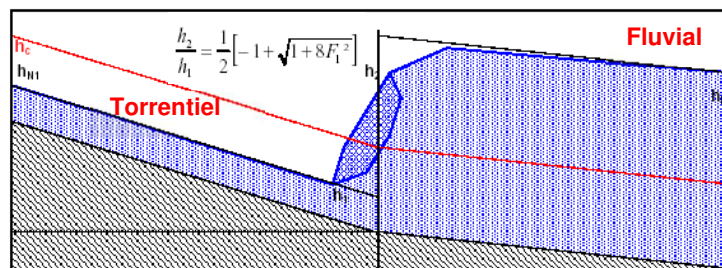
3.2.3.1 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

Le passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial est générateur de fortes perturbations : le ressaut (cf. schémas ci-dessous). Ce ressaut doit être maintenu stable dans la fosse de dissipation pour la crue de projet.



écoulements uniforme, graduellement varié, rapidement varié.

- 1 : uniforme fluvial
- 2 : fluvial graduellement décéléré
- 3 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 4 : ressaut
- 5 : uniforme fluvial
- 6 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 7 : uniforme torrentiel



Les vitesses calculées en pied de coursier (de l'ordre de 10,2 m/s) aboutissent à une hauteur conjuguée de 3,1 m. La longueur minimale du bassin de dissipation a été estimée de l'ordre de 19 m.

46

3.2.3.2 Description du génie civil

Le génie-civil du bassin de dissipation est identique au coursier de l'évacuateur de crues à la différence de sa fondation.

En effet, afin de stabiliser le bassin de dissipation vis-à-vis des sous-pressions et des efforts induits par les écoulements dans le coursier, des ancrages (type micropieux) seront réalisés sous le radier des 5 derniers éléments de l'évacuateur (profondeur comprise en 6,70 et 7,50 m).

3.2.4 Canal de restitution

Le canal de restitution permettra de restituer les débits transitant par l'évacuateur de crues au Rec de Veyret.

Pour cela, un canal sera créé sur une largeur identique au coursier, soit 25m et un linéaire d'environ 120m. Le fond sera calé à 39,90 mNGF pour garantir une marche suffisante pour le bassin de l'évacuateur et favoriser la dissipation d'énergie.

Les premiers mètres seront protégés par une couche d'enrochements libres pour assurer la transition entre le déversoir et le canal le temps de la dissipation d'énergie des écoulements.

Les talus de l'exutoire du canal au raccordement avec le Rec de Veyret seront également protégés par des enrochements dans la zone de mise en vitesse des écoulements du fait du changement de section.



3.2.5 Accès à l'ouvrage

3.2.5.1 Accès amont

L'accès à l'amont de l'ouvrage se fera via la nouvelle RD613 à proximité de l'accès à la carrière qui sera mis en œuvre. Ce carrefour permettra d'accéder à l'ancienne RD613 qui sera maintenue jusqu'au pied amont du barrage.

Une piste de pied permettra ensuite de circuler le long de ce dernier et d'accéder au puits de vidange pour son entretien.

3.2.5.2 Accès aval

L'accès à l'aval de l'ouvrage se fera via l'actuelle Route Départementale qui sera maintenue.

Celui-ci permettra d'accéder à l'ouvrage de rejet de la conduite de vidange ainsi qu'au pied du parement aval pour son entretien.

La traversée du chenal de restitution se fera par un ouvrage de franchissement constitué de :

- 4 dalots de 4,5m x 6,5m avec pile intermédiaire pour des ouvertures hydrauliques de 2,8m x 3,9m ;
- Une dalle de répartition de 15cm d'épaisseur en béton ;
- Deux garde-corps métallique de 60 cm de haut surmontant un muret béton de 50 cm.
- Une protection en enrochements percolés au droit du chenal de restitution aux abords du franchissement.

A noter qu'une alternative par passage à gué est également possible, via un radier submersible en béton armé afin de réduire le coût du franchissement d'environ 100k€

Une desserte est prévue depuis l'accès aval afin de pouvoir accéder aux risbermes du barrage. Le pourcentage de la rampe permettra l'accès à des engins agricoles traditionnels.

L'accès aux différentes risbermes et à la crête du barrage se fera via une rampe. Des aires de retournement sont prévues à chaque extrémité de risberme.

3.2.6 Local d'exploitation et auscultation

En crête de barrage, il est prévu la mise en œuvre d'un local technique préfabriqué (type local transfo). Ce dernier dispose d'une galerie technique intégrée sous planché flottant afin de faciliter les raccordements et tirage de câble. A ce stade, les équipements prévus et associés à ce local sont :

- une station pluviométrique
- les relevés piézométriques
- les levés limnimétriques pour le débit du Rec de Veyret et une pour le niveau du barrage
- un anémomètre
- une antenne de télécommunication
- un Sofrel pour renvoi des informations collectées



L'accès au local se fera via un portillon dans une enceinte fermée et clôturée.

3.2.7 Restitution réseau d'irrigation sous barrage

Actuellement il existe un ancien réseau d'irrigation sous le barrage repérable grâce aux Montjoies présents sur site. Ce dernier semble colmaté dans la zone des futurs travaux. En l'état, il est prévu de provisionner un budget d'environ 175k€ au cas où il faudrait le restituer suite aux négociations foncières. Les travaux prévus sont les suivants :

- terrassement et démolition de l'existant sous l'emprise du barrage
- pose d'une conduite en DN1000 sur 80 ml
- raccordement à l'amont et à l'aval y compris écran anti-renards
- enrobage de la conduite en béton 10cm au-dessus de la matrice supérieure.

3.3 DESCRIPTION DETAILLEE DE LA DEVIATION DE LA RD613

3.3.1 Choix du tracé et catégorie de la route

La création du barrage de la Plaine nécessite, en préalable, le dévoiement de la route départementale RD613.

Le tracé retenu prévoit le dévoiement sur un linéaire d'environ 2.0 km en rive gauche de l'ouvrage (la configuration topométrique étant plus favorable sur cette rive qu'en rive droite). L'objectif fixé par le Maître d'Ouvrage est de caler la chaussée de la route au-dessus des PHE du barrage de Plaine, soit la cote associée de 55 m NGF.

Ce projet est défini en respect des documents techniques du Département de l'Aude et du guide technique sur l'Aménagement des routes principales (ARP) Setra 1994. Il sera défini suivant le type de route R80 conformément à la demande du CD11.

3.3.2 Géométrie de l'aménagement

Au niveau de l'axe en plan : le tracé en plan est constitué d'alignements droits, de courbes circulaires et de courbes de raccordement (clothoïdes) pour les courbes dont le rayon est inférieur au rayon non déversé (Rnd). Dans notre cas le Rnd d'une R80 est de 900m, des clothoïdes sont introduites avant et après chaque virage.

Au niveau du profil en long : La pente maximum par rapport à la catégorie est de 5% et la pente minimum est à 0.26%. Sur les zones de faibles pentes une attention est portée sur les dévers pour que l'eau ne stagne pas.

Au niveau du profil en travers type : La largeur de chaussée est à 7.00m, à laquelle s'ajoute une surlargeur de 25 cm de revêtement de part et d'autre supportant le marquage.

Le tracé retenu est présenté ci-dessous :

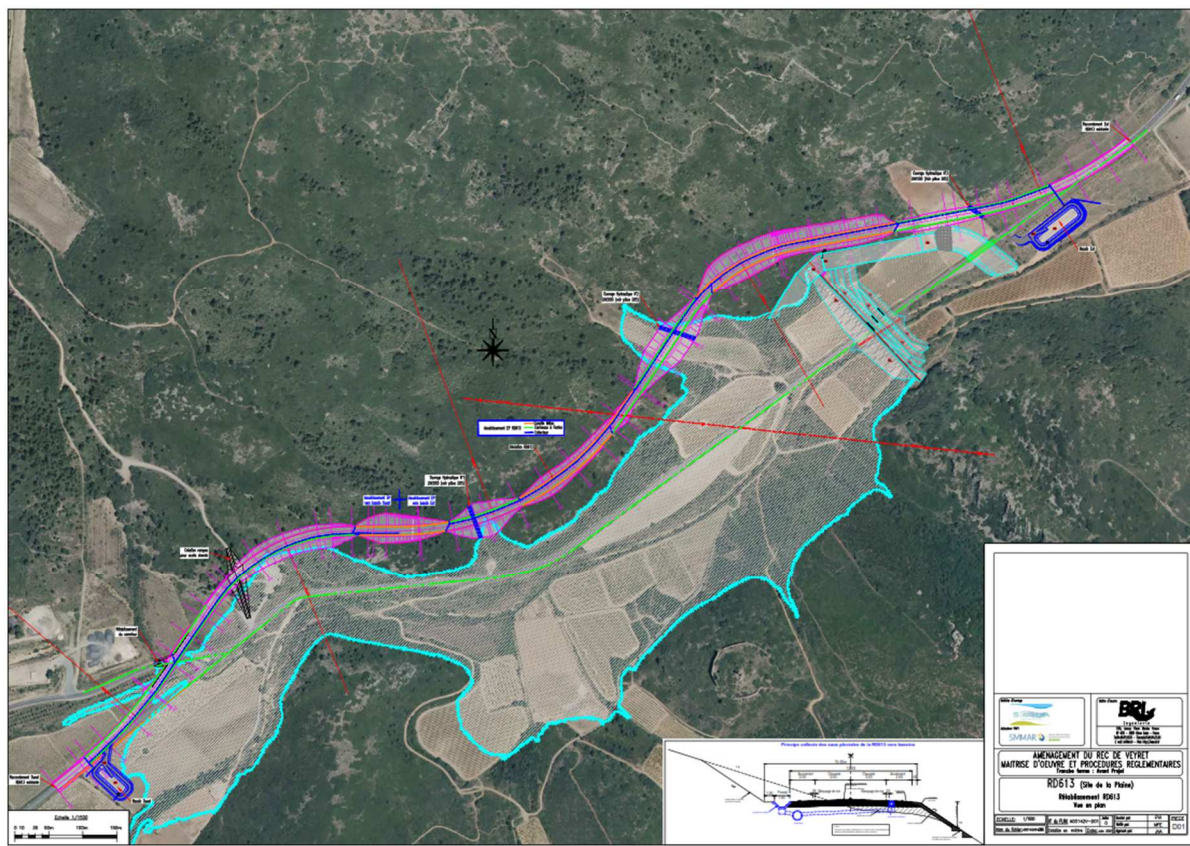


Figure 22 : Déviation de la RD613 – Tracé retenu

3.3.3 Corps de chaussé

L'implantation de la nouvelle route nécessitera l'extraction 100 000 m³ de matériaux dont environ 80% de rocheux. Ces derniers seront revalorisés via des ateliers de concassage et de criblage. Les matériaux ainsi constitués permettront la réalisation de la couche de forme et de la couche d'assise.

La couche de surface sera constituée de 8cm de Grave bitume et de 5cm de BBSG. Les accotements seront en GNT.

La coupe type retenue pour la nouvelle chaussée est la suivante :

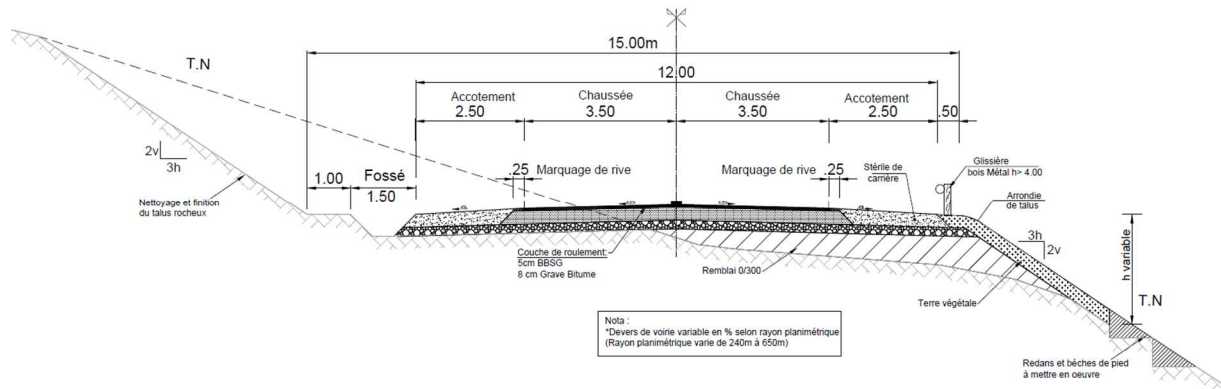


Figure 23 : Déviation de la RD613 – Profil en travers type

3.3.4 Traitement de la fondation et des talus

Les talus en déblais et/ou remblais auront des pentes à 3H/2V. Sur les zones en remblais, ils seront recouverts de terre végétale et ensemencés.

Sur les secteurs en remblais, des glissières de sécurité (bois/métal) seront mises en œuvre.

3.3.5 Traitement du risque de pollution accidentelle

À ce stade de l'étude, il est proposé un réseau de collecte des eaux pluviales de la voirie via un caniveau à fente et un fossé bétonné qui se rejette dans une conduite en béton. Deux bassins de décantation récupèrent ces eaux. Ils se situent aux deux extrémités de la route. Ces éléments seront à préciser au stade PRO.

3.3.6 Ouvrages traversants

Le nouveau tracé de la RD-613 intercepte 3 bassins versants de taille réduite en rive gauche (côté Nord). Afin d'être en mesure de dimensionner les ouvrages de transparence hydraulique du remblai projeté, le modèle Hec-Ras 2D hybride hydrologique/hydraulique a été mis à profit.

Les débits suivants ont été calculés pour un évènement centennal :

- Bassin amont : $Q_{100} = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Bassin intermédiaire : $Q_{100} = 9,7 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Bassin aval : $Q_{100} = 3,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

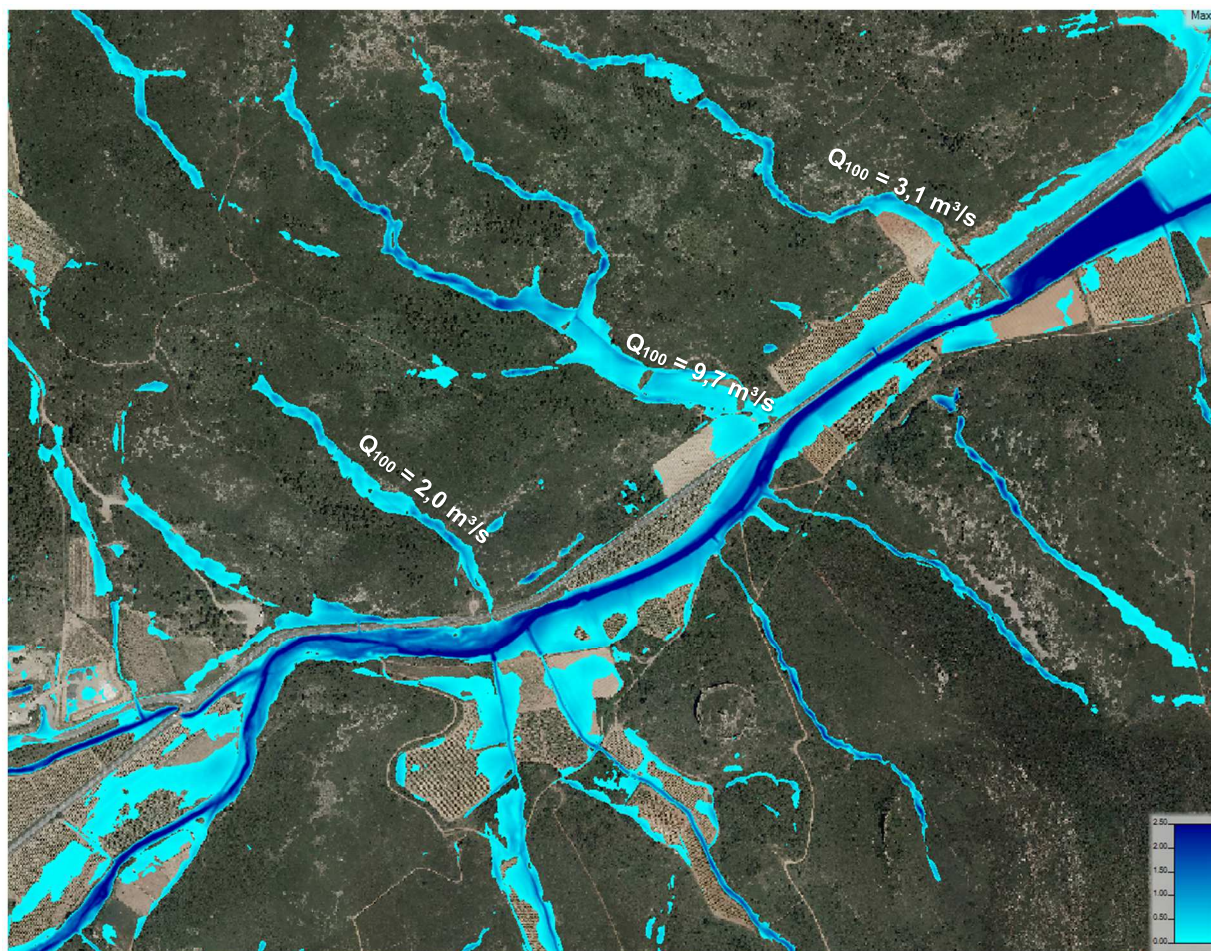


Figure 24 : Déviation de la RD613 – Q100 pour transparence hydraulique

Compte tenu de ces valeurs de débits, les valeurs minimales de diamètre sont les suivantes :

- Bassin amont : Diamètre Ø 1000 mm,
- Bassin intermédiaire : Diamètre Ø 2200 mm,
- Bassin aval : Diamètre Ø 1200 mm.

La solution retenue pour les deux bassins amont, où la hauteur de remblais est conséquente, est la mise en œuvre de deux tunnels afin de maintenir les possibilités de circulation actuelles des véhicules (tracteur, pompier, etc...) et l'écoulement du pluvial. Ces ouvrages font 3.5m de passage sous route et 4.80m de large.

La coupe type retenue pour cet ouvrage traversant est la suivante :

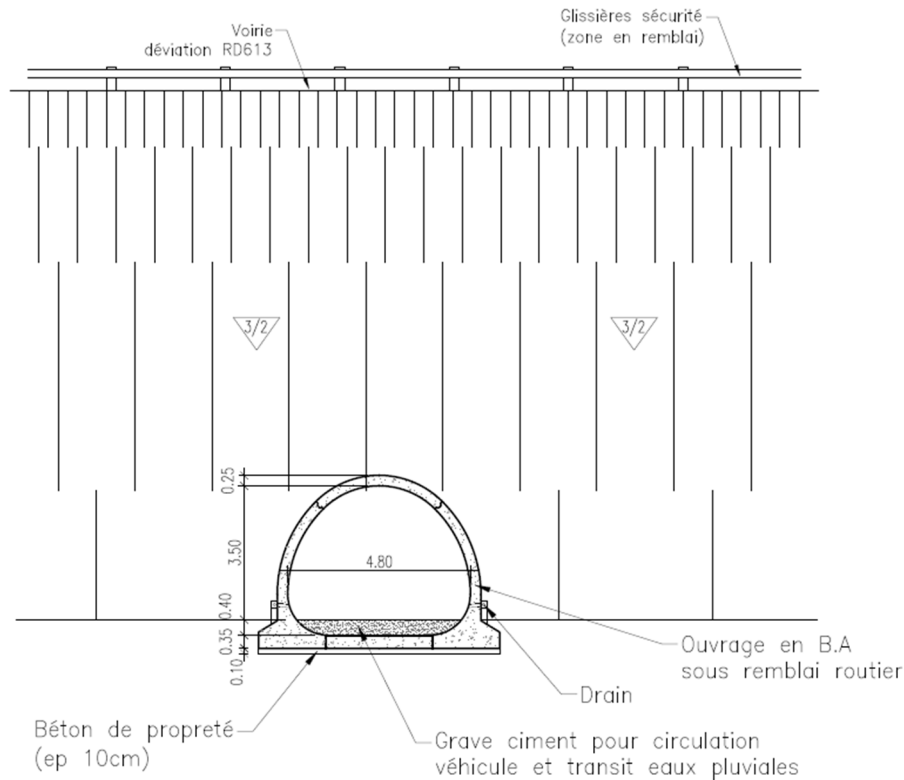


Figure 25 : Ouvrages traversants RD613 – Coupe type Ouvrage BA

Sur les zones où les remblais sont de hauteurs et de débits amont plus faibles, la solution retenue consiste à mettre en œuvre une conduite en DN1500 avec une tête de buse comme sur la coupe ci-dessous :

52

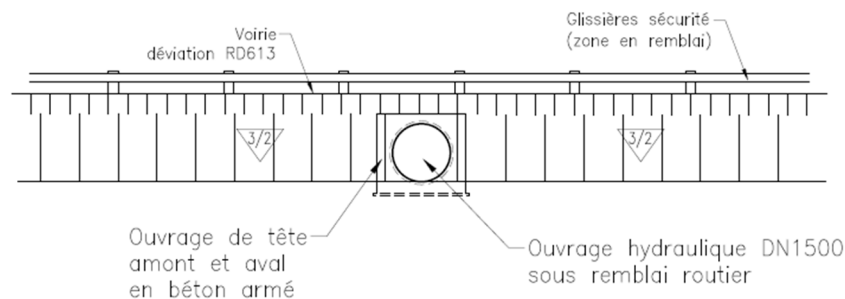


Figure 26 : Ouvrages traversants RD613 – Coupe type DN1500

3.4 AMENAGEMENT PAYSAGER

Voir Note paysagère de l'Agence Turbines.

3.5 IMPACT FONCIER

L'impact foncier du projet est différent en fonction du choix du Maître d'ouvrage sur la proposition de réaliser les remblais avec les matériaux du site (si les essais géotechniques complémentaires confirment cette hypothèse) ou de privilégier les matériaux d'apport (afin de minimiser l'impact environnemental). Les surfaces impactées y compris emprises nécessaires aux installations de chantier seraient d'environ :

- 36 Ha si l'emprunt est fait sur site



- 13 Ha si les matériaux proviennent de carrière

Le coût des acquisitions foncières n'est pas intégré dans le présent dossier.

3.6 EXPERTISE FAUNE/FLORE

Dans le cadre du projet, la réalisation d'expertise faune/flore a été confiée au cabinet d'études CALIDRIS. Une note d'enjeux a été produite et jointe en annexe du présent rapport.

3.6.1 Synthèse des enjeux

La carte ci-dessous présente une synthèse de l'ensemble des enjeux faune et flore définis sur le site de la Plaine à partir des inventaires de terrain.

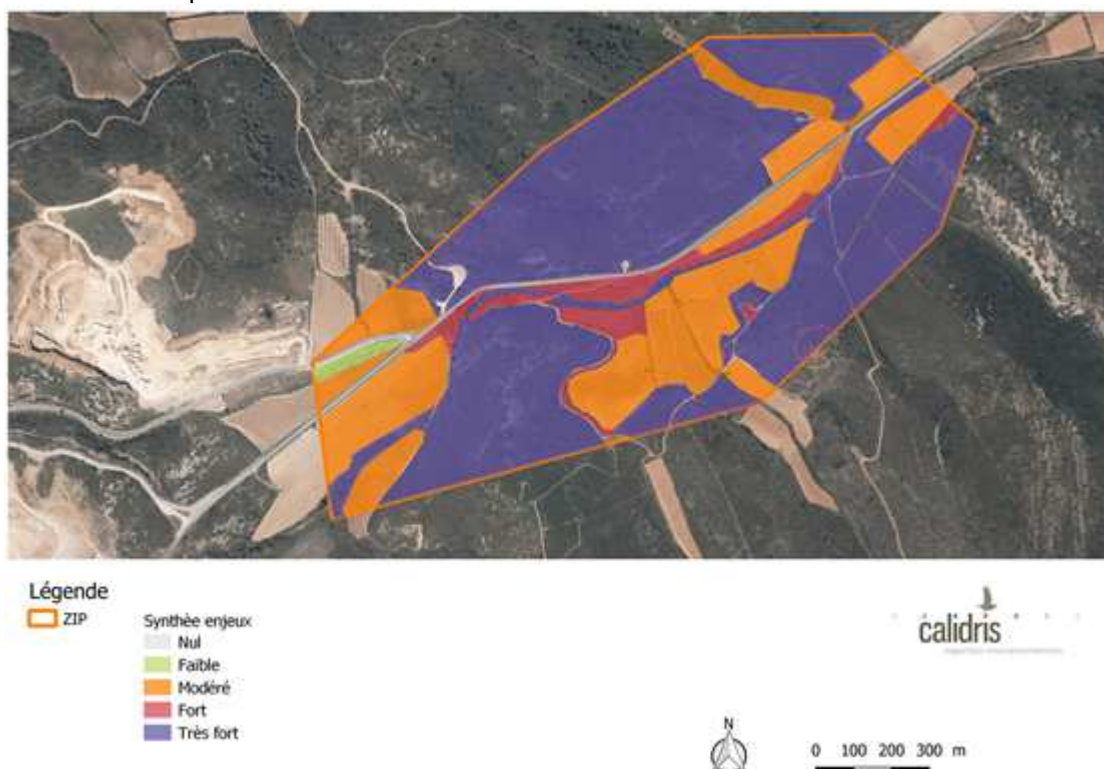


Figure 27 : Synthèse des enjeux sur le site de la Plaine

Sur le site de la Plaine, les enjeux sont majoritairement très forts car liés à la présence d'habitats de type garrigues accueillant de nombreuses espèces d'oiseaux, reptiles et invertébrés à haute valeur patrimoniale. De plus, le ruisseau présente un enjeu fort pour les amphibiens, et les cultures un enjeu modéré pour l'avifaune et les reptiles.

Sur le plan réglementaire, ce site s'inscrit au sein du zonage d'intervention du PNA Aigle de Bonelli et royal, Pie-grièche méridionale à tête rousse qui correspondent à des enjeux majeurs à portée aussi bien régional que national. En ce qui concerne les autres espèces de l'avifaune, les inventaires font état de la présence de 13 espèces concernées par des enjeux de portée variable (Européenne, Nationale, Régionale ou locale) et cumulables pour certaines espèces. Ce détail est présenté dans le tableau ci-dessous.



Tableau 9 : Espèces de l'avifaune recensées sur le site et enjeux associés

CD_NOM	Nom commun	Nom scientifique	Annexe I directive Oiseaux	Protection nationale	Liste rouge France			Liste rouge Languedoc-Roussillon	Portée de l'enjeu pour l'espèce			
					Nicheurs	Hivernants	De passage	Nicheurs	Européen	National	Régional	Local
3670	Alouette lulu	<i>Lullula arborea</i>	Oui	Art. 3	LC	NAd		LC	X			
2832	Bondrée apivore	<i>Pernis apivorus</i>	Oui	Art. 3	LC		LC	LC	X			
2887	Busard cendré	<i>Circus pygargus</i>	Oui	Art. 3	NT		NAd	EN	X	X	X	X
4583	Chardonneret élégant	<i>Carduelis carduelis</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	VU		X	X	X
2873	Circaète Jean-le-Blanc	<i>Circaetus gallicus</i>	Oui	Art. 3	LC		NAd	LC	X			
4155	Cisticole des Joncs	<i>Cisticola juncidis</i>		Art. 3	VU			LC		X		
4221	Fauvette pitchou	<i>Sylvia undata</i>	Oui	Art. 3	EN			VU	X	X	X	X
4588	Linotte mélodieuse	<i>Carduelis cannabina</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	NT		X	X	X
3571	Martin-pêcheur d'Europe	<i>Alcedo atthis</i>	Oui	Art. 3	VU	NAd		NT	X	X	X	X
2840	Milan noir	<i>Milvus migrans</i>	Oui	Art. 3	LC		NAd	LC	X			
4571	Serin cini	<i>Serinus serinus</i>		Art. 3	VU		NAd	LC		X		
459524	Tarier pâtre	<i>Saxicola torquatus</i>		Art. 3	NT	NAd	NAd	VU		X	X	X
4580	Verdier d'Europe	<i>Carduelis chloris</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	NT		X	X	X



3.6.2 Préconisations

En l'état des connaissances, le site se caractérise par des enjeux globalement élevés en particulier dans les espaces de garrigues et les zones cultivées de la confluence avec le ruisseau de la Combe des Chèvres et sur toute la zone de garrigues en aval de la zone d'étude. L'intégralité de la ripisylve du ruisseau du Veyret et toute la rive droite, notamment la zone cultivée, se caractérisent par une forte densité avifaunistique, la présence de nombreux gîtes de chiroptères et tous les reptiles observés lors des inventaires (essentiellement *Psammotriton* algire). Les espèces floristiques protégées recensées (*Tamarix africana*, Gagée) sont localisées au sein de la ripisylve et plus localement sur le versant nord-est du Castellas.

La localisation pressentie pour le barrage ou encore les tracés envisagés à proximité du site pour la déviation de la D 613, concernent des espaces à forts enjeux pour les oiseaux, les reptiles et invertébrés. Cependant, les résultats d'inventaires ciblent principalement la rive droite du Rec de Veyret et confirment bien son intérêt écologique.

La proposition et l'étude de tracés dans les garrigues en rive gauche apparaît donc comme une solution potentiellement moins pénalisante sur le plan écologique. Cette situation moins pénalisante concerne aussi le site d'implantation pressenti pour le barrage.

Le prélèvement potentiel de matériaux est à rechercher préférentiellement en rive gauche, directement au pied du futur barrage ou encore en amont, au niveau de la zone agricole localisée à la confluence avec le ruisseau de la Combe de Valentin. D'après les inventaires réalisés, ces sites présentent relativement moins d'enjeux écologiques.

Ces orientations encore très générales sont à préciser dans le cadre de la réalisation d'inventaires complémentaires nécessaires pour identifier les enjeux associés aux espèces floristiques notamment celles les plus précoces. Ces inventaires sont indispensables pour bien identifier tous les enjeux et ajuster ces préconisations.

Sur le plan réglementaire par rapport aux espèces protégées, il s'avère que même en recherchant un évitement maximum, la richesse du site impose dans tous les cas la réalisation d'une demande de dérogation pour destruction d'espèces protégées, avec réalisation d'un dossier à portée certainement nationale. En outre, ce projet doit entrer dans le champ des dérogations possibles, mais aussi prendre en compte les dernières jurisprudences en la matière et démontrer (notamment mais pas seulement) l'absence de solution alternative (alternative au projet, à sa localisation, aux modes de réalisation...).

En ce qui concerne de façon plus spécifique les oiseaux, l'impact potentiel permanent peut se matérialiser par une altération ou une destruction d'éléments physiques ou biologiques utiles au repos ou à la reproduction des oiseaux et peut remettre en cause la capacité des espèces à réaliser leur cycle écologique.

La Cour de Justice Européenne considère dans un arrêté de mars 2021 que les mesures de protection que les Etats doivent mettre en œuvre pour les oiseaux, concernent toutes les espèces européennes, sans distinction. Il convient dès lors de considérer que toutes les espèces tombent sous le coup de la Directive Oiseaux.

La suite du projet impose donc de prendre en compte tous ces éléments qui s'avèrent déterminant pour s'assurer de sa faisabilité environnementale et réglementaire.

3.7 ZONES D'EMPRUNT

Sur la base des analyses géotechniques, des besoins en matériaux et des enjeux faune/flore, les zones d'emprunts suivantes (surface de l'ordre de 100 000m²) ont été définies :

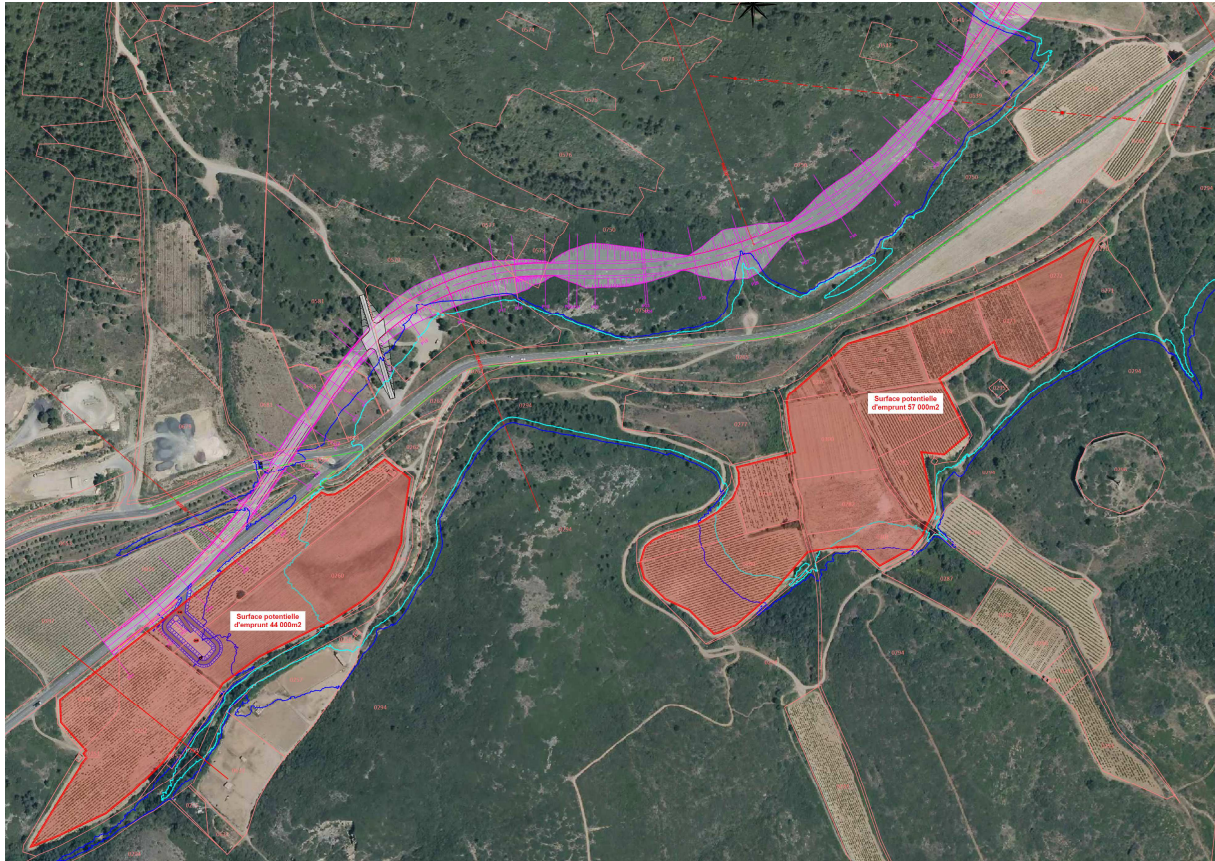


Figure 28 : Zones d'emprunt potentielles sur le site de la Plaine

56

Le principe des terrassements serait le suivant :

- décapage des emprises sur 20cm d'épaisseur et mise en œuvre des matériaux en cordons en limite d'emprise, complétée par la mise en œuvre d'une barrière anti petite-faune
- terrassement des déblais meubles et rocheux
- concassage, criblage et tri des matériaux en fonction de leurs destinations.
- gestion de la teneur en eaux des matériaux avant reprise et transport pour mise en œuvre définitive

Il ressort que les volumes extractibles sur ces zones d'emprunt serait de :

- 163 000 m³ de matériaux A1/B4/B5 dans les proportions respectives de 5%/35%/50%
- 29 000 m³ de matériaux C1B5

Ces zones devront faire l'objet d'un traitement paysager et d'un projet de revalorisation environnemental, à définir avec à minima un nappage de terre végétale ensemencé et replantation de végétaux en rapport avec l'usage envisagé.

Le volume présent sur site est suffisant pour la réalisation du barrage sous réserves que les hypothèses de nature et qualité de ces derniers soient confirmées par les essais géotechniques à réaliser pour le PRO.

3.8 IMPACT RESEAUX

Le long de la RD613 transite un réseau enterré Orange. Ce dernier devra être dévié soit par fonçage sous la fondation du futur barrage soit le long de la futur RD613. La solution sera à définir en concertation avec le concessionnaire et en rapport avec les aménagements définitifs sur l'ancienne RD613.



Une ligne RTE de 63kV traverse la vallée, elle n'est pas dans l'emprise direct des travaux du barrage. Cependant la hauteur de la ligne peut être impactée pour la futur RD613. Une concertation avec RTE sera nécessaire afin de connaître précisément la hauteur de la ligne et les contraintes associées par rapport à une mise en charge du barrage à la côte 56mNGF.

Le coût des travaux sur les réseaux n'est pas intégré dans le présent dossier.



4 CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SITE BAGATELLE

4.1 DESCRIPTION DETAILLEE DU BARRAGE

4.1.1 Caractéristiques du barrage

4.1.1.1 Classement du barrage projeté

La détermination de la classe des barrages se fait selon le Décret n°2015-526 du 12 mai 2015 et nécessite pour chaque site l'évaluation de la hauteur « H » du barrage et du volume de la retenue « V ».

CLASSE de l'ouvrage	CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES
A	$H \geq 20$ et $H^2 \times V^{0.5} \geq 1\,500$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 10$ et $H^2 \times V^{0.5} \geq 200$
C	<p>a) Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H \geq 5$ et $H^2 \times V^{0.5} \geq 20$</p> <p>b) Ouvrage pour lequel les conditions prévues au a ne sont pas satisfaites mais qui répond aux conditions cumulatives ci-après :</p> <p>i) $H > 2$;</p> <p>ii) $V > 0,05$;</p> <p>iii) Il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres.</p>

Tableau 4 : Synthèse du classement des barrages

Concernant la hauteur du barrage, la détermination de celle-ci conduit à estimer la hauteur de l'ouvrage comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage à l'axe de la crête et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet. La crête du barrage étant calé à 38,00 mNGF (cf ci-après) et le terrain naturel présentant un point bas à l'aplomb de l'axe du barrage à 25,50 mNGF, la hauteur maximale du barrage est de 12,50m.

Concernant la détermination du volume de la retenue, celle-ci est particulière compte-tenu du fonctionnement des barrages projetés qui ne présentent pas de cote de retenue normale. Il est convenu de retenir le volume de la retenue à la cote du déversoir de l'évacuateur de crues, soit un volume de 180 000 m³ sous la cote 36,00 mNGF.

Ainsi le produit $H^2 \times \sqrt{V}$ vaut 67, ce qui implique que le barrage de Bagatelle soit de **classe C**.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Cote de la crête : 38,00 mNGF
- Point bas du TN à l'aplomb de l'axe du barrage : 25,50 mNGF
- Hauteur au-dessus au TN : 12,50 m
- Largeur en crête : 5,00 m
- Longueur en crête : 155 m
- Fruit du parement aval : 2H/1V
- Fruit du parement amont : 2,5H/1V
- Nombre de risbermes aval : 1



- Largeur des risbermes aval : 4,00 m
- Cote déversoir : 36,00 mNGF
- Volume de la retenue à la cote du déversoir : 180 000 m³

4.1.1.2 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

PREAMBULE

Le barrage de Bagatelle est de **classe C**. De ce fait, les « Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages » émises en juin 2013 par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (C.F.B.R.) préconisent d'étudier les situations exceptionnelle et extrême suivantes :

- **Situation exceptionnelle** : $Q_{1000 \text{ ans}}$ avec toutes les revanches nécessaires ; l'ouvrage doit pouvoir supporter le passage de cette crue sans dommage,
- **Situation extrême** : $Q_{10\,000 \text{ ans}}$ sans revanche (ou $Q_{1000 \text{ ans}}$ avec défaillance).

SITUATION EXCEPTIONNELLE

Laminage de l'hydrogramme Q_{1000}

Pour la situation exceptionnelle, l'hydrogramme de période de retour 1000 ans (caractérisé par un débit de pointe de 96 m³/s) a été injecté dans la retenue vide.

Le graphe ci-dessous illustre les débits en entrée et en sortie de retenue ainsi que la variation de cote du plan d'eau.

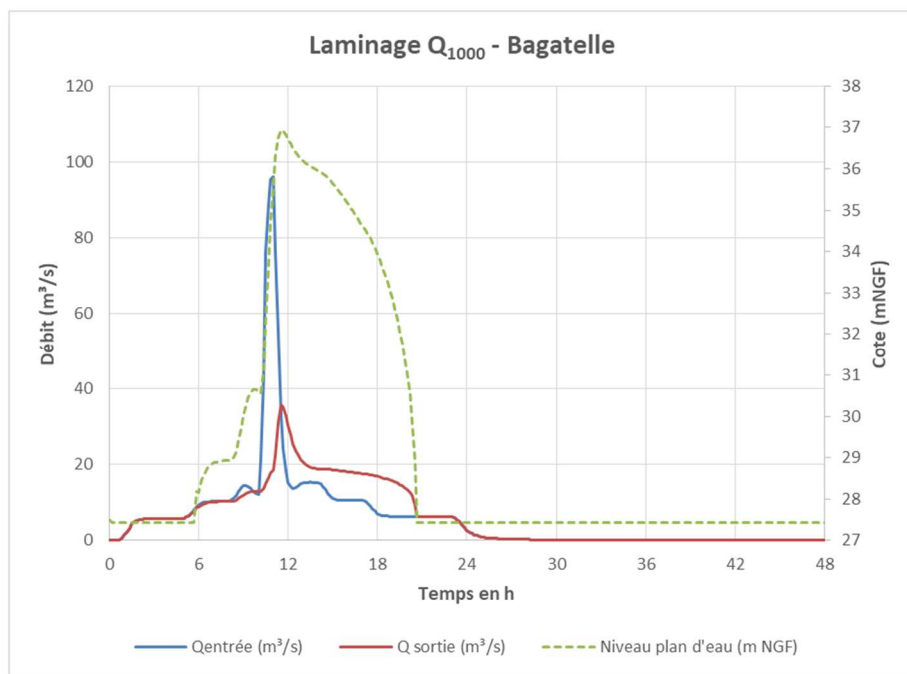


Figure 4 : Calculs de laminage – Q_{1000} Bagatelle

Le débit maximal en sortie est de 34 m³/s pour une cote des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (P.H.E.E) de 36,87 m NGF.



Calcul de la vague de projet et de son déferlement sur le barrage

On considère classiquement deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ;
- un vent de période de retour 1 000 ans sur la retenue normale.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue généralement en deux étapes :

- connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt que la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à la hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre ;
- on estime la hauteur de déferlement qui permet de vérifier la revanche minimale nécessaire.

Les hypothèses suivantes, relatives au vent (respectant les recommandations CFBR de 2011), ont été retenues :

- $V_{50 \text{ ans}} = 39,1 \text{ m/s} = 140,8 \text{ km/h}$,
- $V_{1000 \text{ ans}} = 51,8 \text{ m/s} = 186,3 \text{ km/h}$,

Connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt qu'à la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à leur hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre.

Cette hauteur significative H_s des vagues est calculée à l'aide de la formule de « *Smith et al., 1991* » adaptée aux conditions des eaux profondes :

$$H_s = 0,00048 \cdot \hat{U}_a \sqrt{F}$$

où

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;

F est la longueur du fetch de la retenue en m ;

\hat{U}_a désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit

$\hat{U}_a = U_a \cdot \cos \theta$ avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U \sqrt{(0,75 + 0,067 \times U)}$$

avec U vitesse moyenne sur une heure du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour considérée. Sans information sur la direction des vents, on

prendra $\hat{U}_a = U_a$.

Les données de vitesse de vent sont corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau. Dans le cadre de la présente étude, les hypothèses suivantes ont été retenues à savoir :

- Longueur du fetch : **650 m**
- Coefficient de majoration du vent : **1,06**

Ces hypothèses ont conduit aux hauteurs significatives de vagues H_s suivantes :

- Situation normale de vent ($P_{\text{vent}} \sim 50 \text{ ans}$) : **0,95 m**
- Situation extrême de vent ($P_{\text{vent}} \sim 1000 \text{ ans}$) : **1,41 m**



La vague du projet H_d dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Cette hauteur est classiquement exprimée sous la forme $H_d = K.H_s$, où le coefficient K est tiré de « Saville *et al.*, 1962 ». Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues. Il est recommandé d'accepter que 5 % des vagues déferlent pour les barrages en terre. Dans le cadre de la présente étude, où le barrage est constitué d'un parement aval non protégé, un coefficient K de 1,25 a été retenu.

Les hauteurs de vagues de projet H_d sont ainsi les suivantes :

- Situation normale de vent ($P_{vent} \sim 50$ ans) : **1,19 m**
- Situation extrême de vent ($P_{vent} \sim 1000$ ans) : **1,77 m**

Cette hauteur représente la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau. Elle est donnée par la formule de « Saville *et al.*, 1962 » et dépend de la pente du parement, de la rugosité du matériau et de la longueur d'onde des vagues (qui dépend elle-même de la profondeur d'eau).

Les hypothèses suivantes ont ici été retenues :

- Pente du talus amont : 2.5H/1V,
- Type d'ouvrage : Barrage en remblais à parement amont rugueux,

Ces hypothèses ont conduit aux hauteurs de déferlement suivantes :

- Cas de figure n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) : **0,98 m**
- Cas de figure n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) : **1,45 m**

À l'issue du calcul de hauteur de déferlement pour les deux situations de projet, la plus forte des cotes $R_N + R_{RN}$ et $PHE + R_{PHE}$ est retenue ainsi que la revanche associée.

Les résultats de la démarche sont présentés ci-dessous :

- Cas de figure n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) :
 - $PHE + R_{PHE} = 36,87 \text{ m NGF} + 0,98 \text{ m} =$ **37,85 m NGF,**
- Cas de figure n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) :
 - $R_N + R_{RN} = 36 \text{ m NGF} + 1,45 \text{ m} =$ **37,45 m NGF.**

Le cas le plus pénalisant est le cas n°1 qui aboutit à une cote de 37,85 m NGF.



SITUATION EXTREME

Laminage de l'hydrogramme $Q_{10\,000}$

Pour la situation extrême, l'hydrogramme de période de retour 10 000 ans (caractérisé par un débit de pointe de $130\text{ m}^3/\text{s}$) a été injecté dans la retenue vide.

Le graphe ci-dessous illustre les débits en entrée et en sortie de retenue ainsi que la variation de cote du plan d'eau.

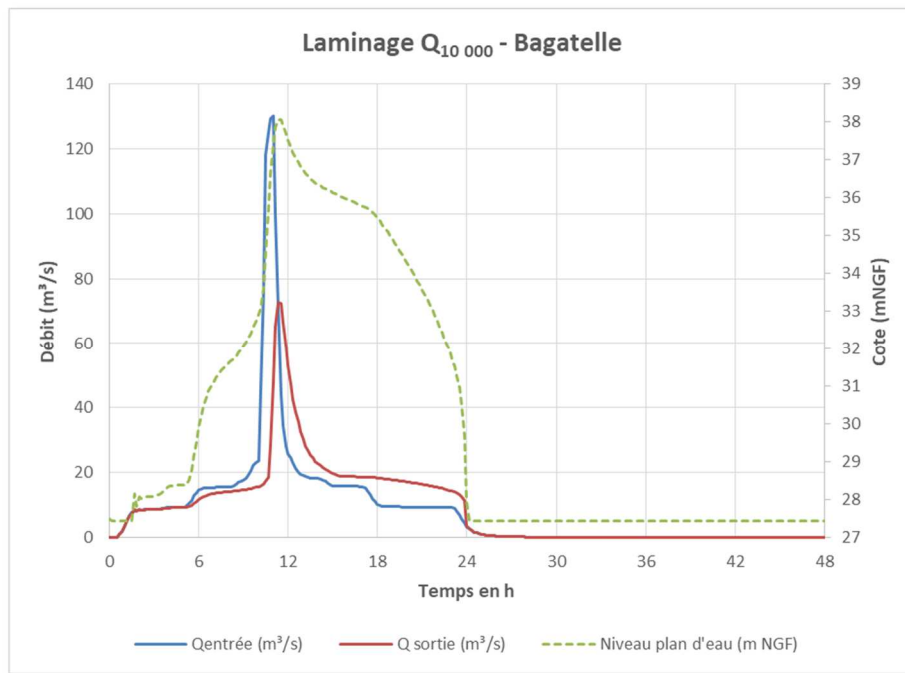


Figure 4 : Calculs de laminage – $Q_{10\,000}$ Bagatelle

Le débit maximal en sortie est de $69\text{ m}^3/\text{s}$ pour une cote maximale du plan d'eau en situation extrême de $37,96\text{ m NGF}$.

CONCLUSION SUR LE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Au regard de la réglementation actuelle et des recommandations du CFBR, le barrage de Bagatelle, de classe C, est caractérisé par une crue de projet d'occurrence 1 000 ans. Trois situations de référence sont alors analysées :

- La situation rare pour la crue de projet (cote des Plus Hautes Eaux – PHE - correspondant à une crue $T = 1\,000$ ans) ;
- La situation exceptionnelle (cote PHE augmentée du run-up lié au déferlement des vagues généré par un vent de période de retour 50 ans) ;
- La situation extrême (crue de période de retour 10 000 ans, atteinte de la cote de danger).



Le tableau ci-après synthétise les résultats pour les trois situations de référence dans le cas du barrage de Bagatelle.

Situation de crue	Caractéristiques	Cote maximale
Situation rare	Crue 1 000 ans	36,87 m NGF (PHE)
Situation exceptionnelle	Crue 1 000 ans + vent 50 ans	37,85 m NGF
Situation extrême	Crue 10 000 ans	37,96 m NGF

Tableau 4 : Synthèse des résultats en termes de cotes maximales pour les différentes situations de référence

In fine, la cote des PHE a été fixée à 37 m NGF. La cote de crête du barrage à 38 m NGF.

Le tableau ci-dessous résume par ailleurs tous les calculs de laminage réalisés pour le barrage de Bagatelle :

Période de retour	Débit de pointe en entrée (m ³ /s)	Débit spécifique (m ³ /s/km ²)	Débit de pointe en sortie (m ³ /s)	Cote maxi. dans la retenue (m NGF)	Temps de remplissage (heures)	Temps de vidange (heures)
10	28	8.8	15.3	32.56	2	2
30	38	11.9	16.5	33.66	2	3
100	64	20.0	18.7	35.77	3	6
1 000	96	30.0	34	36.87	5	10
3 000	116	36.3	53	37.50	6	12
10 000	130	40.6	69	37.96	9	13
33 000	161	50.3	98	38.66	10	15

Tableau 10 : Calculs de laminage (barrage de Bagatelle)



TESTS DE SENSIBILITE

Compte tenu du fort pouvoir de laminage de la retenue (y compris pour les crues de projet et extrêmes), il nous a semblé opportun de mener quelques tests de sensibilité au sujet de la pointe de l'hydrogramme de projet. Pour ce faire, nous avons testé des pluies dont la pointe a été moyennée sur un pas de temps de 6 h. Les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Période de retour	Débit de pointe en entrée (m ³ /s)	Débit spécifique (m ³ /s/km ²)	Débit de pointe en sortie (m ³ /s)	Cote maxi. dans la retenue (m NGF)
1 000	28	8.8	22.5	36.33
10 000	39	12.2	38.4	37.03

Tableau 11 : Calculs de laminage - tests de sensibilité (barrage de Bagatelle)

De manière logique, les débits de pointe et les laminages associés sont significativement plus faibles que pour les pluies de projet de base qui sont plus « pointues ». Les niveaux du plan d'eau obtenus dans le cadre de ces tests sont également en retrait de ceux calculés précédemment.

Par ailleurs, nous avons effectué un calcul de laminage de la crue de projet Q₁₀₀₀ en considérant le pertuis partiellement obstrué (situation extrême). En effet, contrairement au barrage de Plaine, le pertuis draine des débits assez importants en comparaison de ceux drainés par l'évacuateur de surface :

- Perte de débitance de 30 % du pertuis pour la Q₁₀₀₀ (recommandation CFBR) : 37,21 m NGF,

La cote atteinte pour une perte de débitance de 30% est très en retrait de la cote atteinte pour la Q_{10 000}.

4.1.2 Fondation et fond de fouille de l'ouvrage

Le substratum marno-calcaire est affleurant sur les versants et dans le lit du ruisseau des Tines (m1C : calcaire lacustres de Bages avec joint marneux).

Il est masqué en fond de vallée par des terrasses alluviales (alluvions et colluvions argilo-caillouteuses) constituées globalement par :

- 40 cm de terre végétale en moyenne ;
- Des limons plus ou moins caillouteux et/ou sablo-argileux dont l'épaisseur est variable entre quelques centimètres côté rives et pouvant atteindre plus de 6 m dans l'axe de l'ouvrage.

L'assise du barrage sera située au sein de ces matériaux en partie centrale et sur le substratum affleurant côtés rives. Le substratum présente de bonnes caractéristiques mécaniques et constituera, de ce fait, une fondation de qualité à l'ouvrage projeté. La présence de passages sablo-graveleux avec fines (de type C1B) sous l'emprise du barrage est néanmoins très probable. Pour pallier au risque d'infiltrations d'eau au sein de ces matériaux et à l'interface barrage/fondation, il est prévu :

- de décaisser les formations de surface sur une épaisseur de l'ordre du mètre, sauf si des zones très molles ou saturées sont mises en évidence ;
- de réaliser une clé d'ancrage de 2 m de profondeur afin de s'ancrer au substratum marno-calcaire ;
- de réaliser, au centre de l'ouvrage où le substratum est >6 m /TN, un écran étanche au pied du parement ancré dans le substratum et ainsi de réduire les gradients hydrauliques dans la zone ;
- de réaliser un voile d'injection aux extrémités de l'ouvrage (sur 30 m en RD et 50 m en RG) afin de traiter les fractures/fissures/failles/diaclases/joints du calcaire ;



- de curer soigneusement les fissures et diaclases rencontrées à l'ouverture de la fouille, par jet d'air ou lavage à haute pression ;
- de combler par du béton et ou du mortier les fissures et diaclases mises à jour.

4.1.3 Matériaux et géométrie du barrage

Suivant les quantités disponibles ainsi que la qualité de réemploi (en termes de perméabilités notamment) des matériaux présents au sein de la cuvette, deux options sont envisagées à ce stade pour la constitution du corps de l'ouvrage :

- Profil type n°1 : matériaux limoneux de type A1/B4/B5 issus des terrassements de la cuvette sur sa partie amont (recharge amont) et les matériaux sablo-graveleux de type (C1B3/C1B4/C1B5) sur sa partie aval (recharge aval).
- Profil type n°2 : matériaux d'apport de type A2 en tant que recharge amont, les matériaux limoneux de type A1/B4/B5 issus des terrassements de la cuvette sur la partie centrale (recharge centrale) et les matériaux sablo-graveleux de type (C1B3/C1B4/C1B5) sur sa partie aval (recharge aval).

Pour les deux profils la fondation du barrage sera complétée avec une paroi moulée dans les cas de zone rocheuse plus profonde ou des injections dans les zones de calcaire fracturé. Ces zones seront définies plus précisément lors des essais complémentaires à réaliser pour la phase PRO

Le talus amont sera recouvert d'une couche de rip-rap de 50 cm percolés de terre végétale, avec un nappage supplémentaire de 10cm et ensemencés.

Le talus aval sera recouvert de 20 cm de terre végétale ensemencée.

Les pentes retenues à ce stade sont les suivantes :

- Parement amont : 1V/2,5H
- Parement aval : 1V/2H

Le parement aval comportera une risberme intermédiaire de 4m de large, calées à 34,00 mNGF, revêtue sur 20cm de GNT.

La crête du barrage est calée à 38.00 mNGF, revêtues sur 20cm de GNT. Un muret pare-vagues sera mis en œuvre côté retenue dont la crête a été fixée à la cote 38.30 m NGF. Ce muret en béton (type mur en T) de 30 cm de hauteur pour 40 cm de largeur est présenté dans le cahier de plan (pièce B04.1).

Les estimations des volumes de matériaux nécessaires selon les deux options envisagées sont les suivantes :

- 21 500 m³ de matériaux limoneux, 6 600 m³ de matériaux sablo-graveleux.
- 7 500 m³ de matériaux d'apport A2, 17 000 m³ de matériaux limoneux, 3 600 m³ de matériaux sablo-graveleux.

4.1.4 Crête du barrage

La largeur en crête du barrage a été déterminée à l'aide des formules issues de l'ouvrage *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi – Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) – 2002*.

La largeur en crête est dépendante de la hauteur de la retenue, de l'utilisation de cette dernière mais également du nombre de zones au niveau de la crête pour les barrages zonés.



Dans le cas présent, afin de limiter au maximum les volumes de remblais à mettre en œuvre tout en garantissant une largeur suffisante à sa construction (circulation des engins de chantier) et à son exploitation (circulation d'engins d'exploitation et d'entretien), la largeur de crête a été fixée à 5 m.

4.1.5 Stabilité de l'ouvrage

Les caractéristiques du barrage de Bagatelle étant identiques au barrage de la Plaine en termes de matériaux, pentes et qualité du sol de fondation, mais pour une hauteur plus faible, les calculs menés pour le barrage de la Plaine sont également valables pour le barrage de Bagatelle.

4.2 DESCRIPTION DETAILLÉE DES OUVRAGES ANNEXES AU BARRAGE

4.2.1 Ouvrage de restitution et de vidange

4.2.1.1 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

L'ouvrage de vidange a été dimensionné afin de répondre aux objectifs de réduction de débits exigés par le maître d'ouvrage (crue de projet Q100) : un puits de 1,25 m x 1,25 m a ainsi été adopté.

Le puits est connecté à une conduite aval de diamètre intérieur 2000 mm. Ce dispositif offre la possibilité de visiter et d'inspecter la conduite.

Des calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Flow-3D pour deux cas de figure distincts (RN et PHE) afin de mieux connaître les conditions d'écoulement dans la conduite. L'objectif étant d'obtenir des écoulements à surface libre au moins jusqu'à la cote de RN.

Les figures ci-dessous illustrent ces simulations 3D-CFD :

Niveau de retenue RN = 36 m NGF



Niveau de retenue PHE = 37 m NGF





Figure 29 : Calculs 3D-CFD de la conduite de restitution – barrage de Bagatelle

Ces figures appellent les commentaires suivants :

- les écoulements sont à surface libre pour la retenue normale RN,
- Les écoulements sont très légèrement en charge à l'extrémité aval de la conduite pour les PHE : On pourra s'interroger en phase Projet sur la nécessité de prévoir l'aération de la conduite à l'aval immédiat du pertuis.

4.2.1.2 Description de la solution retenue

L'ouvrage sera constitué d'un pertuis d'entonnement, d'une conduite et d'un ouvrage de rejet.

- Le pertuis disposera d'une grille en entrée qui s'appuiera sur des bajoyers béton. L'ouverture du pertuis sera de 1,25m x 1,25m et se connectera à la conduite. Le cours d'eau en amont immédiat du pertuis sera recouvert d'enrochements libres.
- La conduite sera constituée d'une conduite PEHD annelé de DN2000 enrobé dans un sarcophage en béton armé, selon une pente de 1%.
- L'ouvrage de rejet disposera d'une grille de sortie qui s'appuiera sur des bajoyers béton. L'ouverture sera identique à la conduite. Le cours d'eau en aval immédiat sera recouvert d'enrochements libres.

4.2.2 Évacuateur de crues

4.2.2.1 Description de la solution retenue

Les étapes successives suivantes ont été réalisées afin de dimensionner l'évacuateur :

- Analyse topographique afin de définir le niveau maximal des PHE touchant le moins d'enjeux sensibles possible tout en garantissant un volume suffisant pour l'écrêtement des crues => cette démarche a abouti à une cote proche de 37 m NGF,
- Calage de la cote d'arase du déversoir à une cote proche du niveau atteint par une crue centennale sans déversoir (et ce pour éviter tout débordement prématuré sur l'évacuateur) => cette démarche a abouti à une cote de crête du déversoir de 36 m NGF,
- Réglage de la largeur du déversoir permettant d'évacuer la crue de projet sous la cote des PHE : la largeur du déversoir a été fixée à 10 m afin de pouvoir évacuer la Q_{1000} caractérisée par un débit de pointe après laminage de 34 m³/s sous la cote des PHE (cf. § 4.1.1.2).

Ces démarches itératives (qui ont également pris en compte la vulnérabilité de tous les enjeux aval) ont été initiées durant la phase de faisabilité et complétées en phase AVP. Le choix d'une rehausse du barrage de Bagatelle a notamment été acté entre ces deux phases.

4.2.2.2 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

Les lignes d'eau pour :

- Q_{1000} (96 m³/s en entrée de retenue et 34 m³/s après laminage),
- Q_{1000} + revanche (liée au run-up sur le plan d'eau et à la vitesse d'écoulement sur le coursier),
- $Q_{10\,000}$ (130 m³/s en entrée de retenue et 69 m³/s après laminage),

sont présentées ci-dessous.

Un coefficient de débit de 0,4 a été retenu pour le seuil de contrôle. Dans une démarche conservative, nous avons considéré le pertuis obstrué pour Q_{1000} .

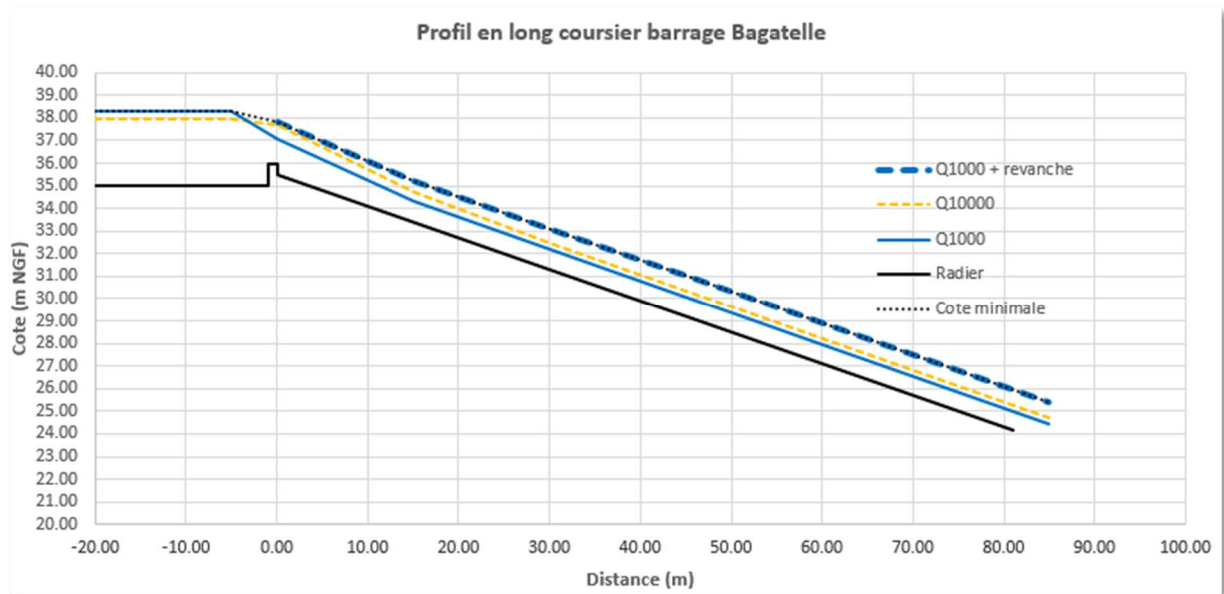


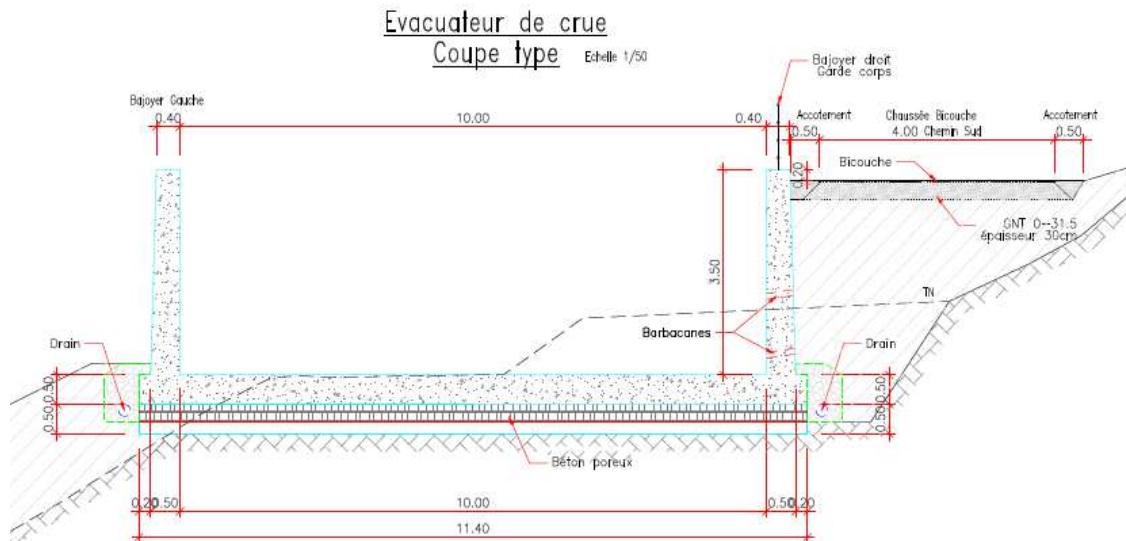
Figure 30 : Profils en long coursier – barrage de Bagatelle

La ligne cote minimale correspond à la cote minimale que doit respecter la crête des bajoyers.

4.2.2.3 Description du génie civil

La coupe type retenue pour l'évacuateur de crue est la suivante :

68



Il est constitué d'éléments de 10m de long, dimensionnés afin de résister au niveau d'eau maximal présent dans l'évacuateur conformément aux modélisations réalisées, ainsi qu'au poids des terres dans le cas majoritaire où l'ouvrage sera vide.

Afin de reprendre les efforts appliqués et dans l'objectif d'optimiser les voiles, un fruit a été appliqué permettant de retenir une épaisseur de 40cm en tête pour 50cm en pied.

Le dispositif de drainage du coursier prévoit la mise en place d'un béton poreux complété de drains positionnés en pied de voile associés à des barbacanes munies de clapet anti-retour afin de permettre d'évacuer les eaux présentes dans le terrain et de fait, limiter les efforts de soutènement.



La semelle fera par définition la même épaisseur que le pied de voile à savoir 50cm.

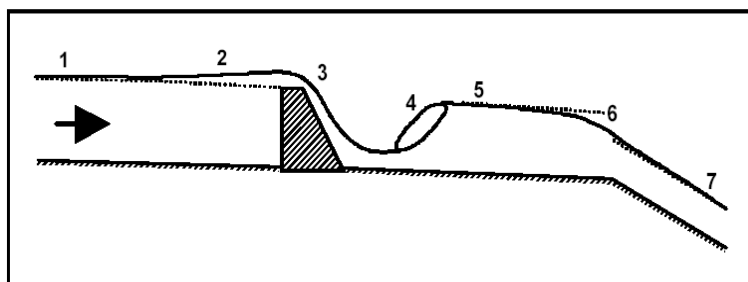
Sur la longueur, la jonction entre éléments de 10m de long se fera au moyen de sabots réalisés sur les éléments à l'aval pour permettre de bloquer les éléments entre eux et limiter le risque de tassement différentiel pouvant engendrer des désaffleurements au droit du fil d'eau de l'évacuateur. Des joints water-stop seront mis en œuvre entre chaque élément pour assurer l'étanchéité inter-éléments.

La jonction entre l'évacuateur de crue et le remblai du barrage sera assurée par la mise en œuvre d'un anti-renard sur l'ensemble des surfaces de contact.

4.2.3 Fosse de dissipation

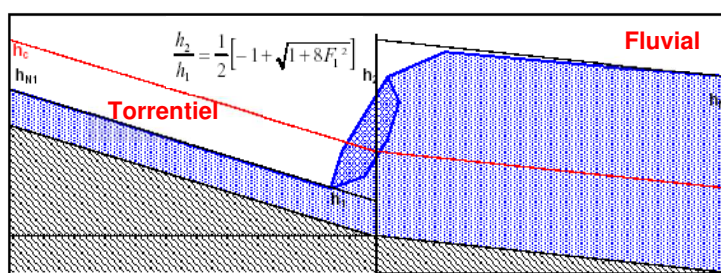
4.2.3.1 Dimensionnement hydraulique de l'ouvrage

Le passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial est générateur de fortes perturbations : le ressaut (cf. schémas ci-dessous). Ce ressaut doit être maintenu stable dans la fosse de dissipation pour la crue de projet.



écoulements uniforme, graduellement varié, rapidement varié.

- 1 : uniforme fluvial
- 2 : fluvial graduellement décéléré
- 3 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 4 : ressaut
- 5 : uniforme fluvial
- 6 : rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel)
- 7 : uniforme torrentiel



Les vitesses calculées en pied de coursier (de l'ordre de 9,2 m/s) aboutissent à une hauteur conjuguée de 2,3 m. La longueur minimale du bassin de dissipation a été estimée de l'ordre de 14 m.

4.2.3.2 Description du génie civil

Le génie-civil du bassin de dissipation est identique au coursier de l'évacuateur de crues à la différence de sa fondation.



En effet, afin de stabiliser le bassin de dissipation vis-à-vis des sous-pressions et des efforts induits par les écoulements dans le coursier, des ancrages (type micropieux) seront réalisés sous le radier des 5 derniers éléments de l'évacuateur (profondeur de 7,50 m).

4.2.4 Chenal de restitution

Le chenal de restitution permettra de restituer les débits transitant par l'évacuateur de crues au Rec de Las Tinos.

Pour cela, le bajoyer rive gauche au droit de la fosse de dissipation comportera une échancrure permettant le déversement des eaux de crues dans le lit du cours d'eau, qui sera revêtu d'enrochements libres dans la zone de connexion.

A noter que le cours d'eau sera reprofilé sur un linéaire d'environ 100m à l'aval direct du barrage. La largeur en fond sera de 2.00m avec des talus à 2 (H) pour 1 (V). Ce terrassement permettra d'assurer la transition entre le pertuis et le raccordement aval sur l'existant.

Sur les zones de plus forte vitesse, les talus seront protégés par des enrochements..

4.2.5 Accès à l'ouvrage et dévoiement des chemins communaux

4.2.5.1 Accès amont

L'accès à l'amont de l'ouvrage se fera via l'actuel chemin communal au sud de l'ouvrage qui sera à la fois maintenu et dévoyé en rive droite de l'évacuateur de crues. Le dévoiement se raccorde en amont du barrage sur le chemin existant qui permettra de revenir jusqu'au pied de talus.

Une piste de pied pourra compléter l'aménagement afin de pouvoir circuler le long de ce dernier et d'accéder au pertuis de vidange pour son entretien.

4.2.5.2 Accès aval

L'accès à l'aval de l'ouvrage se fera via le chemin communal au nord de l'ouvrage qui sera dévoyé en rive gauche du barrage.

Celui-ci permettra d'accéder à la crête de l'ouvrage ainsi qu'à la risberme intermédiaire.

Des aires de retournement sont prévues à l'extrémité rive droite de la risberme et de la crête du barrage.

4.2.6 Local d'exploitation et auscultation

En crête de barrage, il est prévu la mise en œuvre d'un local technique préfabriqué (type local transfo). Ce dernier dispose d'une galerie technique intégrée sous planché flottant afin de faciliter les raccordements et tirage de câble. A ce stade, les équipements prévus et associés à ce local sont :

- une station pluviométrique
- les relevés piézométriques
- les levés limnimétriques pour le débit du ruisseau des Tines et une pour le niveau du barrage
- un anémomètre



- une antenne de télécommunication
- un Sofrel pour renvoi des informations collectées

L'accès au local se fera via un portillon dans une enceinte fermée et clôturée.

4.3 DESCRIPTION DETAILLÉE DE LA DEVIATION DE VOIRIES COMMUNALES

4.3.1 Choix du tracé et catégorie de la route

La création du barrage de Bagatelle nécessite, en préalable, le dévoiement du chemin des fours à chaux et Al Peyrou Bas.

Le tracé retenu prévoit le dévoiement sur un linéaire d'environ 320m en rive gauche et droite en dehors des emprises du barrage chacun des chemins. Au droit du barrage, les voies sont calées au-dessus des PHE du barrage pour ne pas servir de déversoirs, soit la cote associée de 38.30 m NGF.

Ce projet est défini en respect des préconisations de la ville de Narbonne et de leur préférence technique.

4.3.2 Géométrie de l'aménagement

Au niveau de l'axe en plan : le tracé en plan est constitué d'alignements droits, de courbes circulaires.

Au niveau du profil en long, la pente maximum est de 15%.

Au niveau du profil en travers type, la largeur de chaussée est de 4.00m.

Le tracé retenu est présenté ci-dessous :

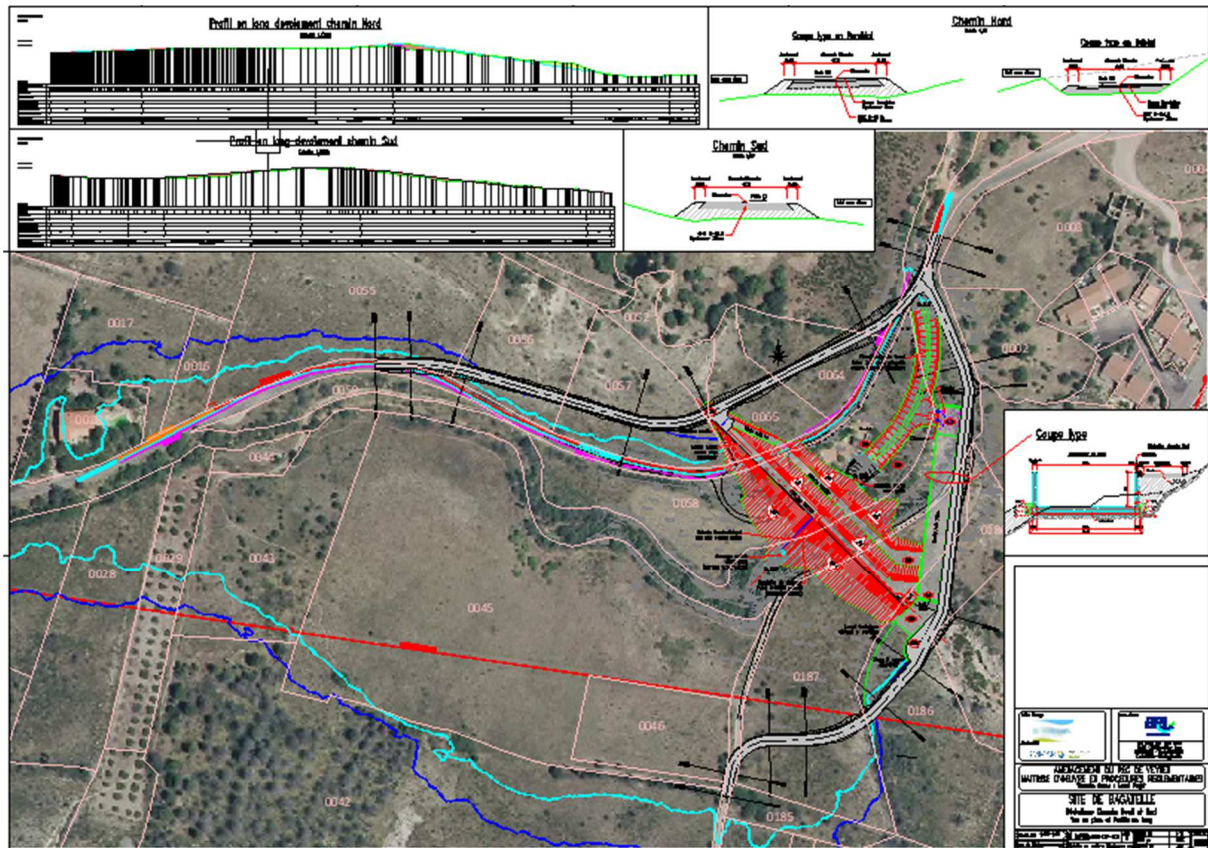


Figure 31 : Déviation des chemins communaux – Tracé retenu

72

4.3.3 Corps de chaussé

L'implantation des nouveaux chemins nécessitera l'extraction 2 000 m³ de matériaux dont environ 60% de rocheux. Ces derniers seront revalorisés via des ateliers de concassage et de criblage. Les matériaux ainsi constitués permettront la réalisation de la couche de forme et de la couche d'assise.

La couche de surface sera constituée de 8cm de Grave émulsion et d'un bicouche. Les accotements seront en GNT.

La coupe type retenue pour la nouvelle chaussée est la suivante :

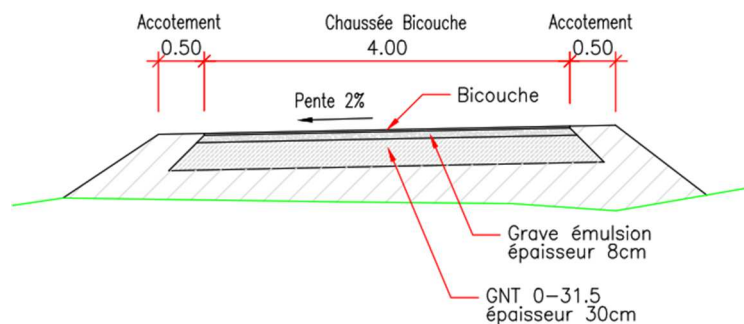


Figure 32 : Déviation des chemins communaux – Profil en travers type

4.3.4 Traitement de la fondation et des talus

Les talus en déblais et/ou remblais auront des pentes à 3H/2V. Sur les zones en remblais, ils seront recouverts de terre végétale et ensemencés.

4.4 AMENAGEMENT PAYSAGER

Voir Note paysagère de l'Agence Turbines.

4.5 IMPACTS FONCIERS

Plusieurs habitations sont concernées par les zones inondées en queue de retenue en fonction de l'occurrence de la crue. Celles-ci devront faire l'objet d'analyse topographiques plus fines et de négociations foncières afin de définir d'éventuelles mesures compensatoires (batardeaux,...).

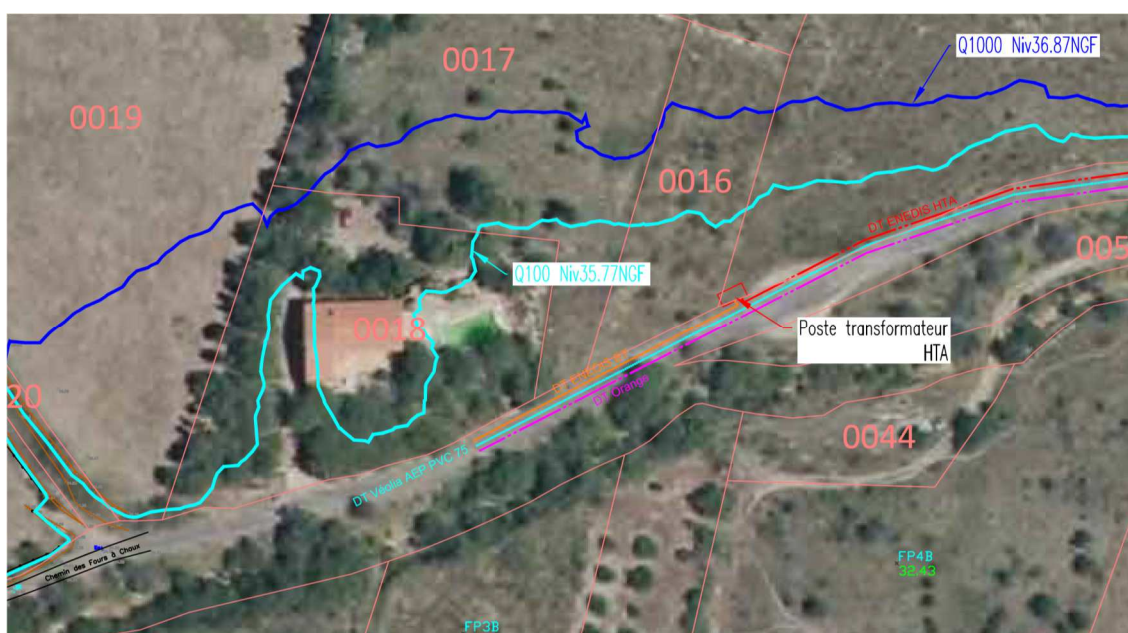


Figure 33 : Habitation 1 impactée par le niveau de la retenue

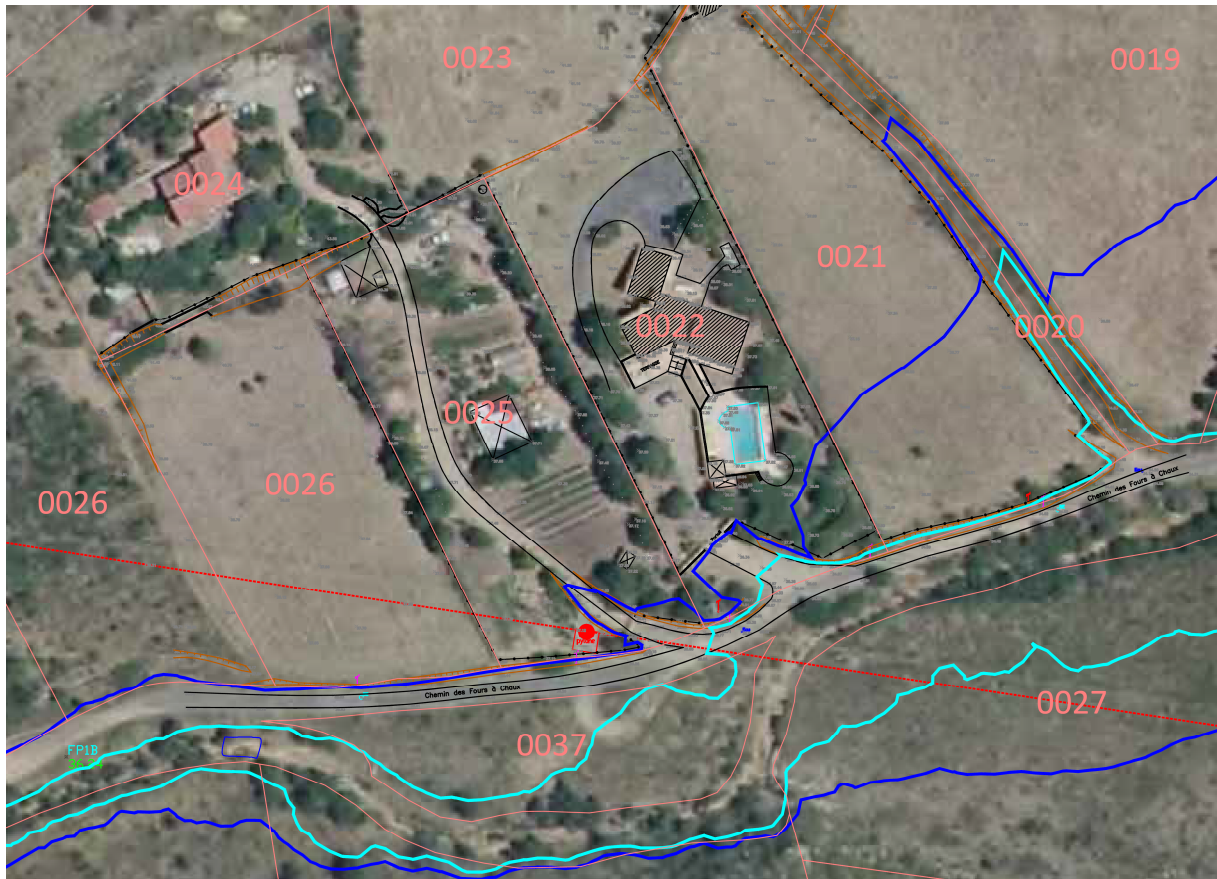


Figure 34 : Habitations 2 et 3 impactées par le niveau de la retenue

74

Enfin une 4^e habitation est concernée quant à elle par la proximité immédiate du barrage en aval.

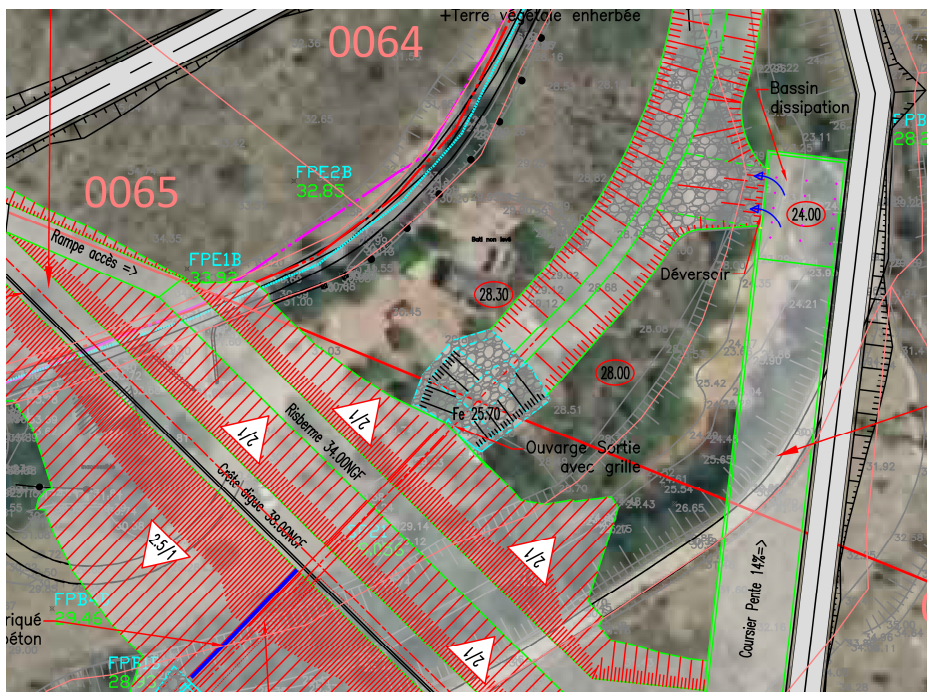


Figure 35 : Habitation 4 impactée par la proximité du barrage



L'impact foncier du projet est différent en fonction du choix du Maître d'ouvrage sur la proposition de réaliser les remblais avec les matériaux du site (si les essais géotechniques complémentaires confirment cette hypothèse) ou de privilégier les matériaux d'apport (afin de minimiser l'impact environnemental). Les surfaces impactées y compris emprises nécessaires aux installations de chantier seraient d'environ :

- 8 Ha si l'emprunt est fait sur site ;
- 4.5 Ha si les matériaux proviennent de carrière.

Le coût des acquisitions foncières n'est pas intégré dans le présent dossier.

4.6 EXPERTISE FAUNE/FLORE

Dans le cadre du projet, la réalisation d'expertise faune/flore a été confiée au cabinet d'études CALIDRIS. Une note d'enjeu a été produite et jointe en annexe du présent rapport.

4.6.1 Synthèse des enjeux

La carte ci-dessous présente une synthèse de l'ensemble des enjeux faune et flore définis sur le site de Bagatelle à partir des inventaires de terrain.

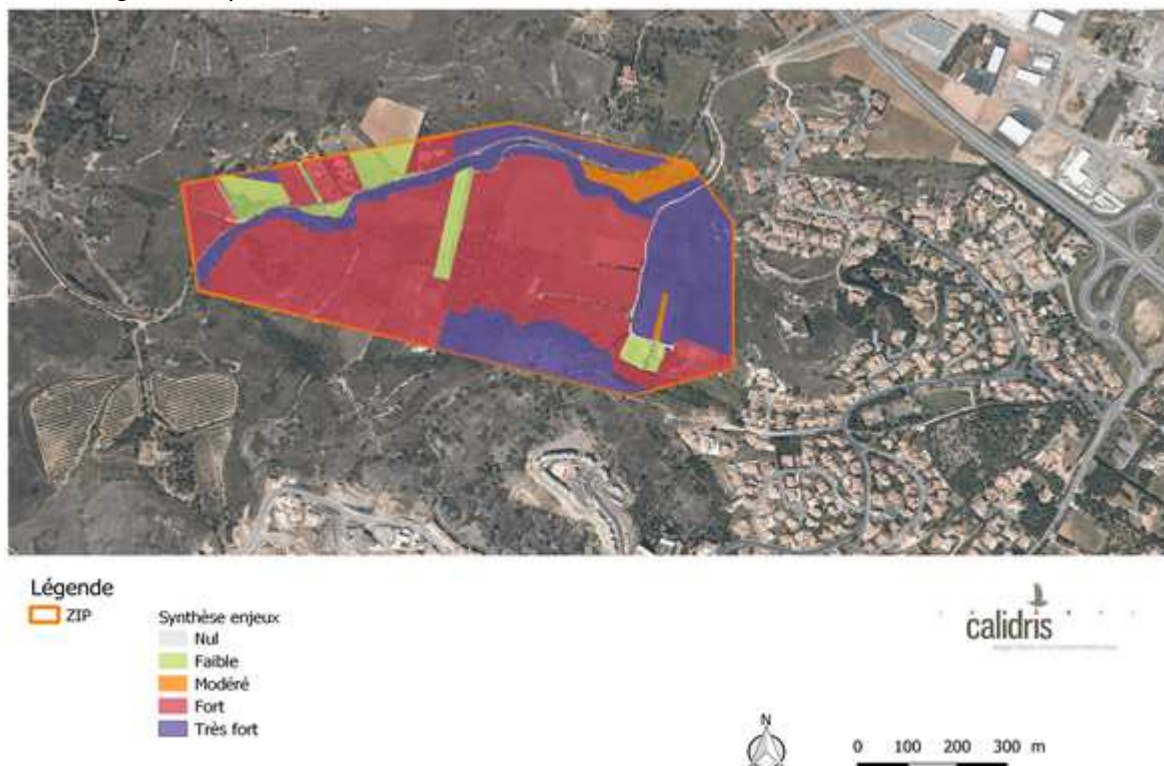


Figure 36 : Synthèse des enjeux sur le site de Bagatelle

Sur le site de Bagatelle, les enjeux sont majoritairement forts à très forts, du fait de la présence d'habitats de garrigues et de friches très favorables aux oiseaux et reptiles notamment. Ces milieux naturels abritent de nombreuses espèces de flore et de faune à haute valeur patrimoniale.



Tableau 12 : Espèces de l'avifaune recensées sur le site et enjeux associés

CD_NOM	Nom commun	Nom scientifique	Annexe I directive Oiseaux	Protection nationale	Liste rouge France			Liste rouge Languedoc-Roussillon	Portée de l'enjeu pour l'espèce			
					Nicheurs	Hivernants	De passage	Nicheurs	Européen	National	Régional	Local
3670	Alouette lulu	<i>Lullula arborea</i>	Oui	Art. 3	LC	NAd		LC	X			
2832	Bondrée apivore	<i>Pernis apivorus</i>	Oui	Art. 3	LC		LC	LC	X			
2887	Busard cendré	<i>Circus pygargus</i>	Oui	Art. 3	NT		NAd	EN	X	X	X	X
4583	Chardonneret élégant	<i>Carduelis carduelis</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	VU		X	X	X
2873	Circaète Jean-le-Blanc	<i>Circaetus gallicus</i>	Oui	Art. 3	LC		NAd	LC	X			
4155	Cisticole des Joncs	<i>Cisticola juncidis</i>		Art. 3	VU			LC		X		
4221	Fauvette pitchou	<i>Sylvia undata</i>	Oui	Art. 3	EN			VU	X	X	X	X
4588	Linotte mélodieuse	<i>Carduelis cannabina</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	NT		X	X	X
3571	Martin-pêcheur d'Europe	<i>Alcedo atthis</i>	Oui	Art. 3	VU	NAd		NT	X	X	X	X
2840	Milan noir	<i>Milvus migrans</i>	Oui	Art. 3	LC		NAd	LC	X			
4571	Serin cini	<i>Serinus serinus</i>		Art. 3	VU		NAd	LC		X		
459524	Tarier pâtre	<i>Saxicola torquatus</i>		Art. 3	NT	NAd	NAd	VU		X	X	X
4580	Verdier d'Europe	<i>Carduelis chloris</i>		Art. 3	VU	NAd	NAd	NT		X	X	X



Comme pour le site de la Plaine, le site de Bagatelle s'inscrit au sein du zonage d'intervention du PNA Aigle de Bonelli et royal, Pie-grièche méridionale à tête rousse qui correspondent à des enjeux majeurs à portée aussi bien régional que national. En ce qui concerne les autres espèces de l'avifaune, les inventaires font état de la présence de 13 espèces concernées par des enjeux de portée variable (Européenne, Nationale, Régionale ou locale) et cumulables pour certaines espèces. Ce détail est présenté dans le tableau joint page précédente.

4.6.2 Préconisations

Les niveaux d'enjeux les plus élevés se concentrent dans les zones de garrigues et la ripisylve du ruisseau de Tines. La rive droite de ce ruisseau présente un lit moyen large (de 80 m en moyenne à plus de 140 m) où les enjeux les plus forts (de niveau 4) concernent l'avifaune et les reptiles. Les inventaires avifaunistiques témoignent d'une présence concentrée principalement au sein de la ripisylve du ruisseau et ses abords immédiats mais aussi en lisière de la plantation de pins. Les zones de friches présentent une richesse relative plus faible.

L'implantation de la digue de barrage nécessite une destruction localisée d'habitats d'espèces (notamment de l'avifaune) et d'espèces protégées de la ripisylve (*Tamarix africana*). Dans le cas d'un prélèvement de matériaux sur site, il convient de cibler la zone de friche correspondant au lit moyen du ruisseau et sur laquelle les enjeux relevés sont un peu moins importants. La création d'un bassin de prélèvement peut prendre la forme d'une zone humide au sein du lit moyen qu'il est possible de connecter au ruisseau pour une gamme de débit qui reste à définir (certainement proche du débit de plein bord). La restitution d'une zone humide peut trouver un intérêt à la fois :

- pour la biodiversité, par la constitution d'une zone humide temporaire qui permettrait par ailleurs de préserver les milieux rivulaires et leurs fonctionnalités ;
- sur le plan paysager, en proposant un aménagement spécifique au sein du vallon.

Comme pour le site de la Plaine, ces orientations encore très générales sont à préciser dans le cadre de la réalisation d'inventaires complémentaires nécessaires pour identifier les enjeux associés aux espèces floristiques notamment celles les plus précoces. Ces inventaires sont indispensables pour bien identifier tous les enjeux et ajuster ces préconisations.

Sur le plan réglementaire par rapport aux espèces protégées, il s'avère que même en recherchant un évitement maximum, la richesse du site impose dans tous les cas la réalisation d'une demande de dérogation pour destruction d'espèces protégées, avec réalisation d'un dossier à portée certainement nationale. En outre, ce projet doit entrer dans le champ des dérogations possibles, mais aussi prendre en compte les dernières jurisprudences en la matière et démontrer (notamment mais pas seulement) l'absence de solution alternative (alternative au projet, à sa localisation, aux modes de réalisation...).

En ce qui concerne de façon plus spécifique les oiseaux, l'impact potentiel permanent peut se matérialiser par une altération ou une destruction d'éléments physiques ou biologiques utiles au repos ou à la reproduction des oiseaux et peut remettre en cause la capacité des espèces à réaliser leur cycle écologique.

La Cours de Justice Européenne considère dans un arrêté de mars 2021 que les mesures de protection que les Etats doivent mettre en œuvre pour les oiseaux, concernent toutes les espèces européennes, sans distinction. Il convient dès lors de considérer que toutes les espèces tombent sous le coup de la Directive Oiseaux.

La suite du projet impose donc de prendre en compte tous ces éléments qui s'avèrent déterminant pour s'assurer de sa faisabilité environnementale et réglementaire.



5 CONSISTANCE DES TRAVAUX DU SECTEUR DU COULOIR ENDIGUÉ

5.1 RECALIBRAGE DU LIT MINEUR

5.1.1 Objectif du recalibrage

L'objectif du recalibrage est de permettre à un événement centennal projeté (comportant donc la mise en place des bassins de Plaine-RD613 et Bagatelle) de transiter dans le couloir endigué sans débordement.

RAPPEL DES CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ

L'analyse de faisabilité s'est appuyée sur un modèle hydraulique Hec-Ras couplé 1D/2D : les lits mineurs étant modélisés par des profils en travers (1D) et le lit majeur par un modèle numérique de terrain (2D).

Sur la base de ce modèle, la **capacité du couloir endigué avant débordement dans état actuel avait été estimée de l'ordre de 40 à 50 m³/s** (proche des estimations des précédentes études).

Le recalibrage du couloir endigué avait fait l'objet d'un dimensionnement afin de laisser transiter la crue centennale sans débordement (**Q₁₀₀ aménagé ≈ 80 m³/s**). Différents tests avaient été menés avec ou sans la reprise des ponts et passerelles (cf. figure ci-dessous).

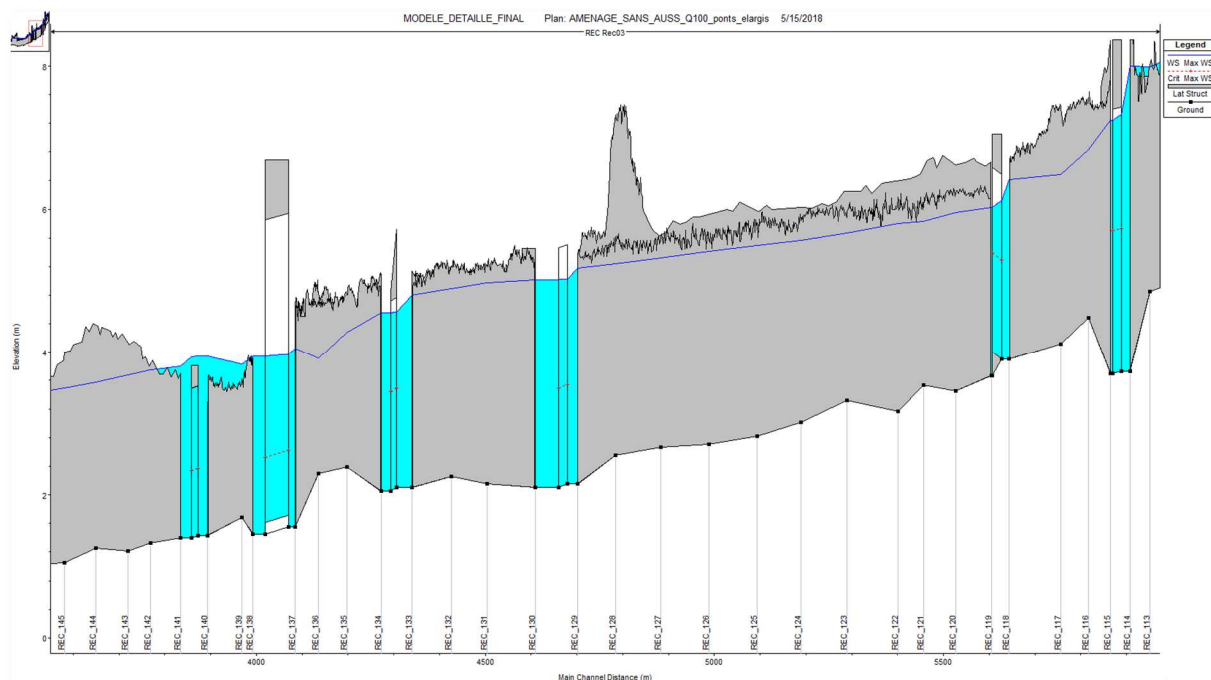


Figure 38 : PL, Élargissement du couloir endigué avec reprise des ponts (yc bassins de Plaine-RD613 et Bagatelle) [Q100] – étude de faisabilité

Il avait à ce titre été retenu de ne reprendre que 3 ouvrages existants entre le pont de la Liberté ([OH1] avenue d'Espagne) et l'Autoroute A9 :

- une passerelle piétonne [OH2],



- le pont des Clercs [OH3] (route de Montfort),
- et un pont goudronné simple [OH4] (chemin de St-Charles).

5.1.2 Principe du recalibrage

L'objectif du recalibrage est de doubler la capacité hydraulique de couloir endigué actuel. Pour cela, la largeur du couloir en pied doit être passée d'une moyenne de 7m actuelle à 15 m.

Afin de minimiser l'impact foncier, il a été fait le choix de privilégier un recalibrage coté rive droite qui présente moins d'enjeux.

Le profil type retenu est le suivant :

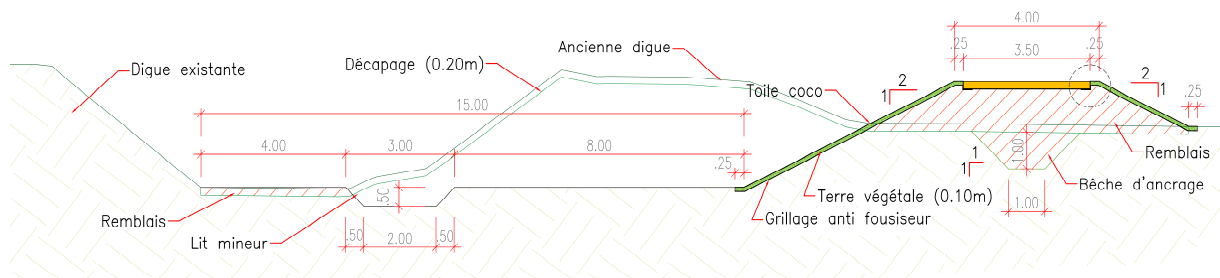


Figure 39 : Profil type du recalibrage – Berge à 2H/1V

Après déconstruction de la digue existante, la nouvelle digue sera reconstituée plus en retrait selon une pente de berge de 2H/1V et une largeur en crête de 4m.

Le calage altimétrique de la digue est calé sur la crue centennale aménagé (80 m³/s) avec une revanche de 30 cm pour garantir l'absence de débordement.

En fonction des enjeux fonciers, la berge rive droite peut être verticalisée au moyen de cages gabions selon le profil type suivant :

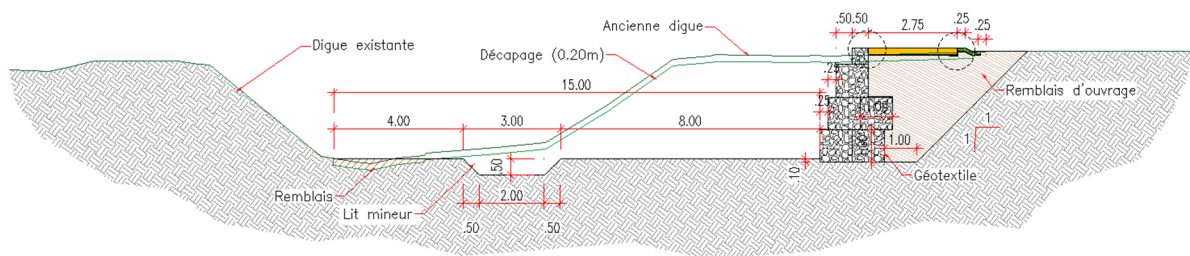


Figure 40 : Profil type du recalibrage – Berge verticale

Enfin, afin de tenir compte d'un scénario extrême, l'aménagement d'un déversoir calé en limite de débordement pour la crue centennale est envisagé côté rive droite selon le profil type suivant :

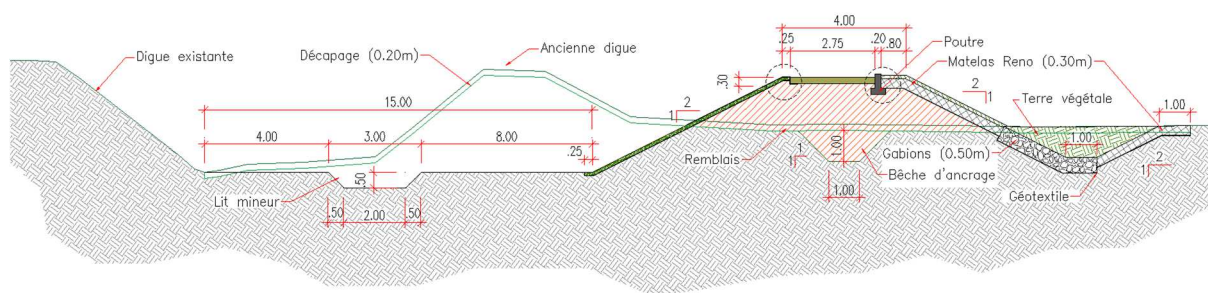


Figure 41 : Profil type du recalibrage – Berge déversante

Une poutre sommitale permettra de contrôler la surverse et faciliter la surveillance de son calage altimétrique. Le déversoir sera équipé d'une station de levé limnimétrique.

Le talus aval sera protégé au moyen de matelas gabions végétalisés et d'une fosse de dissipation qui sera comblée de remblais afin d'éviter la gestion des eaux pluviales en période courante (càd hors crue extrême).

5.1.3 Dimensionnement hydraulique

COMPLEMENTS DANS LA CADRE DE L'AVP

Le couloir endigué du Rec de Veyret dans la traversée de Narbonne avait été modélisé à l'aide de profils en travers. Devant, l'importance de ce secteur dans le programme d'aménagement, il a été décidé dans le cadre de la production de l'AVP de détailler cette analyse en :

- Lançant une campagne de levés topographiques complémentaires sur cette zone,
- Construisant un modèle hydraulique 2D.

METHODOLOGIE GENERALE

Le dimensionnement final du couloir endigué est le fruit d'une approche itérative entre les ingénieurs hydrauliciens et les concepteurs du projet.

Ce sont au total près de 40 simulations bidimensionnelles qui ont été réalisées pour aboutir au dimensionnement final. Ont notamment été réalisées des simulations :

- En état actuel et pour différents états projetés,
- Avec ou non la suppression/reprise d'un ou plusieurs ouvrages de franchissement,
- Avec ou non la réalisation d'un déversoir (pour différentes longueurs),
- Avec ou non des rehausses localisées des digues RD et/ou RG,
- Pour différents débits variant de 30 à 120 m³/s.

5.1.3.1 Présentation du modèle hydraulique

Le modèle a été construit entièrement en 2D à l'aide du logiciel HEC-RAS version 5.0.7.

Le logiciel américain HEC-RAS Transitoire de l'US Army Corps of Engineers autorise la modélisation maillée en régime fluvial, torrentiel ou mixte (les deux), en régime transitoire ou permanent, filaire 1D, 2D et/ou à casiers. Les singularités hydrauliques peuvent également être prises en compte (ponts, buses, clapets asservis ou non au niveau amont ou aval, au débit...).

L'emprise du modèle s'étend sur un linéaire de 2,4 km environ depuis l'amont de la voie SNCF jusqu'à l'aval de l'Autoroute A9.

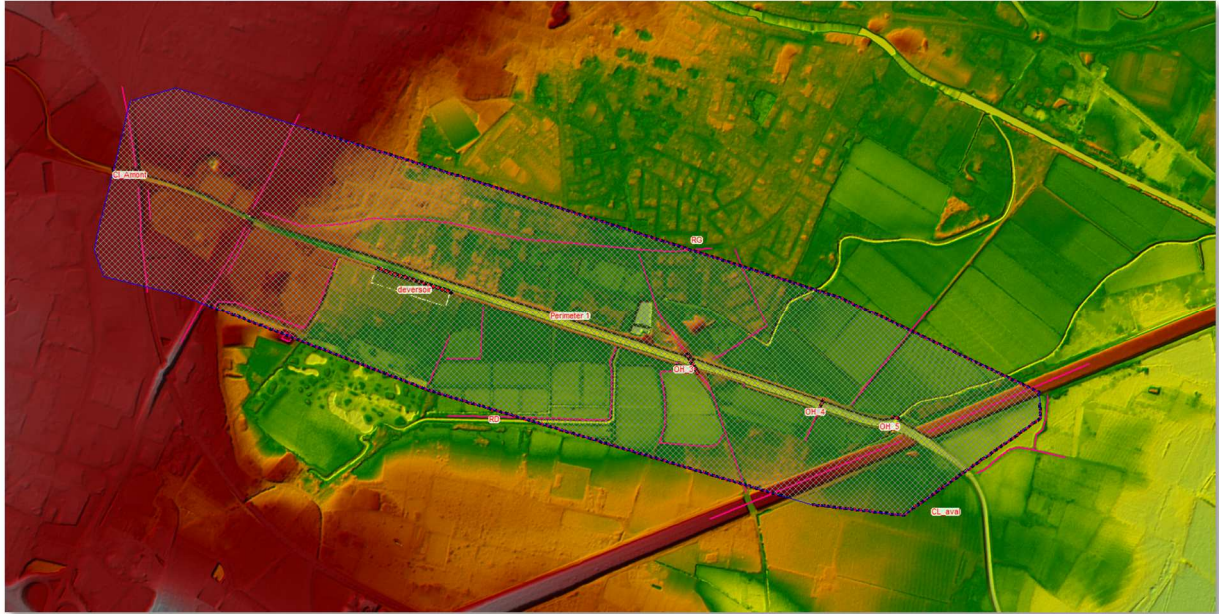


Figure 42 : Emprise du modèle 2D du couloir endigué

Le maillage est caractérisé par des éléments de taille moyenne :

- 1 m en lit mineur,
- 3 m en lit majeur proche du lit mineur,
- 10 m ailleurs.

82

L'ensemble des lignes de rupture/contrainte du terrain naturel ont été intégrées, en état actuel et en état aménagé.

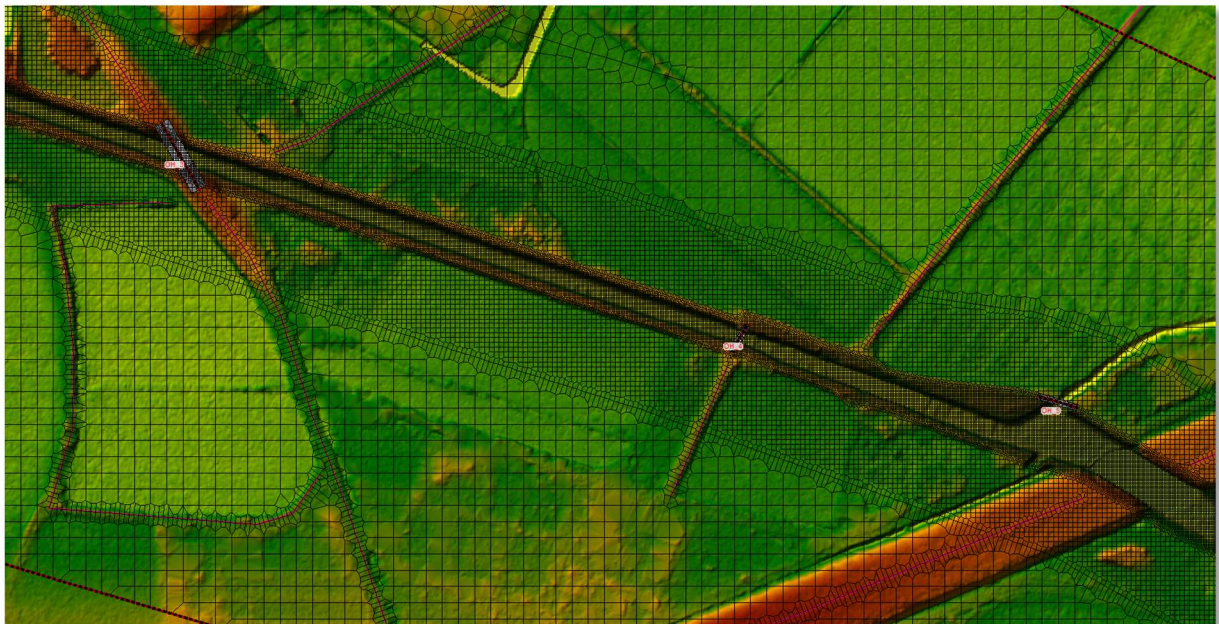


Figure 43 : Détails du maillage du modèle 2D du couloir endigué

Les ouvrages de franchissement ont été intégrés à l'aide de modules dédiés.

La condition limite aval du modèle est issue du modèle hydraulique détaillé de l'étude de faisabilité. La courbe de tarage est insérée ci-dessous :

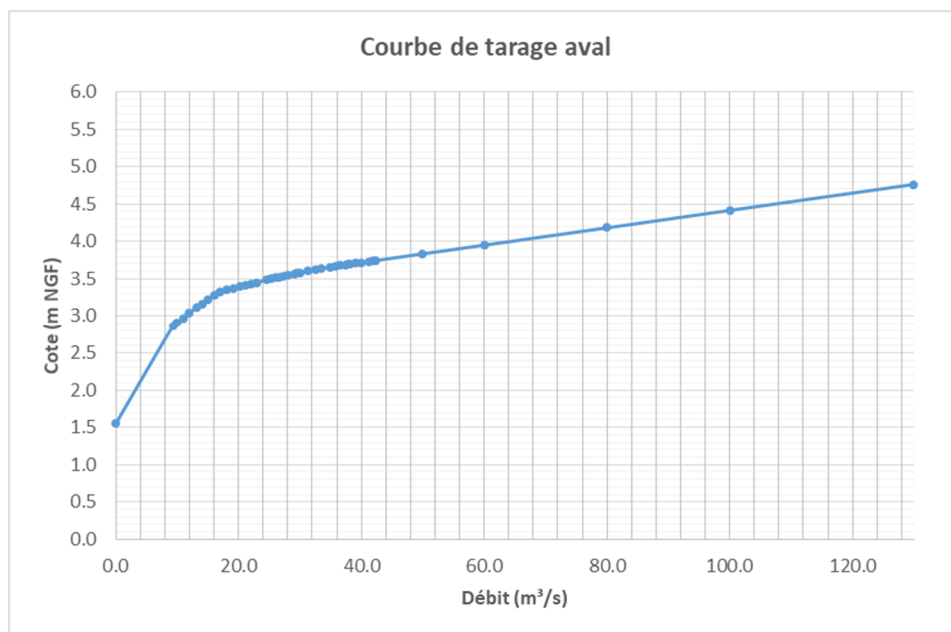


Figure 44 : Condition limite aval – courbe de tarage

Les coefficients de frottement (Manning = 1/Ks) retenus sont illustrés par la figure ci-dessous :

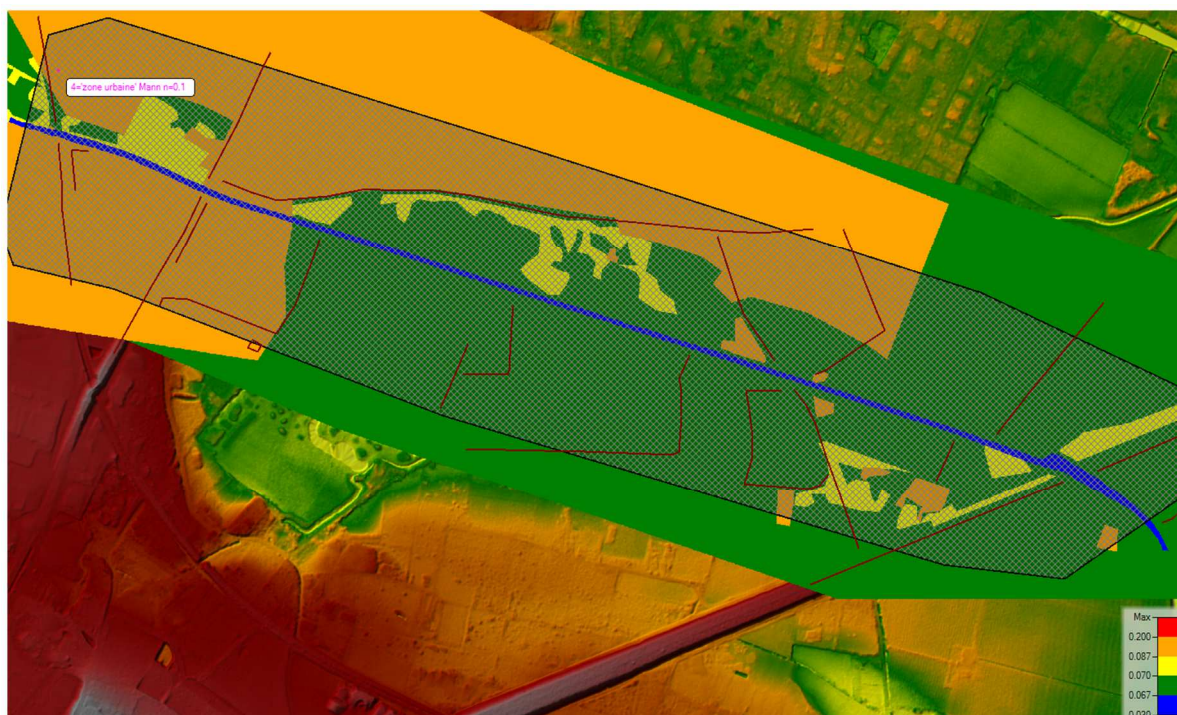


Figure 45 : Coefficients de Manning du modèle 2D du couloir endigué



5.1.3.2 Modélisation de l'état actuel

Le modèle a, dans un premier temps, était exploité en état actuel afin de vérifier la capacité du couloir endigué avant débordement. La topographie est issue :

- De levés topographiques terrestres spécifiques réalisés en 2021 pour ce qui concerne le lit mineur, les endiguements et les ouvrages de franchissement,
- Des différents MNT précédemment exploités pour le lit majeur.

Cette analyse a permis d'estimer à 40 m³/s la capacité du lit mineur en état actuel. Cette valeur est cohérente avec les précédentes approches.

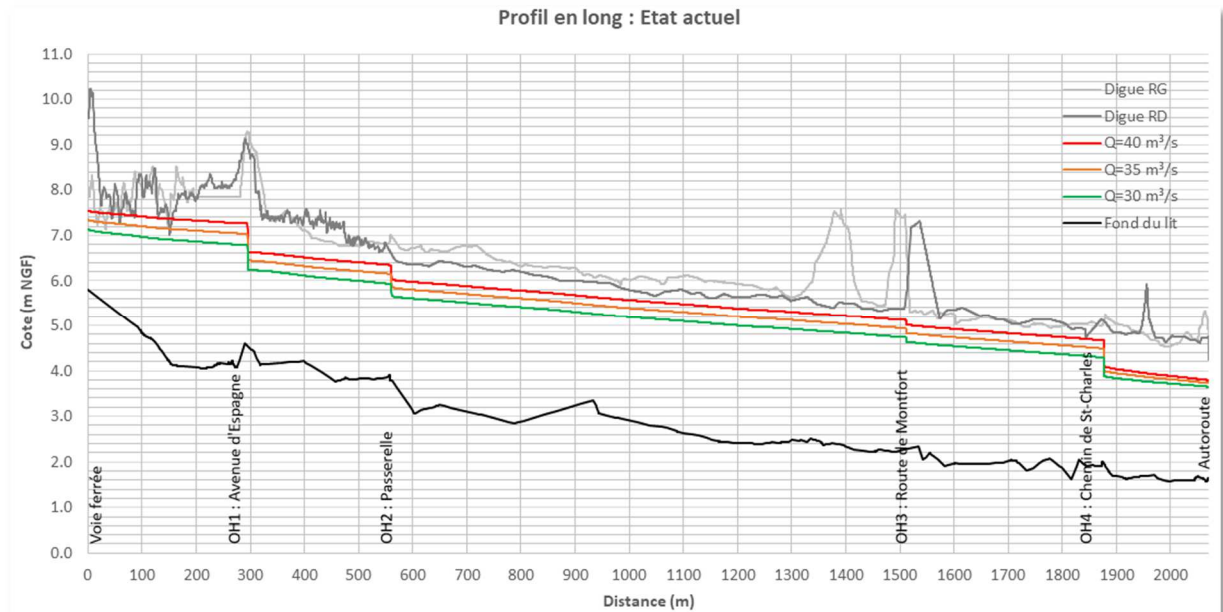


Figure 46 : Etat actuel, profils en long



Figure 47 : Etat actuel, 40 m³/s



5.1.3.3 Modélisation de l'état projeté

HYPOTHESES DE DEBITS

Pour l'état projeté, il a été retenu deux débits lors de la conception :

- **Un débit de 80 m³/s correspondant à un événement centennal en état aménagé** (y compris donc les barrages de Plaine-RD613 et Bagatelle),
- **Un débit de 120 m³/s correspondant à un débit rare à exceptionnel en état aménagé** : une période de retour approximative de 500 ans a été associée à ce débit.

L'objectif a été ensuite de faire transiter:

- **80 m³/s sans débordement dans le couloir endigué,**
- **120 m³/s sans rupture et avec des surverses contrôlées.**

GEOMETRIE

Comme évoqué précédemment, la géométrie finale du couloir endigué projeté, est le fruit d'une approche itérative ayant demandé une 40aine de simulations, notamment dans le but d'optimiser la solution proposée.

La géométrie du modèle hydraulique final respecte en tout point les caractéristiques du projet :

- Mise à jour du profil du canal,
- Adaptation des cotes de crête des digues,
- Implantation d'un déversoir de 200m de long,
- Modification des ouvrages de franchissement (ponts, passerelle...),
- Adaptation des talus des digues selon les contraintes foncière.

N.B : Deux simulations distinctes ont été réalisées avec et sans la reprise du pont de la Liberté ([OH1] avenue d'Espagne).

RESULTATS

Le graphe ci-dessous illustre les résultats des simulations pour la configuration finale (avec ou sans la reprise du pont de la Liberté pour 80 m³/s) :

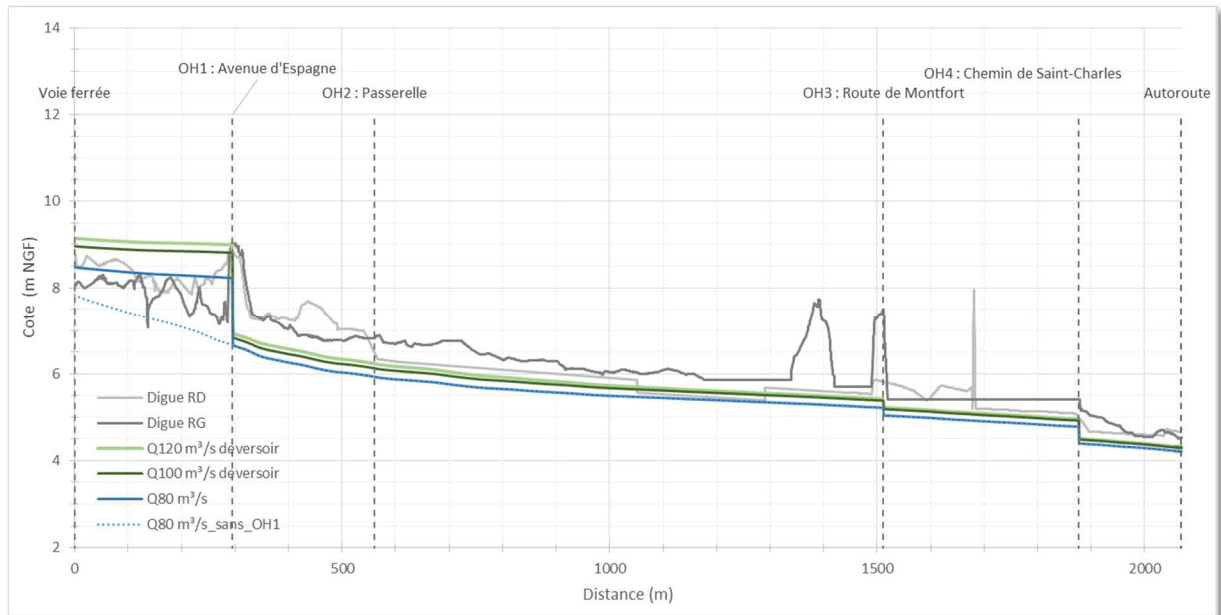


Figure 48 : Etat projeté, profils en long

Les cartes ci-dessous illustrent les résultats des simulations pour la configuration finale (sans la reprise du pont de la Liberté) pour 80 m³/s et 120 m³/s.

- Pour 80 m³/s, on observe une mise en charge du Pont de la Liberté et l'absence de débordement au droit du couloir endigué :



Figure 49 : Etat projeté, 80 m³/s (sans reprise du pont de la Liberté)

- Pour 120 m³/s, on observe :
 - une mise en charge du Pont de la Liberté avec débordement sur l'avenue de l'Espagne et l'Espace de Liberté,
 - une mise en charge de déversoir de crues et l'absence de débordement au droit de la digue rive droite.

N.B. : L'impact de la crue de 120 m³/s sans ou avec déversoir en comparaison avec la ligne d'eau à 80 m³/s est en moyenne de respectivement 38 cm et 23 cm, le déversoir permet ainsi de contenir la crue de 120 m³/s au sein de la revanche prise coté rive droite.

 - De légers débordements de l'ordre de 10 cm coté rive gauche en aval du Pont de la route de Montfort.



Figure 50 : Etat projeté, 120 m³/s (sans reprise du pont de la Liberté, avec déversoir en rive droite)

La reprise du pont de la Liberté permettrait de mettre hors d'eau la majorité des enjeux situés entre ce dernier et le pont SNCF pour un débit de 80 m³/s (cf. figure ci-dessous) :



Figure 51 : Etat projeté, 80 m³/s (AVEC reprise du pont de la Liberté, avec déversoir en rive droite)

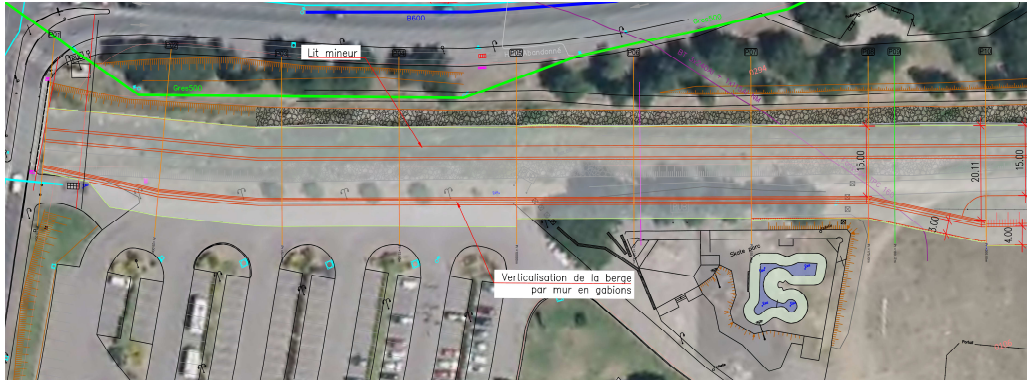
Les coûts et contraintes associés à la reprise du pont de la Liberté (comparés aux enjeux mis hors d'eau) ont toutefois poussé le maître d'ouvrage à ne pas retenir cette solution.



5.1.4 Aménagement en rive droite

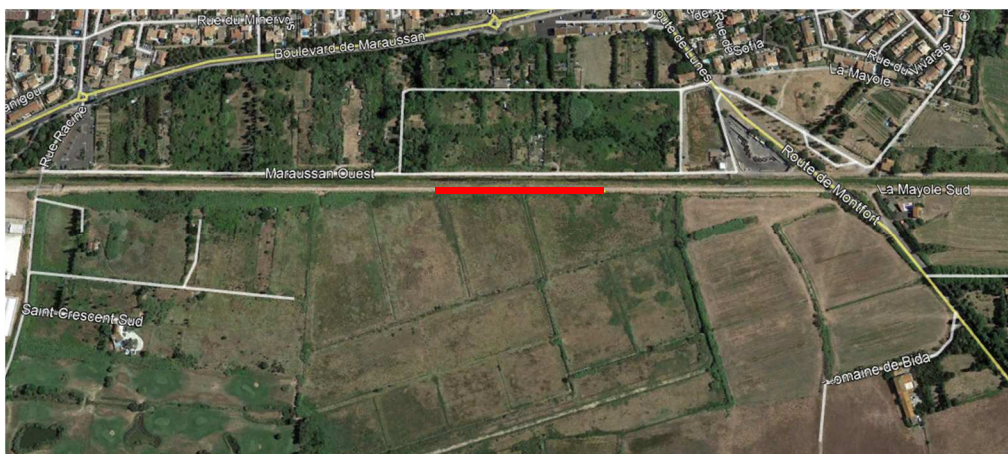
■ Espace de Liberté

Afin de limiter l'impact de recalibrage sur le parking et sur le skatepark de l'Espace de Liberté, le talus de la berge rive droite a été verticalisé (P01 à P08) :



■ Déversoir

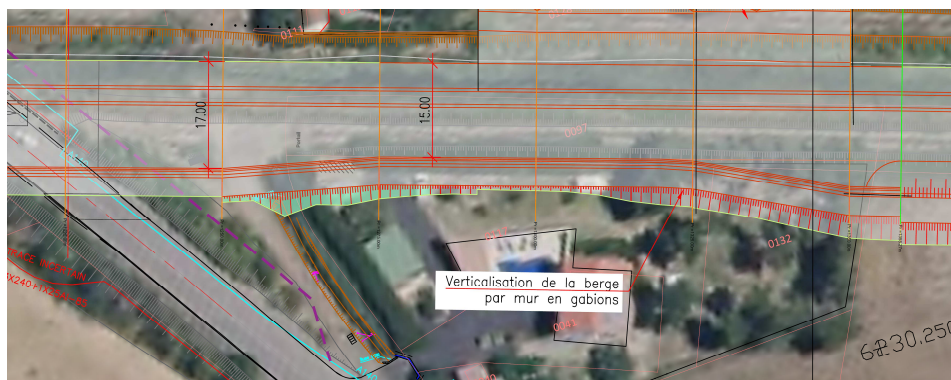
Afin de limiter l'impact du déversement sur les zones habitées situées en rive droite, le déversoir a été positionné entre les profils P32 et P40 :



À noter que le ressuyage de la zone inondée se fera au moyen de deux fossés existant et de deux ouvrages de restitution munis de vannes/clapet anti-retour permettant le retour des eaux au Rec de Veyret. Ces éléments seront précisés dans le cadre du PRO.

■ Habitation en aval du Pont de Montfort

Afin de minimiser au maximum l'emprise des travaux sur la parcelle et les constructions fortement impactées par le projet de recalibrage, le talus de la berge rive droite a été verticalisé :





5.1.5 Confortements en rive gauche

5.1.5.1 Phénomène de surverse

Le graphique ci-dessous représente le profil en long de la crête rive gauche ainsi que les 2 crues simulées, ce qui permet d'observer 4 zones potentielles de surverse :

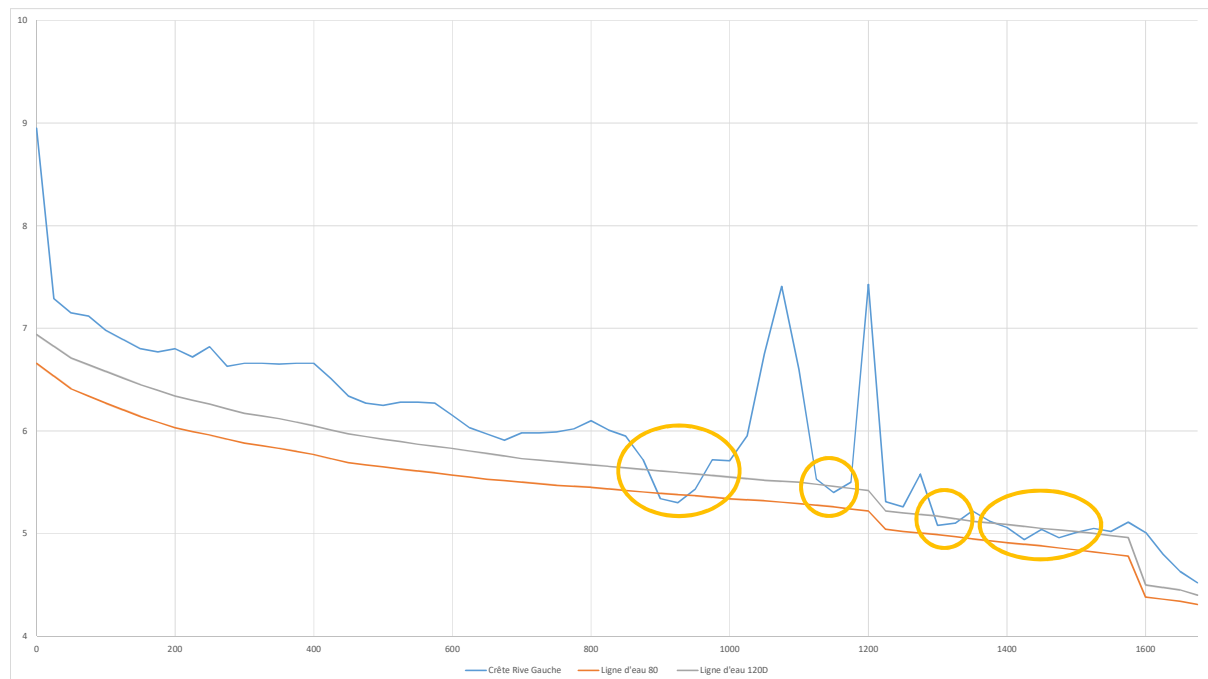


Figure 52 : Identification des zones de surverse préférentielles

■ Point bas engendrant une surverse pour une crue de 80 m³/s

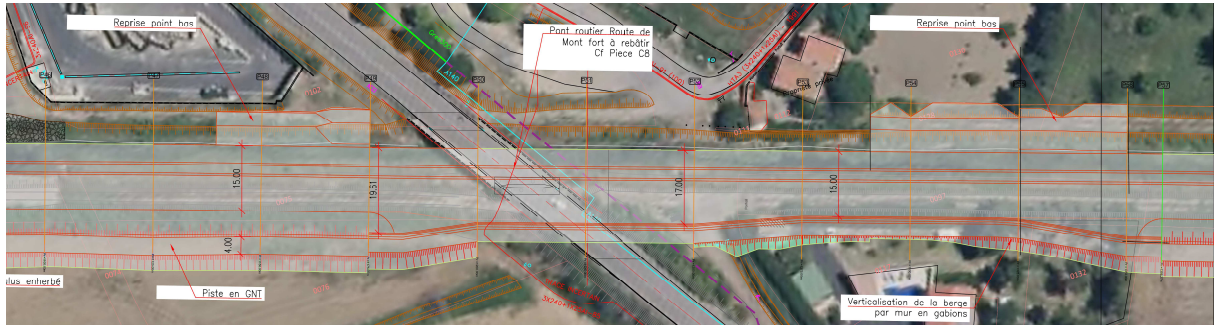
Afin de limiter les débordements pour une crue de 80m³/s, une zone de 50 ml (P27 à P29) doit être rehaussée de 30 à 40 cm à proximité du déversoir. A ce stade des études et en l'absence de reconnaissance géotechnique sur la zone, il est supposé que la digue nécessite une simple rehausse sans reprise du corps de digue. Ces dispositions constructives pourront être précisées en phase PRO suite à la campagne géotechnique à réaliser et en fonction de la décision du Maître d'ouvrage d'engager ces travaux.



■ Point bas engendrant une surverse pour une crue de 120 m³/s



Afin de limiter les débordements pour une crue de 120m³/s au droit d'enjeux, deux zones de 35 ml (P48 à P49) et 60ml (P54 à 56) peuvent être rehaussées d'environ 10 cm à proximité de la déchèterie et de l'habitation en aval immédiat du Pont de Montfort. A ce stade des études et en l'absence de reconnaissance géotechnique sur la zone, il est supposé que la digue nécessite une simple rehausse sans reprise du corps de digue. Ces dispositions constructives pourront être précisées en phase PRO suite à la campagne géotechnique à réaliser et en fonction de la décision du Maître d'ouvrage d'engager ces travaux.

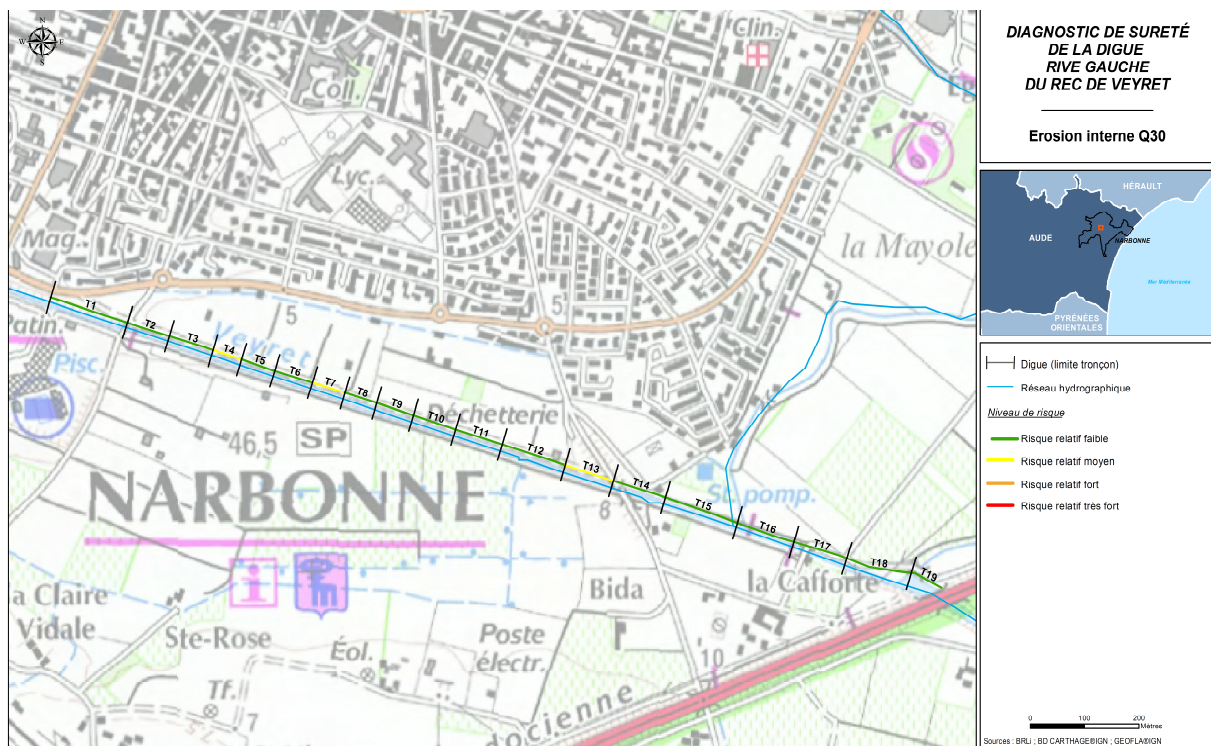


A noter que la 4^e zone de débordement en aval un peu plus éloigné à la route de Montfort (P59 à 63) pourrait nécessiter une rehausse, mais les enjeux semblent limités. Aussi, il est retenu à ce stade des études de laisser la digue en l'état actuel. Ce point pourra être repris en phase PRO en fonction de la décision du Maître d'ouvrage d'engager ces travaux.

5.1.5.2 Phénomène d'érosion interne

L'étude de dangers de 2016 a identifié 3 zones à risque modéré au phénomène d'érosion interne :

90



À ce stade de l'étude et en l'absence de reconnaissance complémentaire, il est prévu de reprendre le talus coté extérieur de ces tronçons afin de drainer la zone sans impact foncier selon le profil type suivant :

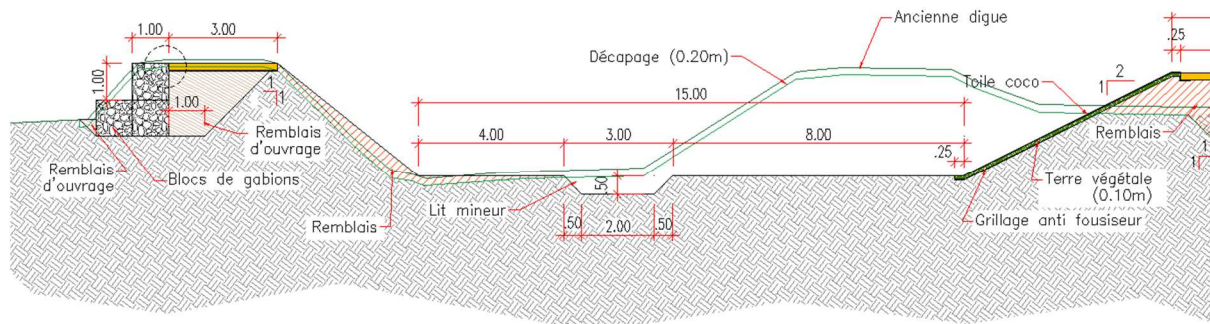


Figure 53 : Profil type du confortement – Reprise talus extérieur RG par cages gabions

À noter que le 3^e tronçon T13 a fait l'objet depuis d'une reprise de la digue jugée peu large lors du diagnostic de 2016. Il est supposé à ce stade ne pas nécessiter de confortement. Cela sera à valider en phase PRO.



5.2 REPRISE DES OUVRAGES EXISTANTS

5.2.1 Passerelle Piétonne

5.2.1.1 Présentation de l'ouvrage

5.2.1.1.1 Localisation

La passerelle piétonne est localisée en aval immédiat du Pont d'Espagne.



Figure 54 : Localisation de la passerelle piétonne

5.2.1.1.2 Existant

La passerelle existante est constituée :

- D'un tablier béton armé réalisé à partir de deux poutres béton armé supportant une dalle de plus faible épaisseur,
- De deux culées dont les fondations sont inconnues à ce jour. Les culées semblent réalisées en maçonnerie sur la partie visible de l'ouvrage.
- De garde-corps métalliques déportés fixés sur la partie latérale des poutres.
- De caillebotis métalliques permettant d'élargir la passerelle et de faciliter les accès aux réseaux latéraux.



Figure 55 : Photos de la passerelle existante



La largeur de la passerelle est de 1.35m entre garde-corps. La largeur de la partie béton armé est de 0.9m. Le profil en long est le suivant :

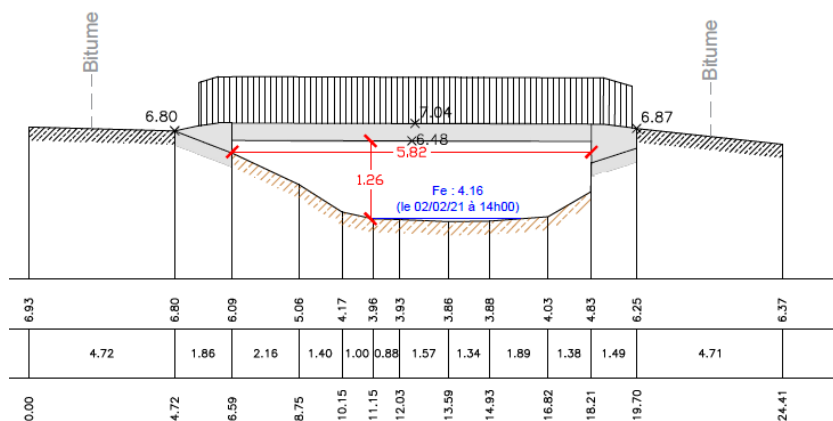


Figure 56 : Levé topographique de la passerelle

5.2.1.2 Hypothèse de dimensionnement

5.2.1.2.1 Géométrie

Afin de répondre aux normes sur les passerelles piétonnes et cyclables, la géométrie retenue se base sur les hypothèses suivantes :

- Largeur de passerelle de 3 m (y compris garde-corps) soit 2.5m utile minimum. Cette distance permet de répondre à l'ensemble des possibilités piétonnes ou cyclables de croisement :

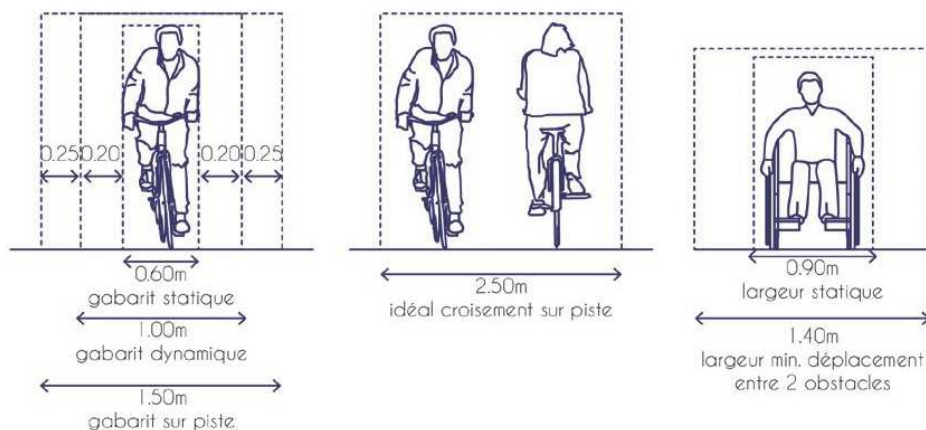


Figure 57 : Gabarit type

- La longueur de l'ouvrage, du fait de l'agrandissement du cours d'eau, doit respecter une portée de 22m. Afin de limiter l'impact sur le cours d'eau en cas de crue (cf. 5.2.1.2.3), et compte tenu des charges limitées (passage piéton uniquement), il a été décidé de ne pas implanter de pile intermédiaire et de rester sur une portée unique.
- L'épaisseur de la passerelle a été définie pour impacter à minima :
 - L'écoulement en cas de crue,
 - Les abords pour éviter les réhausses localisées à proximité de l'ouvrage



5.2.1.2.2 Géotechnique

Conformément à la G2AVP réalisée sur la zone, le modèle géotechnique retenu est le suivant :

Tableau 13: Géotechnique retenue sur la passerelle piétonne

horizon	Facies	Z base couche	γ_h	E_M	pf^*	pl^*	α
		m NGF	kN/m^2	MPa	MPa	MPa	-
H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	6.5	17	-	-	-	-
H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	0	18	4	0.25	0.5	1/2
H2	Limons argileux / argile sableuse à cailloutis	-4	18	9	0.8	1.4	1/2
H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-8	20	60	2.2	4.5	1/3

NB : Ce modèle correspond au modèle géotechnique défini sur le pont d'Espagne à proximité immédiate de notre ouvrage.

5.2.1.2.3 Données hydrauliques

Les modélisations hydrauliques montrent qu'en cas de crue centennale, le niveau d'eau monte à +6.02mNGF. A ce titre, nous avons retenu la cote altimétrique de +6.04mNGF pour la sous-face de la passerelle.

Cette disposition permet de limiter l'impact de l'ouvrage au maximum sur l'écoulement des eaux.

Malgré cela, il a été considéré des efforts d'embâcles sur l'ouvrage en cas de crue, sur une hauteur maximale de 30cm.

5.2.1.2.4 Charges

La passerelle est dimensionnée pour résister aux charges suivantes :

- Poids propre de l'ouvrage :
 - $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$
 - $\gamma_{\text{béton frais}} = 26 \text{ kN/m}^3$
 - $\gamma_{\text{acier}} = 78.70 \text{ kN/m}^3$
- Surcharge piétonne (type LM4 au sens de l'Eurocode) : 5 kN/m^2
- Surcharge induite par un revêtement de finition : 5 kN/m^2
- Surcharge de chantier : 5 kN/m^2 (non concomitante aux autres surcharges).
- Non prise en compte du retrait thermique et de la dilatation de l'ouvrage du fait de la mise en place d'appareils d'appui permettant les déplacements longitudinaux.
- Charge latérale induite par les embâcles (charge accidentelle)

NB : Les efforts induits par la neige et le vent ont été négligé en phase AVP.

5.2.1.2.5 Séisme

La commune de Narbonne est classée en zone de sismicité faible. La catégorie d'importance de l'ouvrage retenue est de I (à confirmer par le maître d'ouvrage).

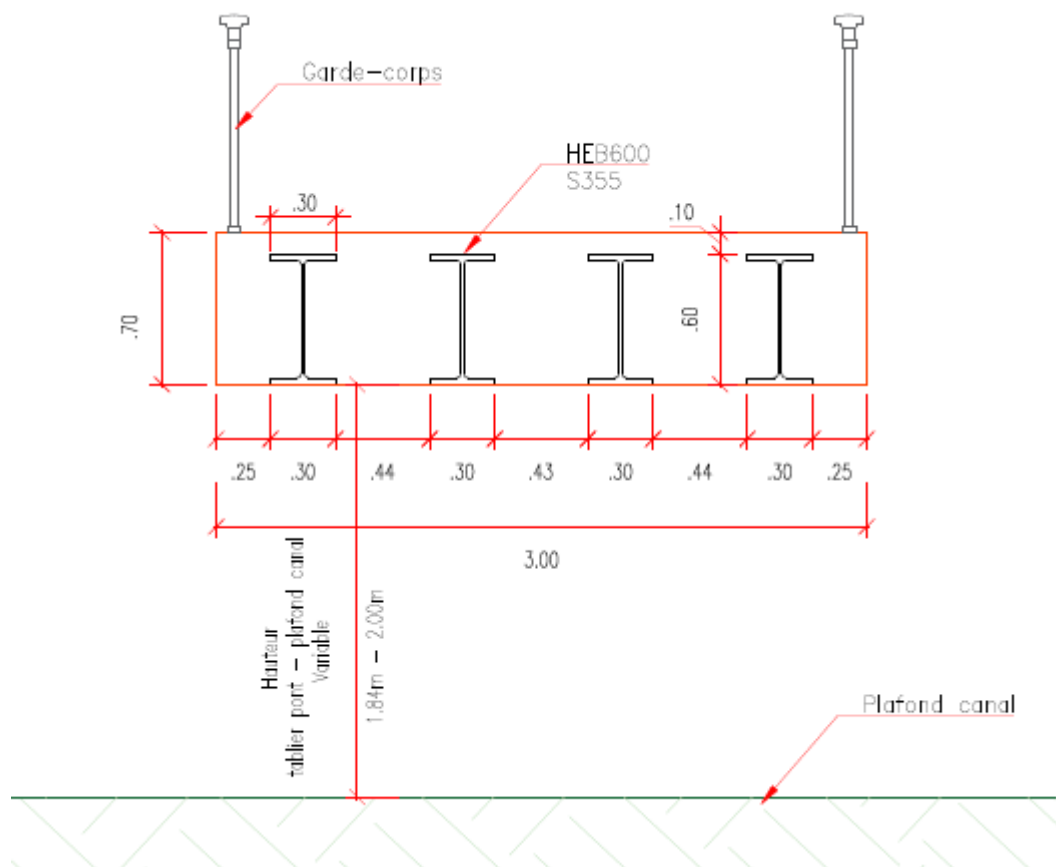
Le séisme est donc négligé pour cet ouvrage.



5.2.1.3 Dimensionnement

A ce stade des études, le choix s'est porté sur une passerelle béton afin de sécuriser la faisabilité technique et financière de l'aménagement. Une variante en bois permettrait de favoriser l'insertion de l'ouvrage dans le paysage. Néanmoins un dimensionnement spécifique sera nécessaire au stade PROJET si ce choix est retenu.

La coupe type de l'ouvrage dimensionné est la suivante :



5.2.1.3.1 Tablier

Afin de limiter au maximum la hauteur de l'ouvrage vu l'allongement de la portée, la solution retenue pour la passerelle piétonne est la mise en place d'une solution de type poutrelle enrobée.

Le tablier de cet ouvrage se dimensionne en deux phases :

- Modélisation des poutres indépendamment reprenant leur poids propre, le poids du béton coulé en place et les surcharges de chantier
- Modélisation du tablier complet en service

Poutre HEB600

MODELISATION

On modélise une poutre HEB600 posée en appui simple sur une portée de 22m pour une longueur totale de 26m.

Cette dernière reprend les surcharges suivantes :

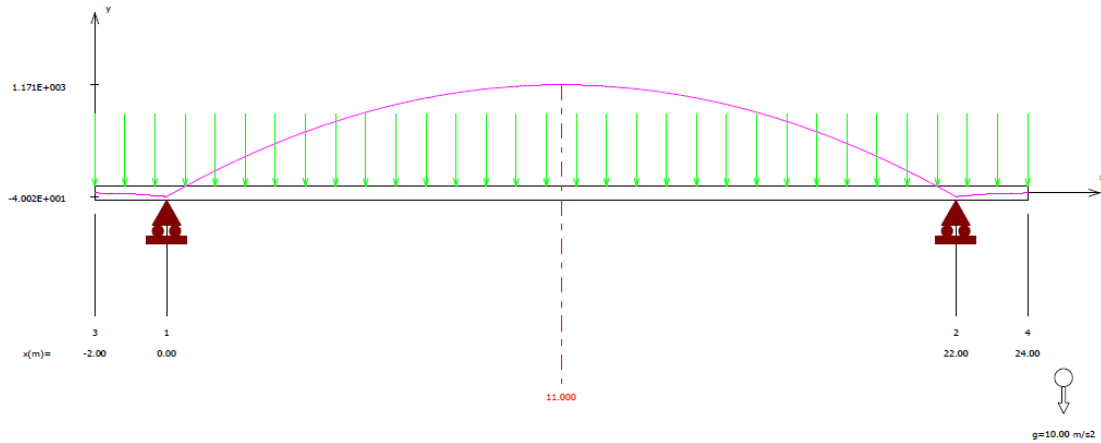


- Poids propre de la poutre
- Poids du béton frais sur une largeur maximale de 0.77m ($0.25\text{m} + 0.3\text{m} + 0.44/2\text{m}$) pour 0.7m par mètre linéaire. Soit 14 kN/ml
- Surcharge de chantier : 3.85kN/ml ($5\text{kN/m}^2 \times 0.77\text{m}$)

La modélisation a été réalisée sur le logiciel RDM7.0 :

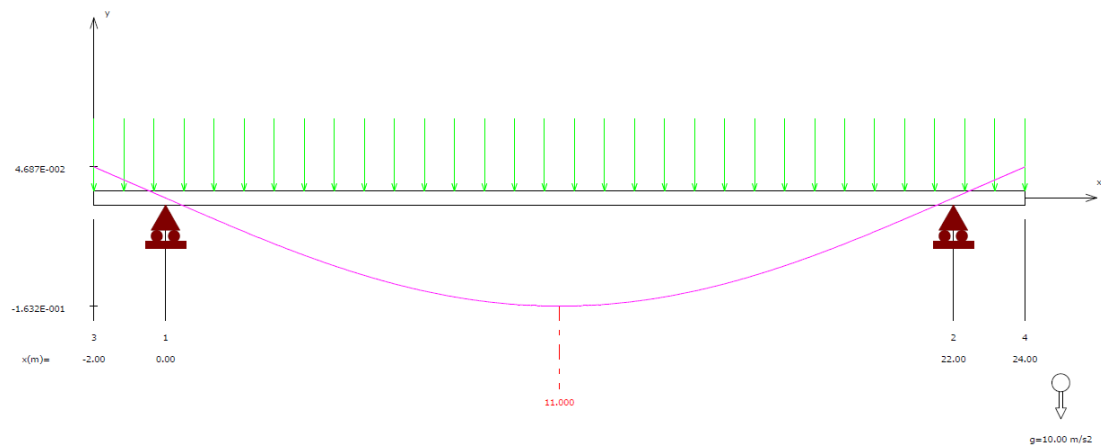
- Moment Fléchissant maximal : 1 171kN.m

Moment fléchissant [kN.m]



- Flèche : 16cm

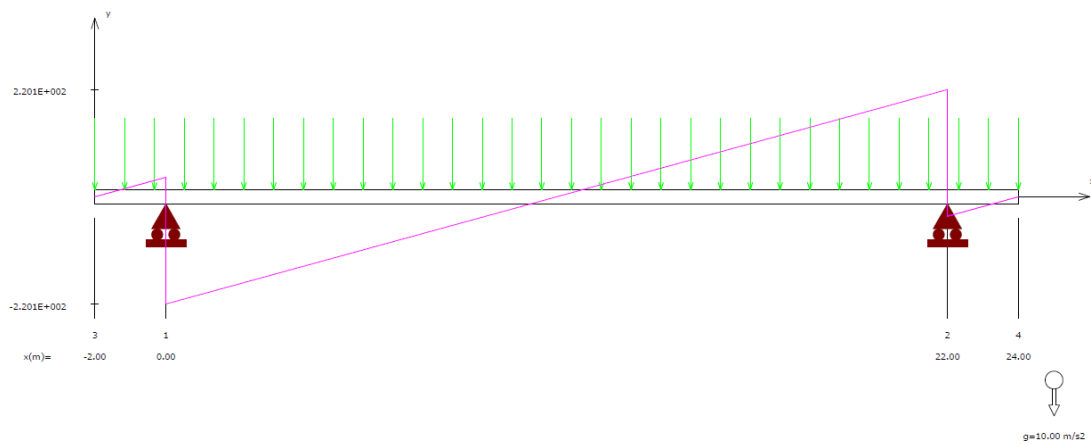
Flèche [m]



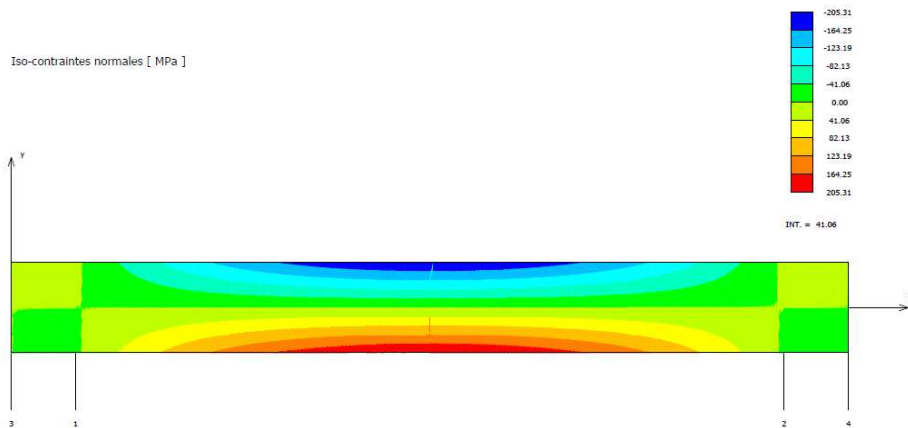


■ Tranchant Maximal : 220kN

Effort tranchant [kN]



■ Contraintes maximales : 205MPa



DIMENSIONNEMENT

Nous vérifions la résistance au moment fléchissant ainsi qu'à l'effort tranchant :



VERIFICATION DU MOMENT FLECHISSANT			
Il convient de vérifier que:			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$			
CALCUL HORS CORROSION			
Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
Classe du profilé étudié	-	-	3
Valeur de calcul de la résistance à la flexion par rapport à y	$M_{c,Rd,y}$	kN.m	2023.99
Valeur de calcul de la résistance à la flexion par rapport à z	$M_{c,Rd,z}$	kN.m	320.22
Valeur de calcul du moment de flexion selon y	$M_{ed,y}$	kN.m	1171.00
Valeur de calcul du moment de flexion selon z	$M_{ed,z}$	kN.m	0.00
Rapport $M_{ed,y}/M_{c,Rd,y}$	$M_{ed,y}/M_{c,Rd,y}$	-	0.58
Rapport $M_{ed,z}/M_{c,Rd,z}$	$M_{ed,z}/M_{c,Rd,z}$	-	0.00
Vérification selon y		≤1 OK	
Vérification selon z		≤1 OK	
VERIFICATION DU CISAILLEMENT			
Il convient de vérifier que:			
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$			
CALCUL HORS CORROSION			
Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
Valeur de calcul de la résistance au cisaillement	$V_{c,Rd}$	kN	2271.11
Valeur de calcul de l'effort tranchant	V_{ed}	kN	220.00
Rapport $V_{ed}/V_{c,Rd}$	$V_{ed}/V_{c,Rd}$	-	0.10
Vérification		≤1 OK	

NB : L'effort tranchant est inférieur à 50% de la résistance de la poutre. Son effet peut donc être négligé.

Les poutres HEB600 sont correctement dimensionnées.

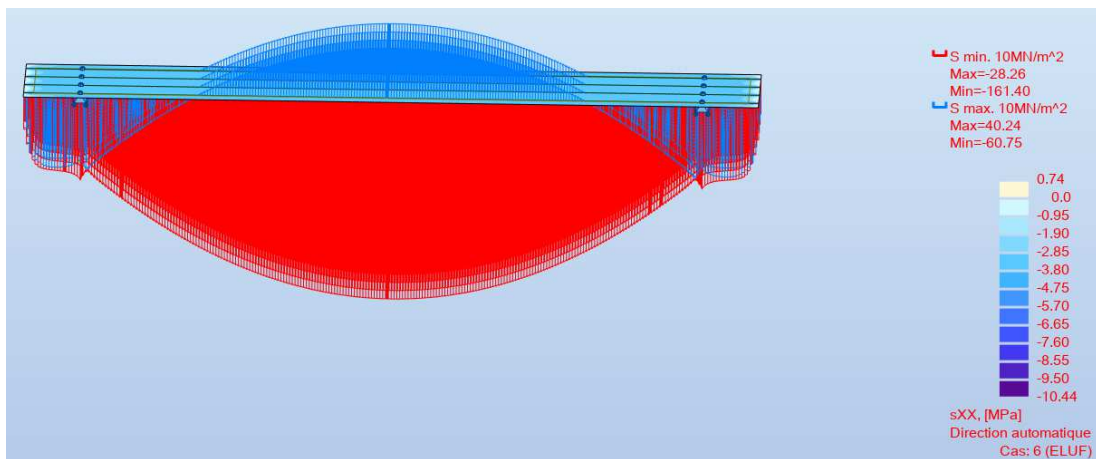
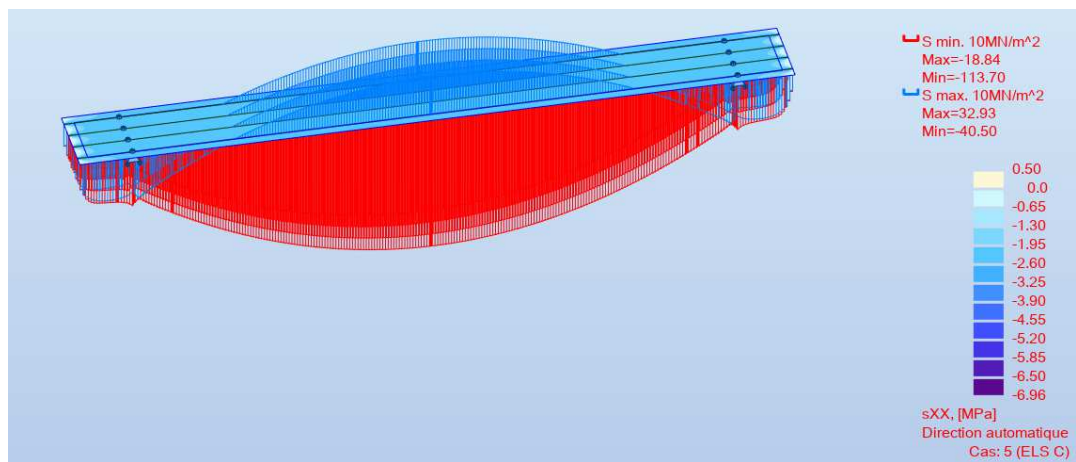
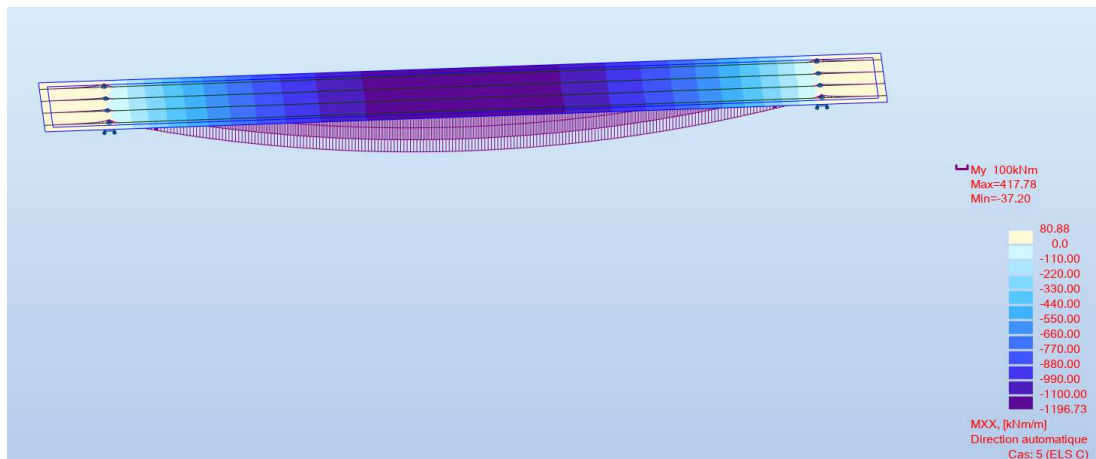
Tablier

MODELISATION

On modélise alors le tablier sur le logiciel ROBOT afin de déterminer les contraintes dans le béton.

On applique les surcharges définies précédemment en respectant les combinaisons définies dans l'Eurocode 2.

A titre, d'exemple, voici les résultats des moments et des contraintes à l'ELS caractéristiques et à l'ELU fondamental :



DIMENSIONNEMENT

La contrainte de compression du béton à l'ELS caractéristique (6.96MPa) est inférieure à la limite de compression maximale admissible (égale à $0.6 \times f_{ck} = 21\text{MPa}$).

La contrainte calculée dans les poutres à l'ELU fondamental est de 161MPa. A ce titre, la contrainte totale dans les poutres est de :

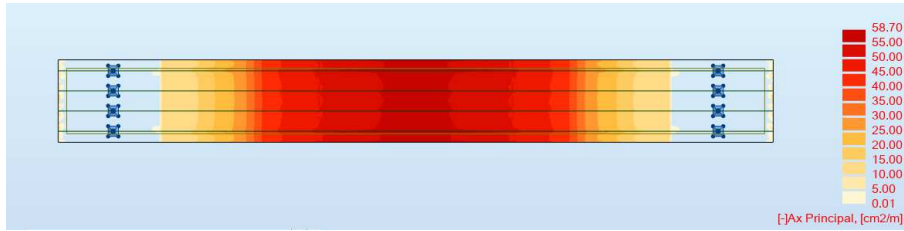
- 205 MPa en phase provisoire
- 161Mpa en phase de service

Soit un total de 365 MPa. La contrainte est jugée acceptable pour les poutres HEB600 S420 (contrainte admissible = 420MPa).

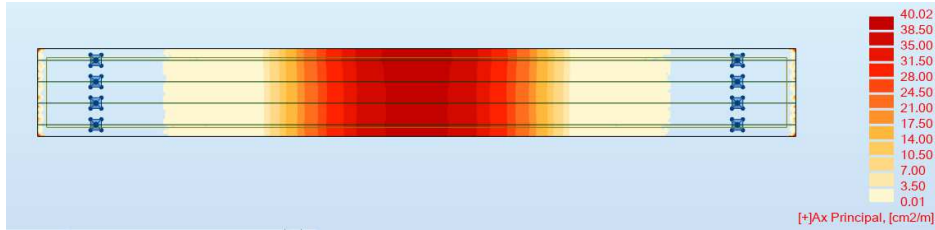


Les ferrillages calculés, afin de respecter une ouverture de fissure de 0.2mm, sont les suivants :

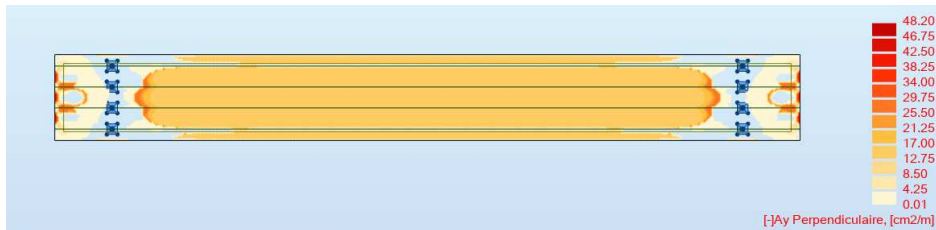
- Nappe longitudinale inférieure



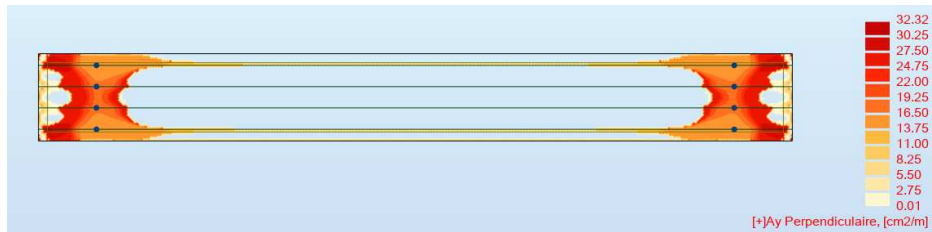
- Nappe longitudinale supérieure



- Nappe transversale inférieure



- Nappe transversale supérieure

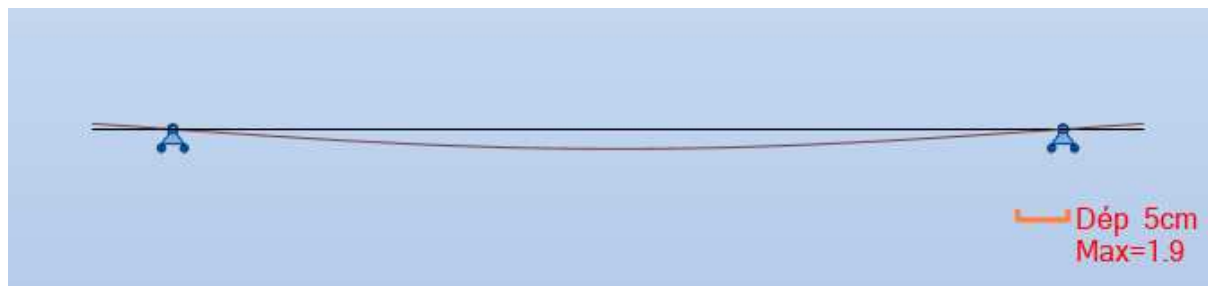


Au total, le ratio d'acier calculé pour cet ouvrage est de 150 kg/m³ hors poutrelles HEB 600.



La flèche est calculée sur la base de la combinaison (PP + 0.5 x LM4).

Le résultat obtenu est le suivant :

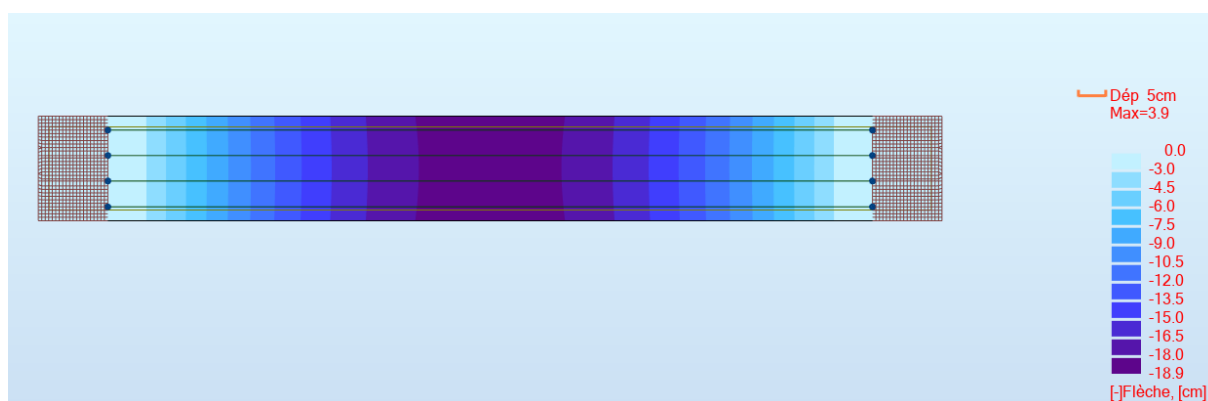


Cette valeur s'ajoute à la flèche calculée en première phase, soit :

- Flèche totale = 16cm + 1.9cm = 17.9cm

On retiendra la nécessité de mettre en œuvre une contre-flèche de 18cm sur l'ouvrage.

NB : Le modèle global fait état d'une flèche de 18.9cm au maximum.



Cette valeur est cohérente et légèrement supérieure car elle est basée sur une charge de foule à 100% (contre 50% dans le calcul de la contre-flèche).



5.2.1.3.2 Fondations

Le calcul des fondations est issu de réactions modélisées précédemment au niveau des appuis :

■ Réactions à l'ELS QP :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
9/ 4 (C)	0.00	0.00	304.86	0.00	0.00	0.00
10/ 4 (C)	-0.00	-0.00	182.46	0.00	0.00	0.00
11/ 4 (C)	0.00	0.00	181.77	0.00	-0.00	0.00
12/ 4 (C)	0.00	0.00	303.68	0.00	0.00	0.00
13/ 4 (C)	0.00	0.00	304.86	0.00	-0.00	-0.00
14/ 4 (C)	0.00	-0.00	182.46	0.00	-0.00	-0.00
15/ 4 (C)	0.00	-0.00	181.77	0.00	-0.00	-0.00
16/ 4 (C)	-0.00	-0.00	303.68	0.00	0.00	-0.00
Cas 4 (C)	ELSQP					
Somme totale	0.00	0.00	1945.55	0.00	-0.00	0.00

■ Réactions à l'ELS C :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
9/ 5 (C)	0.00	0.00	366.09	0.00	0.00	0.00
10/ 5 (C)	-0.00	-0.00	218.95	0.00	0.00	0.00
11/ 5 (C)	0.00	0.00	218.11	0.00	-0.00	0.00
12/ 5 (C)	0.00	0.00	364.62	0.00	0.00	0.00
13/ 5 (C)	0.00	0.00	366.09	0.00	-0.00	-0.00
14/ 5 (C)	0.00	-0.00	218.95	0.00	-0.00	-0.00
15/ 5 (C)	0.00	-0.00	218.11	0.00	0.00	-0.00
16/ 5 (C)	-0.00	-0.00	364.62	0.00	-0.00	-0.00
Cas 5 (C)	ELS C					
Somme totale	0.00	0.00	2335.55	0.00	0.00	0.00

■ Réactions à l'ELU F :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
9/ 6 (C)	0.00	0.00	503.40	0.00	0.00	0.00
10/ 6 (C)	-0.00	-0.00	301.06	0.00	0.00	0.00
11/ 6 (C)	0.00	0.00	299.91	0.00	0.00	0.00
12/ 6 (C)	0.00	0.00	501.38	0.00	0.00	0.00
13/ 6 (C)	0.00	0.00	503.40	0.00	-0.00	-0.00
14/ 6 (C)	0.00	-0.00	301.06	0.00	-0.00	-0.00
15/ 6 (C)	0.00	-0.00	299.91	0.00	0.00	-0.00
16/ 6 (C)	-0.00	-0.00	501.38	0.00	-0.00	-0.00
Cas 6 (C)	ELUF					
Somme totale	0.00	0.00	3211.49	0.00	0.00	0.00

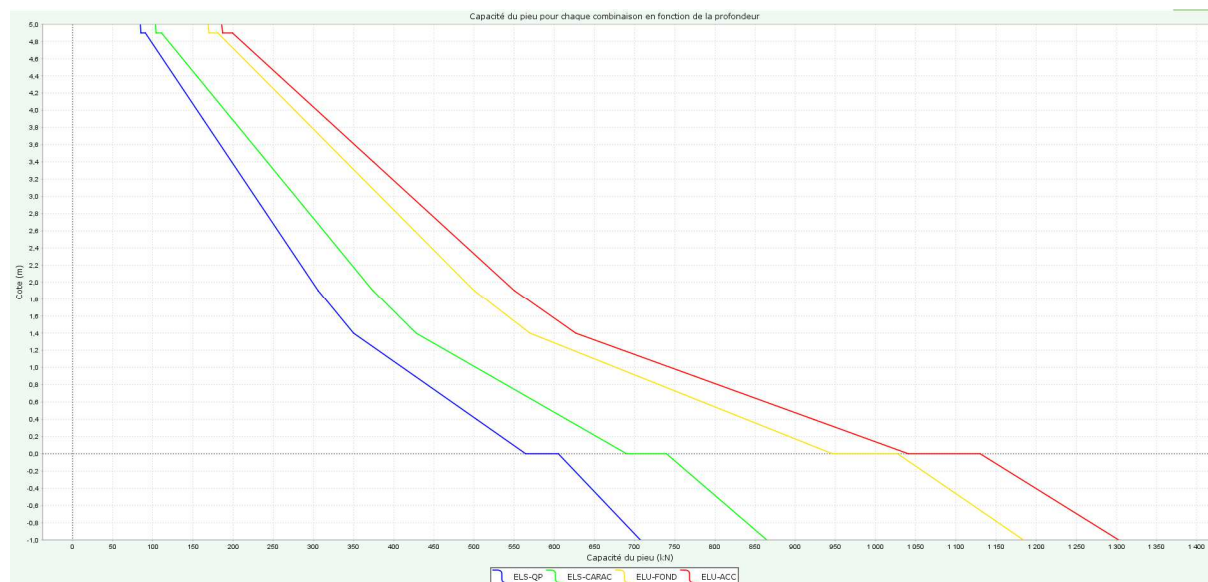
Les réactions sont parfaitement symétriques selon l'axe central transversal du tablier. Ainsi, pour chaque chevette de la passerelle projet, les efforts à reprendre sont les suivants :

- ELS QP : $1945\text{kN} / 2 = 972.5\text{kN}$
- ELS C : $2335\text{kN} / 2 = 1\ 167.5\text{kN}$
- ELU F : $3211\text{kN} / 2 = 1\ 605.5\text{kN}$



En se basant sur les modèles géotechniques définis dans la G2AVP et à l'aide du logiciel FOXTA, les pieux dimensionnés pour reprendre ces efforts sont les suivants :

- Pieux à la tarière creuse $\Phi 800$.
- Deux pieux par chevêtre.
- Profondeur de 6m par rapport à la côte altimétrique de référence (+5mNGF)
- Les capacités de portance par chevêtre sont de :



Soit :

- ELS QP : $700\text{kN} * 2 = 1400\text{kN}$
- ELS C : $850\text{kN} * 2 = 1700\text{kN}$
- ELU F : $1200\text{kN} * 2 = 2400\text{kN}$

NB : Au vu des incertitudes géotechniques existantes à ce stade, un dimensionnement conservatif a été réalisé. Des compléments géotechniques seront nécessaires pour fiabiliser les données.



5.2.2 Route de Montfort

5.2.2.1 Présentation de l'ouvrage

5.2.2.1.1 Localisation

La route de Montfort est située en amont du chemin de Saint Charles



Figure 58 : Localisation de l'ouvrage d'art

5.2.2.1.2 Existant

L'ouvrage existant est constitué :

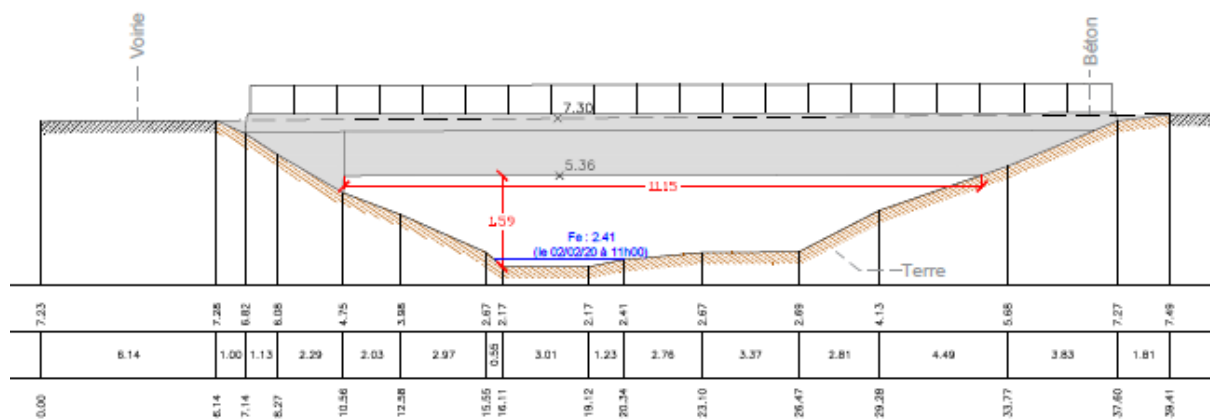
- D'un tablier béton armé surmontant 6 poutres en béton précontraints,
- D'une travée unique entre deux culées dont les fondations sont inconnues à ce jour. Les culées semblent réalisées en béton armé sur la partie visible de l'ouvrage.
- D'une voirie en double sens avec 2 trottoirs munis de garde-corps métalliques.



Figure 59 : Photos de l'ouvrage existant



La largeur est de 11m environ entre garde-corps. Le profil en long est le suivant :



5.2.2.2 Hypothèse de dimensionnement

5.2.2.2.1 Géométrie

L'ouvrage a été dimensionné afin de respecter les contraintes suivantes :

- Largeur de l'ouvrage égale à l'existant soit 11m.
- Longueur de l'ouvrage, du fait de l'agrandissement du cours d'eau, doit respecter une portée de 41m. Au vu de la portée importante, il a été décidé de mettre en place une pile intermédiaire afin de diviser la portée par 2.
- L'épaisseur de l'ouvrage a été définie pour impacter à minima :
 - L'écoulement en cas de crue,
 - L'épaisseur de l'ouvrage sera inférieure au 2m de l'ouvrage existant.

5.2.2.2.2 Géotechnique

Conformément à la G2AVP réalisée sur la zone, le modèle géotechnique retenu est le suivant :

Tableau 14: Géotechnique retenue sur la route de Montfort

horizon	Facies	Z base couche	γ_n	E_M	pf [±]	pl [±]	α
		m NGF	kN/m ³	MPa	MPa	MPa	-
H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	3.5	17	-	-	-	-
H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	-3	18	7	0.2	0.4	1/2
H2	Limons sableux graveleux	-7	18	1.3	0.1	0.15	1/2
H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-10	20	30	1	1.5	1/3



5.2.2.2.3 Données hydrauliques

Les modélisations hydrauliques montrent qu'en cas de crue centennale, le niveau d'eau monte à +5.20mNGF. A ce titre, nous avons retenu la cote altimétrique de +5.88mNGF pour la sous-face de l'ouvrage. Cette cote altimétrique permet de réserver une garde de plus de 50cm et de limiter le risque d'embâcles sur l'ouvrage.

Cette disposition permet de limiter l'impact de l'ouvrage au maximum sur l'écoulement des eaux.

Malgré cela, il a été considéré des efforts d'embâcles sur l'ouvrage en cas de crue sur la pile centrale.

5.2.2.2.4 Charges

L'ouvrage est dimensionné pour résister aux charges suivantes :

- Poids propre de l'ouvrage : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Surcharge véhicule (type LM1 au sens de l'Eurocode) : 10 kN/m^2
- Surcharge induite par un revêtement de finition : 5 kN/m^2
- Surcharge de chantier : 5 kN/m^2 (non concomitante aux autres surcharges).
- Non prise en compte du retrait thermique et de la dilatation de l'ouvrage du fait de la mise en place d'appareils d'appui permettant les déplacements longitudinaux.
- Charge latérale induite par les embâcles sur la pile centrale (charge accidentelle)

NB : Les efforts induits par la neige et le vent ont été négligés en phase AVP.

5.2.2.2.5 Séisme

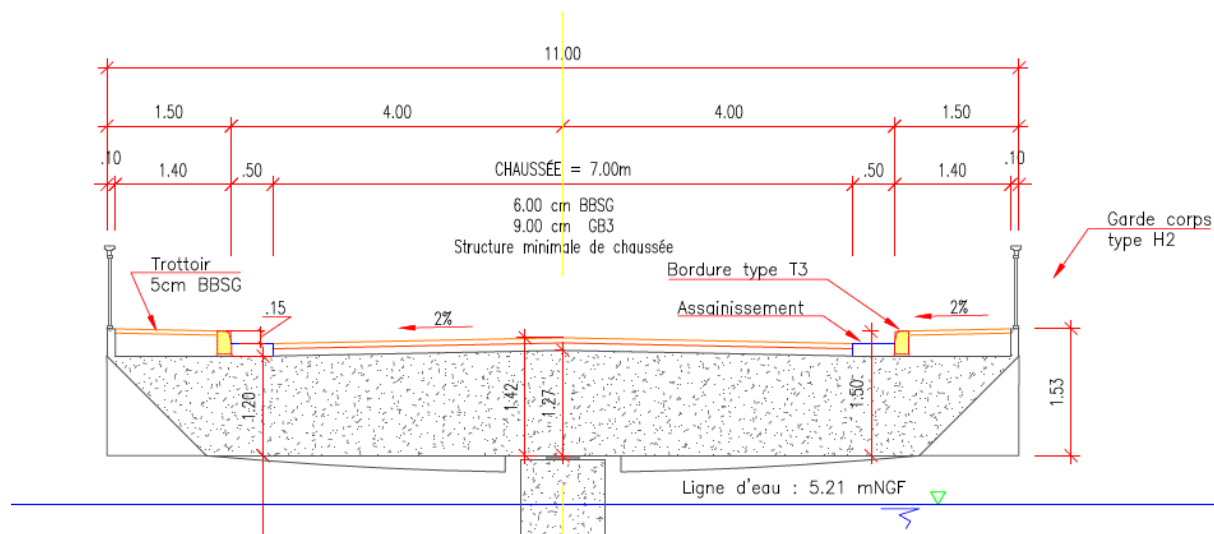
La commune de Narbonne est classée en zone de sismicité faible.

La catégorie d'importance de l'ouvrage retenue est de II (à confirmer par le maître d'ouvrage selon l'ANNEXE 4-4 - Réglementation parasismique nationale de l'Eurocode 8).

Le séisme est pris en compte pour cet ouvrage.

5.2.2.3 Dimensionnement

La coupe type de l'ouvrage dimensionné est la suivante :



5.2.2.3.1 Tablier

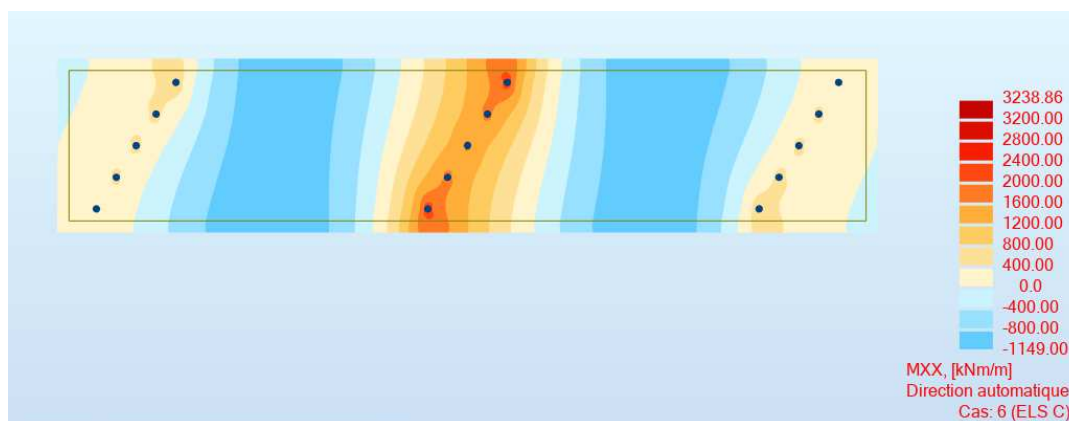
MODELISATION

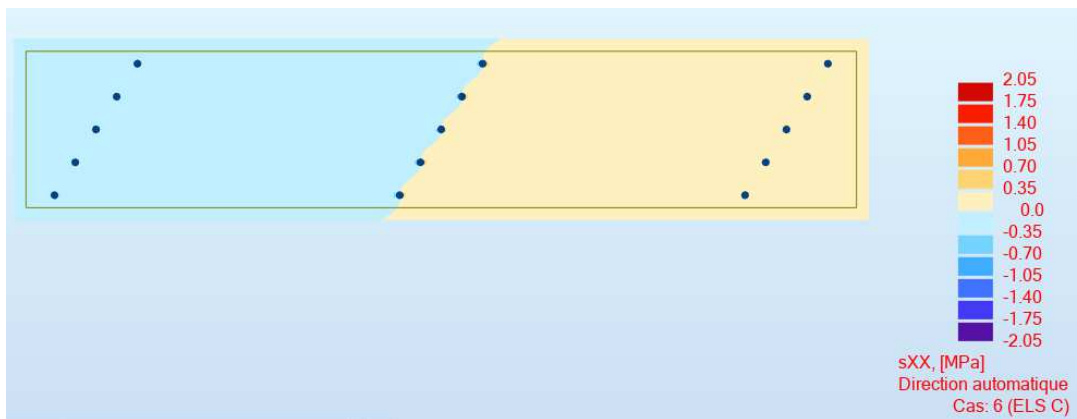
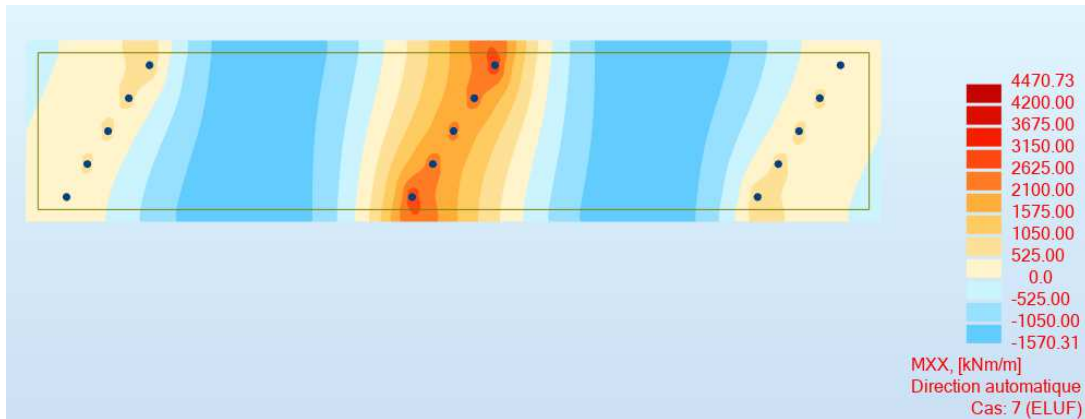
La modélisation du tablier a été faite à l'aide du logiciel ROBOT.

Le biais a été représenté afin de prendre en compte ses effets.

On applique les surcharges définies précédemment en respectant les combinaisons définies dans l'Eurocode 2.

A titre, d'exemple, voici les résultats des moments et des contraintes à l'ELS caractéristiques et à l'ELU fondamental :





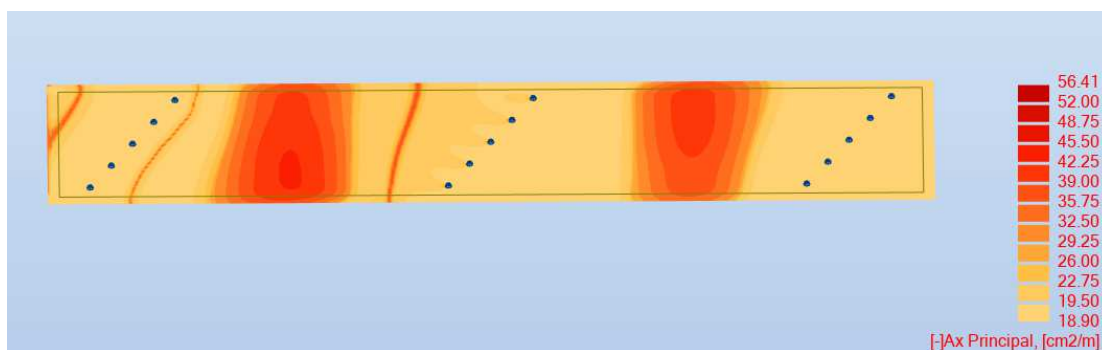
NB : Par hypothèse, il sera mis en place 5 appareils d'appui sur chaque pile ou chevrete.

DIMENSIONNEMENT

La contrainte de compression du béton à l'ELS caractéristique (2.05MPa) est inférieure à la limite de compression maximale admissible (égale à $0.6 \times f_{ck} = 21\text{MPa}$).

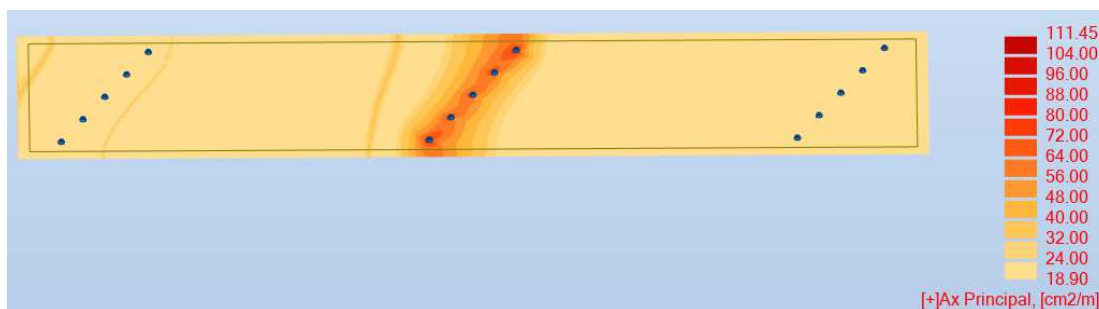
Les ferrailages calculés, afin de respecter une ouverture de fissure de 0.2mm, sont les suivants :

- Nappe longitudinale inférieure

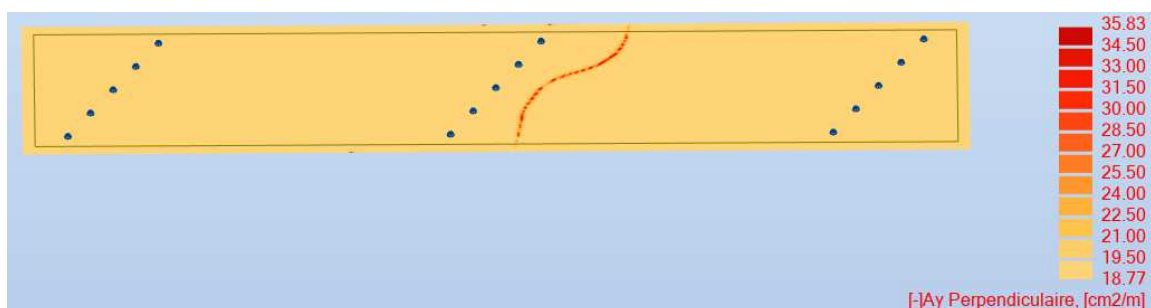




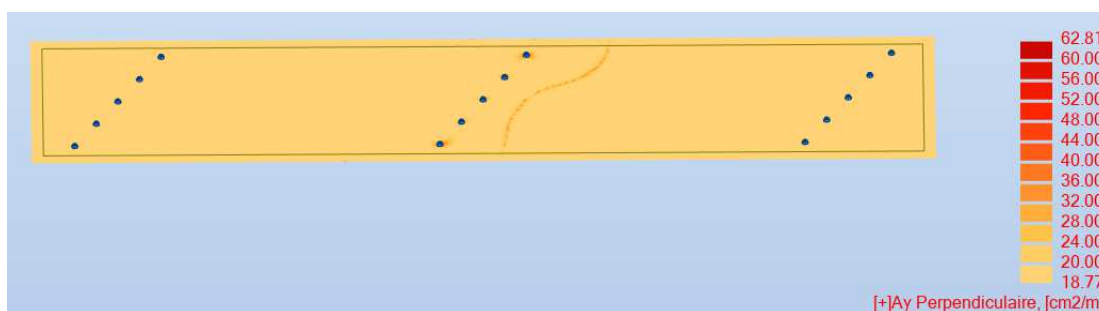
■ Nappe longitudinale supérieure



■ Nappe transversale inférieure

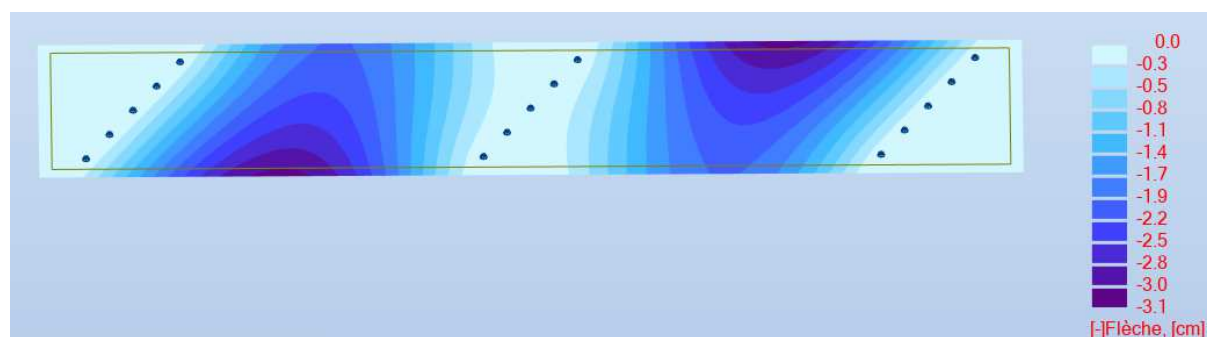


■ Nappe transversale supérieure



Au total, le ratio d'acier calculé pour cet ouvrage est de 250 kg/m³.

NB : La flèche calculée est dans les limites acceptables de l'ouvrage :

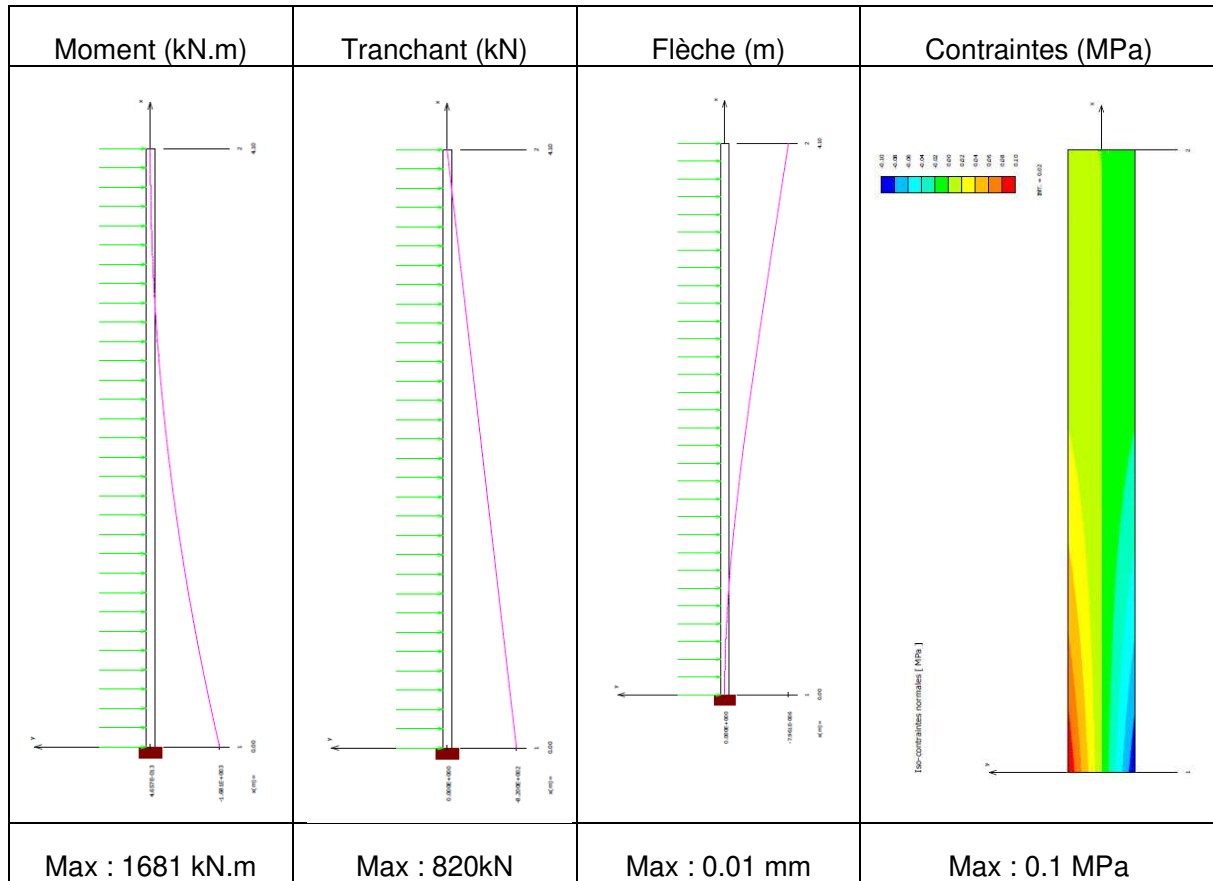


5.2.2.3.2 Pile centrale

La pile centrale a été modélisée sur RDM7 par simplification avec un encastrement en pied et une résistance à un mur d'embâcle de 5m x 5 m.



Les résultats obtenus sont les suivants :



110

La pile est faiblement sollicitée. Le ratio de ferrailage retenu à ce stade est toutefois de 200kg/m³ pour reprendre tout choc latéral éventuel.



5.2.2.3.3 Fondations

Le calcul des fondations est issu de réactions modélisées précédemment au niveau des appuis :

■ Réactions à l'ELS QP :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 5 (C)	-0.00	0.00	802.75	-0.00	-0.00	-0.00
2/ 5 (C)	-0.00	0.00	1114.57	-0.00	-0.00	0.00
3/ 5 (C)	-0.00	-0.00	1113.67	-0.00	0.00	-0.00
4/ 5 (C)	-0.00	-0.00	1035.21	0.00	-0.00	0.00
5/ 5 (C)	-0.00	-0.00	2047.16	0.00	-0.00	-0.00
7/ 5 (C)	588.74	10.38	3180.05	0.00	-0.00	-0.00
13/ 5 (C)	-0.00	0.00	2047.15	-0.00	0.00	-0.00
14/ 5 (C)	0.00	0.00	1035.21	0.00	0.00	0.00
15/ 5 (C)	-0.00	0.00	1113.69	-0.00	0.00	0.00
16/ 5 (C)	0.00	0.00	1114.54	0.00	-0.00	0.00
17/ 5 (C)	-0.00	-0.00	802.76	0.00	-0.00	-0.00
19/ 5 (C)	577.74	-4.53	1300.33	-0.00	0.00	-0.00
20/ 5 (C)	527.04	-11.69	1369.91	0.00	0.00	-0.00
21/ 5 (C)	577.74	-4.54	1300.32	0.00	-0.00	-0.00
22/ 5 (C)	588.74	10.38	3180.06	-0.00	-0.00	0.00
Cas 5 (C)	ELSQP					

■ Réactions à l'ELS C :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 6 (C)	-0.00	0.00	1006.31	-0.00	-0.00	-0.00
2/ 6 (C)	-0.00	0.00	1397.19	-0.00	-0.00	0.00
3/ 6 (C)	-0.00	-0.00	1396.07	-0.00	0.00	-0.00
4/ 6 (C)	-0.00	-0.00	1297.72	0.00	-0.00	0.00
5/ 6 (C)	-0.00	-0.00	2566.27	0.00	-0.00	-0.00
7/ 6 (C)	588.74	10.38	3986.43	0.00	-0.00	-0.00
13/ 6 (C)	-0.00	0.00	2566.26	-0.00	0.00	-0.00
14/ 6 (C)	0.00	0.00	1297.72	0.00	-0.00	0.00
15/ 6 (C)	-0.00	0.00	1396.10	-0.00	0.00	0.00
16/ 6 (C)	0.00	0.00	1397.16	0.00	-0.00	0.00
17/ 6 (C)	-0.00	-0.00	1006.32	0.00	-0.00	-0.00
19/ 6 (C)	577.74	-4.53	1630.06	-0.00	0.00	-0.00
20/ 6 (C)	527.04	-11.69	1717.29	0.00	0.00	-0.00
21/ 6 (C)	577.74	-4.54	1630.04	0.00	-0.00	-0.00
22/ 6 (C)	588.74	10.38	3986.44	-0.00	-0.00	0.00
Cas 6 (C)	ELS C					

■ Réactions à l'ELU F :



Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 7 (C)	-0.00	0.00	1389.06	-0.00	-0.00	-0.00
2/ 7 (C)	-0.00	0.00	1928.61	-0.00	-0.00	0.00
3/ 7 (C)	-0.00	-0.00	1927.06	-0.00	0.00	-0.00
4/ 7 (C)	-0.00	-0.00	1791.29	0.00	-0.00	0.00
5/ 7 (C)	-0.00	-0.00	3542.33	0.00	-0.00	-0.00
7/ 7 (C)	794.80	14.01	5502.64	0.00	-0.00	-0.00
13/ 7 (C)	-0.00	0.00	3542.32	-0.00	0.00	-0.00
14/ 7 (C)	0.00	0.00	1791.29	0.00	-0.00	0.00
15/ 7 (C)	-0.00	0.00	1927.09	-0.00	0.00	0.00
16/ 7 (C)	0.00	0.00	1928.57	0.00	-0.00	0.00
17/ 7 (C)	-0.00	-0.00	1389.07	0.00	-0.00	-0.00
19/ 7 (C)	779.95	-6.12	2250.05	-0.00	0.00	-0.00
20/ 7 (C)	711.50	-15.78	2370.44	0.00	0.00	-0.00
21/ 7 (C)	779.95	-6.12	2250.02	0.00	-0.00	-0.00
22/ 7 (C)	794.80	14.01	5502.66	-0.00	-0.00	0.00
Cas 7 (C)	ELUF					

Les nœuds (1, 2, 3, 4 et 5) correspondent au chevêtre d'extrémité rive gauche, les nœuds (13, 14, 15, 16 et 17) correspondent au chevêtre d'extrémité rive droite et les nœuds (7, 19, 20, 21 et 22) correspondent à la pile centrale. Ainsi, pour chaque élément de l'ouvrage projet, les efforts à reprendre sont les suivants :

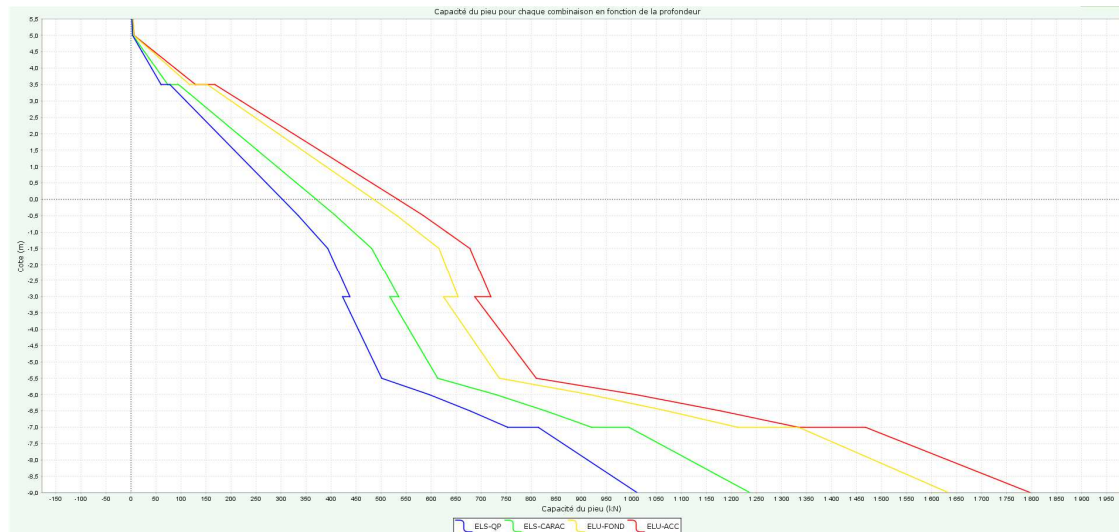
- ELS QP :
 - Chevêtre d'extrémité : 6115kN
 - Pile centrale : 10330kN
- ELS C :
 - Chevêtre d'extrémité : 7665kN
 - Pile centrale : 12950kN
- ELU F :
 - Chevêtre d'extrémité : 10600kN
 - Pile centrale : 17875kN

En se basant sur les modèles géotechniques définis dans la G2AVP et à l'aide du logiciel FOXTA, les pieux dimensionnés pour reprendre ces efforts sont les suivants :

- Pieux à la tarière creuse $\varnothing 800$.
- Huit pieux par chevêtre et douze pieux pour la pile centrale
- Profondeur de 14.5m par rapport à la côte altimétrique de référence (+4mNGF) pour les chevêtres et profondeur de 14m par rapport à la côte altimétrique de référence (+1mNGF) pour la pile centrale



- Les capacités de portance sont de :
 - Pour les chevêtres :





5.2.3 Chemin de Saint Charles

5.2.3.1 Présentation de l'ouvrage

5.2.3.1.1 Localisation

L'ouvrage est situé en amont du déversoir de surcharge sous le pont de l'autoroute.

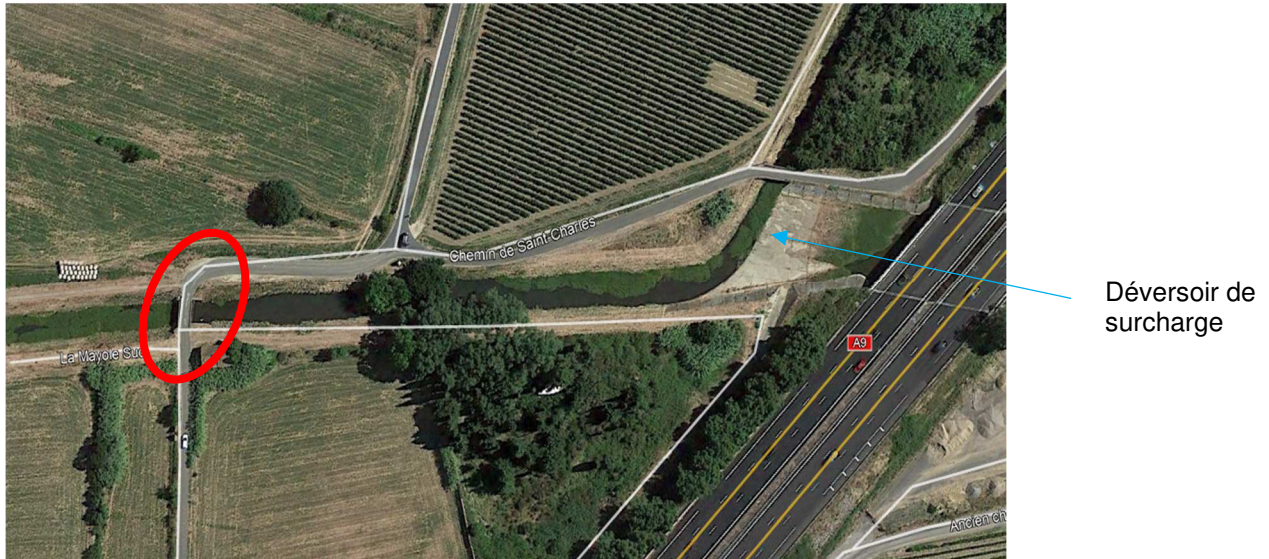


Figure 60 : Localisation de l'ouvrage d'art

114

5.2.3.1.2 Existant

L'ouvrage existant est constitué :

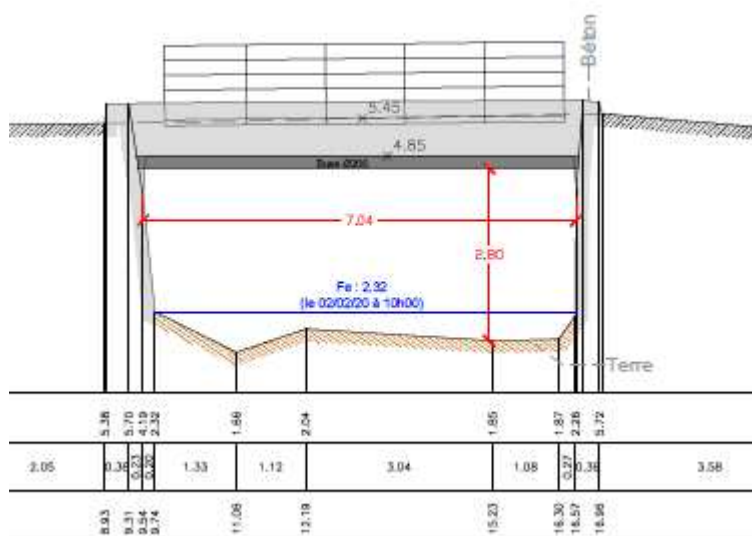
- D'un tablier béton armé. L'accès sous l'ouvrage étant impossible, nous ne disposons pas de précision sur la présence d'éventuelles poutres de façon similaire aux trois autres ouvrages,
- D'une travée unique entre deux culées dont les fondations sont inconnues à ce jour. Sur la partie visible de l'ouvrage, les culées semblent réalisées en béton armé et surmontent un soubassement en maçonnerie.
- D'une voirie en sens unique sans trottoir et munie de garde-corps métalliques.



Figure 61 : Photo de l'ouvrage existant



La largeur est de 5m environ entre garde-corps. Le profil en long est le suivant :



5.2.3.2 Hypothèse de dimensionnement

5.2.3.2.1 Géométrie

L'ouvrage a été dimensionné afin de respecter les contraintes suivantes :

- Largeur de l'ouvrage égale à l'existant soit 5m.
- Longueur de l'ouvrage, du fait de l'agrandissement du cours d'eau, doit respecter une portée de 25m. Au vu de la portée importante et de la volonté de limiter l'impact sur le cours d'eau (optimisation de l'épaisseur de l'ouvrage), il a été décidé de mettre en place une pile intermédiaire afin de diviser la portée par 2.

5.2.3.2.2 Géotechnique

Conformément à la G2AVP réalisée sur la zone, le modèle géotechnique retenu est le suivant :

Tableau 15: Géotechnique retenue sur le chemin de Saint Charles

horizon	Facies	Z base couche	γ_h	E_M	pf^*	pl^*	α
		m NGF	kN/m^2	MPa	MPa	MPa	-
H0	TV limons +/- sableux (neutralisation terrain)	3.3	17	-	-	-	-
H1	Limons argilo-sableux + cailloutis	-0.7	18	3.5	0.2	0.3	1/2
H2	Limons argileux	-5.7	18	30	0.7	1	2/3
H3	Graves sablo-argileuse (à confirmer)	-11	20	60	1.4	3	1/3



5.2.3.2.3 Données hydrauliques

Les modélisations hydrauliques montrent qu'en cas de crue centennale, le niveau d'eau monte à +4.79mNGF. Toutefois au vu des contraintes altimétriques des abords (impossibilité de rehausser la voirie existante), nous avons retenu la cote altimétrique de +4.64mNGF pour la sous-face de l'ouvrage. Cette cote altimétrique ne permet toutefois pas de s'affranchir du risque d'embâcle qui sera donc pris en compte dans le dimensionnement du tablier et de la pile centrale en cas de crue.

5.2.3.2.4 Charges

L'ouvrage est dimensionné pour résister aux charges suivantes :

- Poids propre de l'ouvrage : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Surcharge véhicule (type LM1 au sens de l'Eurocode) : 10 kN/m^2
- Surcharge induite par un revêtement de finition : 5 kN/m^2
- Surcharge de chantier : 5 kN/m^2 (non concomitante aux autres surcharges).
- Non prise en compte du retrait thermique et de la dilatation de l'ouvrage du fait de la mise en place d'appareils d'appui permettant les déplacements longitudinaux.
- Charge latérale induite par les embâcles sur la pile centrale (charge accidentelle)

NB : Les efforts induits par la neige et le vent ont été négligé en phase AVP.

5.2.3.2.5 Séisme

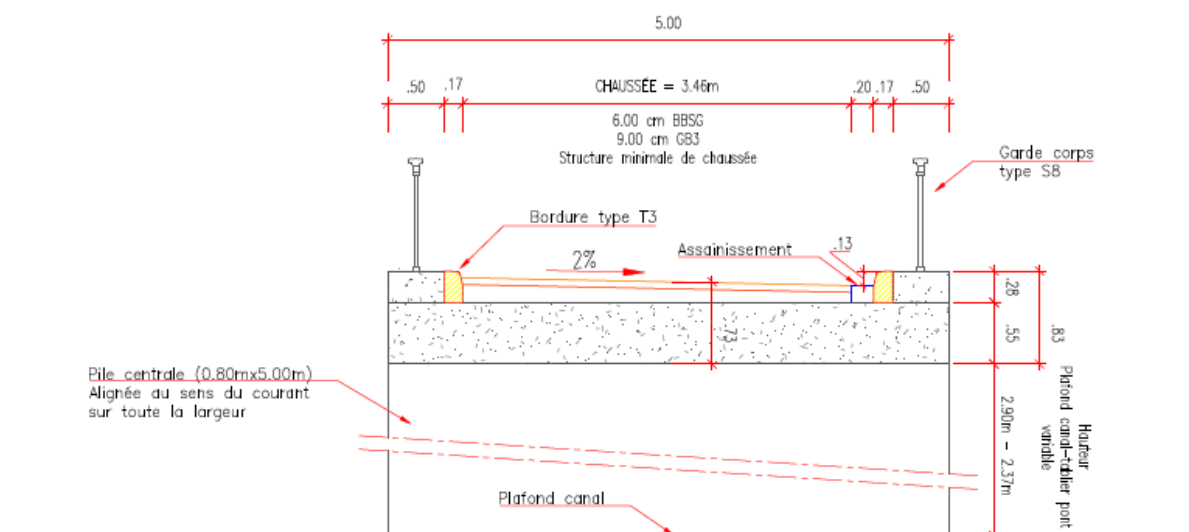
La commune de Narbonne est classée en zone de sismicité faible.

La catégorie d'importance de l'ouvrage retenue est de II (à confirmer par le maître d'ouvrage selon l'ANNEXE 4-4 - Réglementation parasismique nationale de l'Eurocode 8).

Le séisme est pris en compte pour cet ouvrage.

5.2.3.3 Dimensionnement

La coupe type de l'ouvrage dimensionné est la suivante :





5.2.3.3.1 Tablier

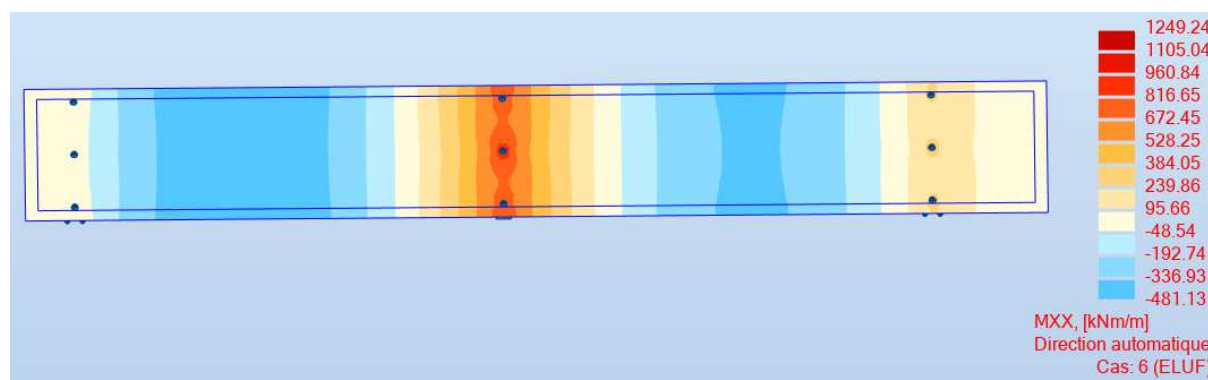
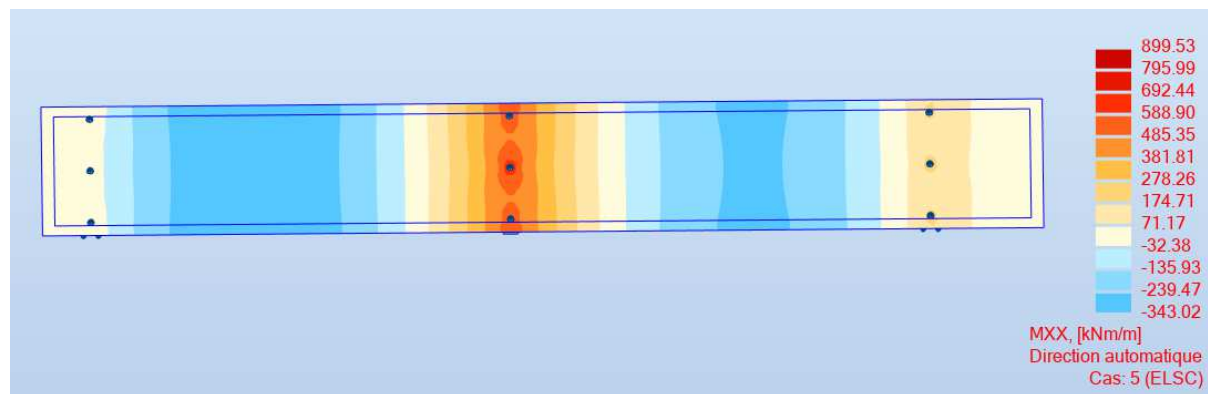
MODELISATION

La modélisation du tablier a été faite à l'aide du logiciel ROBOT.

Le biais a été représenté afin de prendre en compte ses effets.

On applique les surcharges définies précédemment en respectant les combinaisons définies dans l'Eurocode 2.

A titre, d'exemple, voici les résultats des moments à l'ELS caractéristiques et à l'ELU fondamental :



NB : Par hypothèse, il sera mis en place 3 appareils d'appui sur chaque pile ou chevêtre.

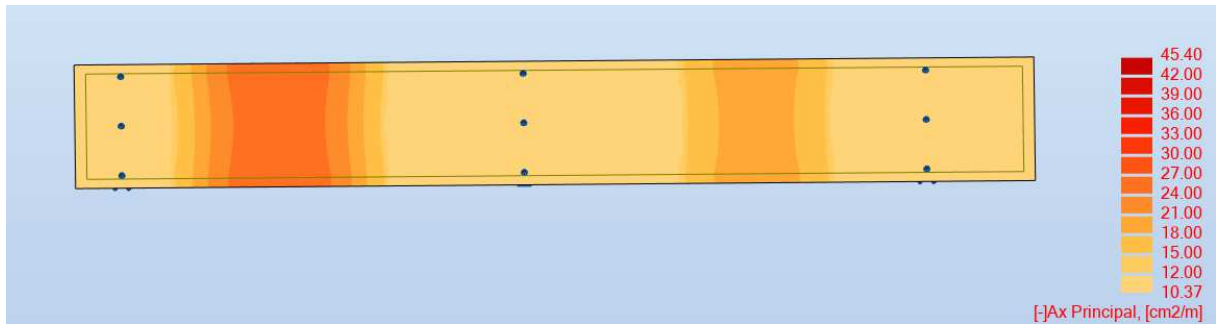
NB2 : Le déséquilibre observé au niveau des moments s'explique par la différence géométrique des chevêtres intégrées dans le modèle.

DIMENSIONNEMENT

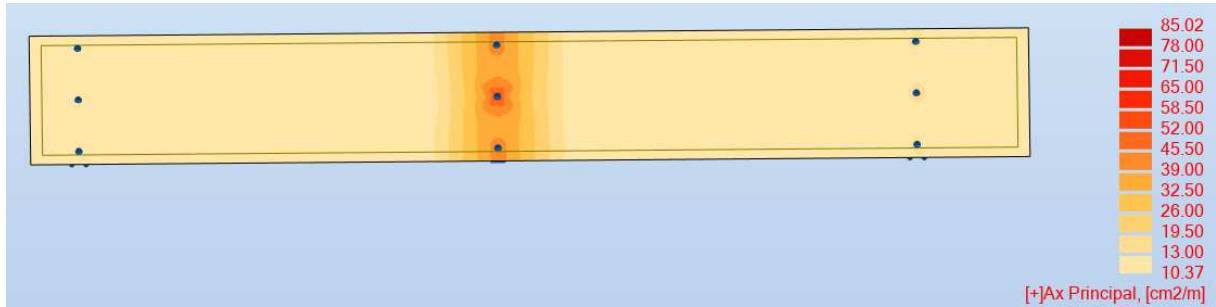
La contrainte de compression du béton à l'ELS caractéristique est négligeable et est donc inférieure à la limite de compression maximale admissible (égale à $0.6 \times f_{ck} = 21\text{MPa}$).

Les ferrillages calculés, afin de respecter une ouverture de fissure de 0.2mm, sont les suivants :

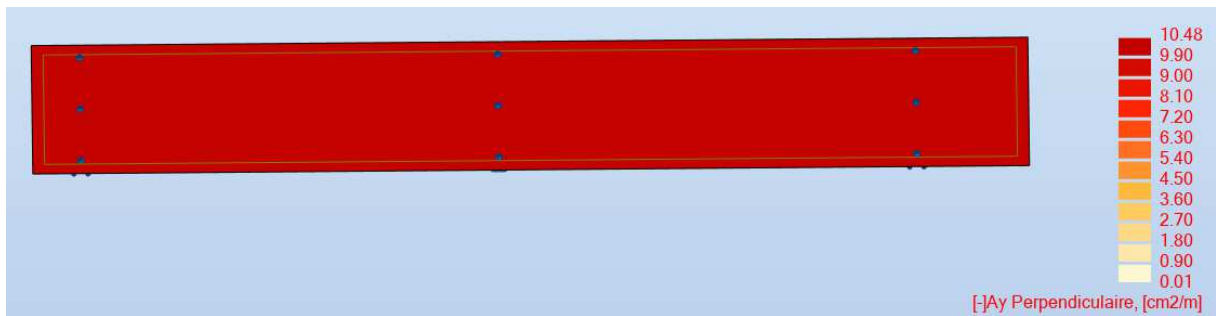
- Nappe longitudinale inférieure



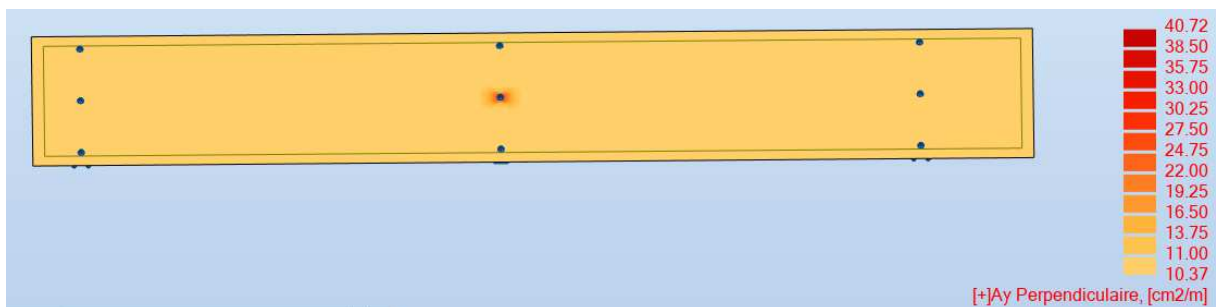
■ Nappe longitudinale supérieure



■ Nappe transversale inférieure

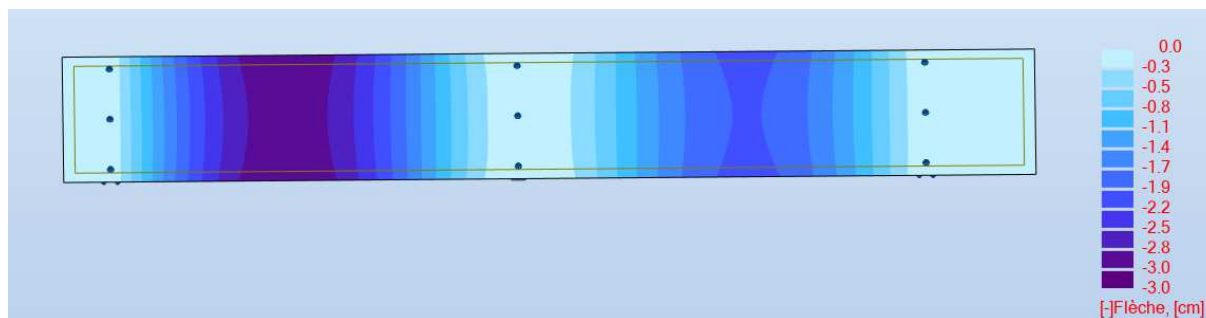


■ Nappe transversale supérieure



Au total, le ratio d'acier calculé pour cet ouvrage est de 200 kg/m³.

NB : La flèche calculée est dans les limites acceptables de l'ouvrage :



5.2.3.3.2 Pile centrale

La pile centrale a été modélisée sur RDM7 par simplification avec un encastrement en pied et une résistance à un mur d'embâcle de 5m x 5 m.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Moment (kN.m)	Tranchant (kN)	Flèche (m)	Contraintes (MPa)
Max : 1681 kN.m	Max : 820kN	Max : 0.01 mm	Max : 0.1 MPa

La pile est faiblement sollicitée. Le ratio de ferrailage retenu à ce stade est toutefois de 200kg/m3 pour reprendre tout choc latéral éventuel.



5.2.3.3.3 Fondations

Le calcul des fondations est issu de réactions modélisées précédemment au niveau des appuis :

■ Réactions à l'ELS QP :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 4 (C)	0.0	0.0	199.84	-0.00	-0.00	0.0
2/ 4 (C)	0.0	0.0	210.56	-0.00	0.00	0.0
3/ 4 (C)	0.0	0.0	199.84	-0.00	-0.00	0.0
4/ 4 (C)	0.0	0.0	331.47	0.00	-0.00	0.0
5/ 4 (C)	0.0	0.0	762.30	-0.00	-0.00	0.0
6/ 4 (C)	0.0	0.0	331.47	-0.00	0.00	0.0
7/ 4 (C)	0.0	0.0	231.43	-0.00	0.00	0.0
8/ 4 (C)	0.0	0.0	367.84	0.00	-0.00	0.0
9/ 4 (C)	0.0	0.0	231.43	-0.00	-0.00	0.0
Cas 4 (C)	ELSQP					

■ Réactions à l'ELS C :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 5 (C)	0.0	0.0	307.91	0.00	-0.00	0.0
2/ 5 (C)	0.0	0.0	324.42	-0.00	0.00	0.0
3/ 5 (C)	0.0	0.0	307.91	-0.00	-0.00	0.0
4/ 5 (C)	0.0	0.0	510.73	0.00	-0.00	0.0
5/ 5 (C)	0.0	0.0	1174.54	-0.00	-0.00	0.0
6/ 5 (C)	0.0	0.0	510.73	-0.00	-0.00	0.0
7/ 5 (C)	0.0	0.0	356.59	-0.00	0.00	0.0
8/ 5 (C)	0.0	0.0	566.77	0.00	-0.00	0.0
9/ 5 (C)	0.0	0.0	356.59	-0.00	0.00	0.0
Cas 5 (C)	ELSC					

■ Réactions à l'ELU F :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 6 (C)	0.0	0.0	431.89	0.00	-0.00	0.0
2/ 6 (C)	0.0	0.0	455.05	-0.00	0.00	0.0
3/ 6 (C)	0.0	0.0	431.89	-0.00	-0.00	0.0
4/ 6 (C)	0.0	0.0	716.37	0.00	-0.00	0.0
5/ 6 (C)	0.0	0.0	1647.47	-0.00	-0.00	0.0
6/ 6 (C)	0.0	0.0	716.37	-0.00	-0.00	0.0
7/ 6 (C)	0.0	0.0	500.17	-0.00	0.00	0.0
8/ 6 (C)	0.0	0.0	794.97	0.00	-0.00	0.0
9/ 6 (C)	0.0	0.0	500.17	-0.00	0.00	0.0
Cas 6 (C)	ELUF					

Les nœuds (1, 2, 3) correspondent au chevrete d'extrémité rive gauche, les nœuds (7, 8, 9) correspondent au chevrete d'extrémité rive droite et les nœuds (4, 5, 6) correspondent à la pile centrale. Ainsi, pour chaque élément de l'ouvrage projet, les efforts à reprendre sont les suivants :

■ ELS QP :

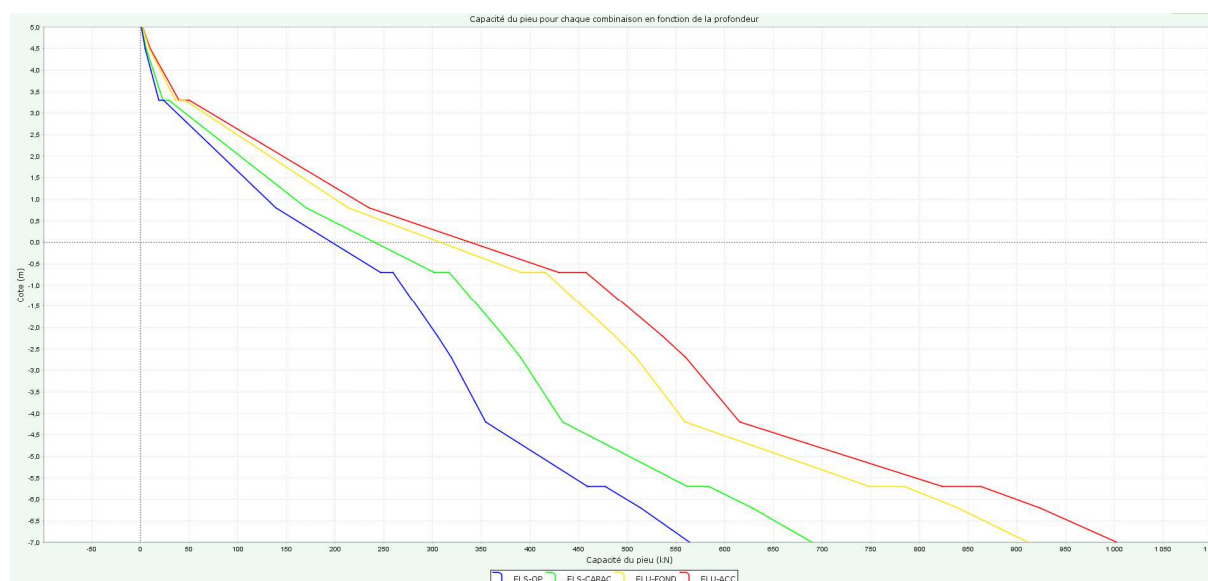
- Chevrete rive gauche : 610kN
- Chevrete rive droite : 831kN



- Pile centrale : 1425kN
- ELS C :
 - Chevêtre rive gauche : 940kN
 - Chevêtre rive droite : 1280kN
 - Pile centrale : 2196kN
- ELU F :
 - Chevêtre rive gauche : 1320kN
 - Chevêtre rive droite : 1795kN
 - Pile centrale : 3080kN

En se basant sur les modèles géotechniques définis dans la G2AVP et à l'aide du logiciel FOXTA, les pieux dimensionnés pour reprendre ces efforts sont les suivants :

- Pieux à la tarière creuse $\Phi 800$.
- Quatre pieux par chevêtre et six pieux pour la pile centrale
- Profondeur de 11m par rapport à la côte altimétrique de référence (+4mNGF) pour les chevêtres et profondeur de 10m par rapport à la côte altimétrique de référence (+1mNGF) pour la pile centrale
- Les capacités de portance sont de :
 - Pour les chevêtres :

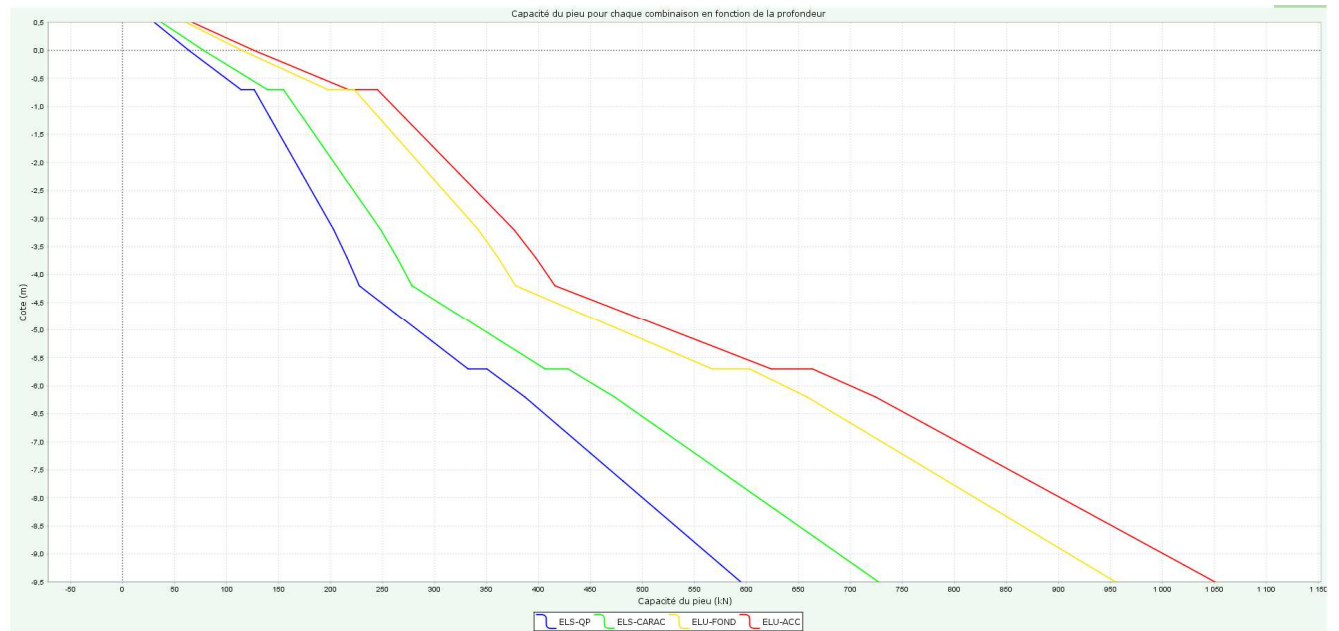


Soit :

- ELS QP : $550\text{kN} * 4 = 2200\text{kN}$
- ELS C : $700\text{kN} * 4 = 2800\text{kN}$
- ELU F : $900\text{kN} * 4 = 3600\text{kN}$

NB : Au vu des incertitudes géotechniques existantes à ce stade, un dimensionnement conservatif a été réalisé. Des compléments géotechniques seront nécessaires pour fiabiliser les données.

- Pour la pile centrale



Soit :

- ELS QP : $600\text{kN} * 6 = 3600\text{kN}$
- ELS C : $725\text{kN} * 6 = 4350\text{kN}$
- ELU F : $950\text{kN} * 6 = 5700\text{kN}$

NB : Au vu des incertitudes géotechniques existantes à ce stade, un dimensionnement conservatif a été réalisé. Des compléments géotechniques seront nécessaires pour fiabiliser les données.

122

5.2.4 Ouvrages traversants

5.2.4.1 Localisation

Les deux ouvrages sont situés en rive droite en amont du pont de Montfort. Il s'agit de buses qui passent sous la digue avec un parement aval en enrochements et des têtes de buse à l'amont équipées de vannes martelières.



Figure 62 : Localisation des ouvrages existants

5.2.4.1 Géométrie

Les deux ouvrages seront à reconstruire sous l'emprise de la future digue qui sera reculée côté plaine. Ils permettront à l'identique de contrôler le ressuyage des fossés connexes. Par conséquent, ils seront équipés de vannes martelières. Le système sera complété par la mise en œuvre de clapets à l'aval des ouvrages afin d'améliorer la sécurité en cas de crue. En effet, en cas de crue, ils resteront fermés pour que les écoulements dans le Rec de Veyret n'inondent la plaine. Les vannes pourront être manipulées dans un second temps en cas de dysfonctionnement de ces derniers.

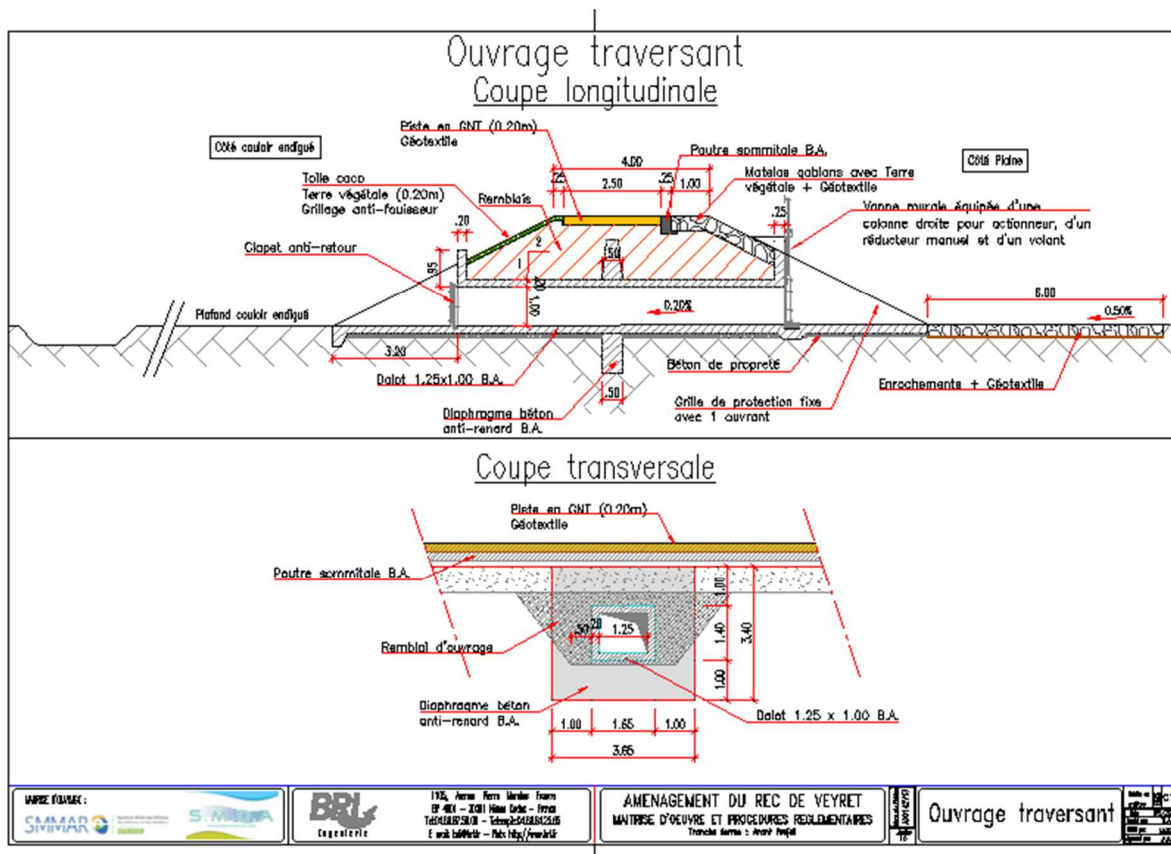


Figure 63 : Ouvrages traversants projetés

5.3 AMENAGEMENT PAYSAGER

Voir Note paysagère de l'Agence Turbines.

5.4 IMPACTS FONCIERS

Plusieurs ouvrages et habitations sont concernés par les emprises nécessaires au recalibrage et au confortement. Celles-ci devront faire l'objet d'analyse topographique plus fines en phase PRO afin de valider les aménagements proposés qui pourront être revu en fonction également des négociations foncières.

Les surfaces impactées y compris emprises nécessaires aux installations de chantier seraient d'environ 4 Ha:

Le coût des acquisitions foncières n'est pas intégré dans le présent dossier.

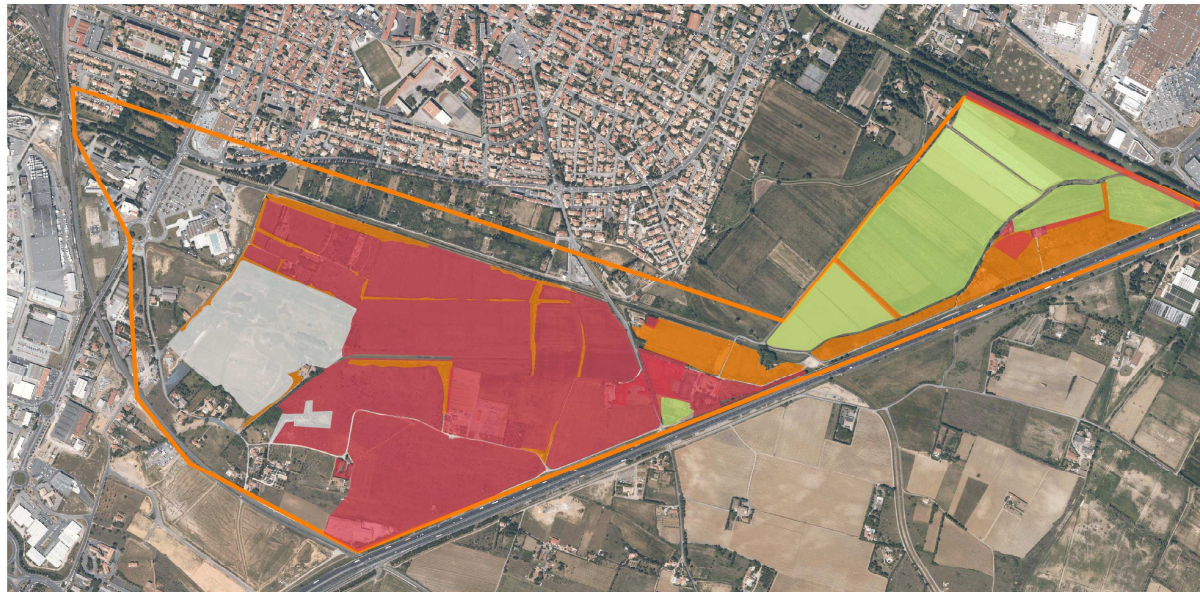


5.5 EXPERTISE FAUNE/FLORE

Dans le cadre du projet, la réalisation d'expertise faune/flore a été confiée au cabinet d'études CALIDRIS. Une note d'enjeux a été produite et jointe en annexe du présent rapport.

5.5.1 Synthèse des enjeux

La carte ci-dessous présente une synthèse de l'ensemble des enjeux faune et flore définis sur le site de la Plaine à partir des inventaires de terrain.



Légende



Synthèse enjeux

- Nul
- Faible
- Modéré
- Fort
- Très fort



0 250 500 750 m

Figure 64 : Synthèse des enjeux sur le site de la Plaine de Narbonne

Sur la Plaine de Narbonne, les enjeux forts concernent majoritairement la partie Ouest constituée essentiellement de friches favorables à l'avifaune et aux amphibiens. Les enjeux modérés sur la partie Est sont associés à des friches et cannes de Provence favorables notamment à l'avifaune et aux reptiles.

5.5.2 Préconisations

Le projet de recalibrage du Rec de Veyret au sud de Narbonne concerne principalement des friches humides, puis plus localement des zones à Canne de Provence (sur la partie amont) et de friches en aval de la route de Montfort. Les enjeux en rive droite et à proximité du cours d'eau se caractérisent par des habitats qui présentent un niveau d'enjeu modéré. Les enjeux les plus importants sont liés à la présence d'amphibiens (fort à modéré sur la partie amont), d'enjeux avifaunistiques (enjeu globalement modéré sur la rive droite du Rec) et plus localement la présence d'invertébrés et reptiles (enjeu modéré, essentiellement en aval de la route de Montfort, soit au droit de la friche).



Le recalibrage du cours d'eau conduit inévitablement à une destruction des milieux localisés en rive droite du Rec de Veyret, cependant le recalibrage doit s'envisager comme un moyen d'apporter une diversité écologique et paysagère par la reconstitution de banquettes inondables (de type risberme), potentiellement associées à un léger méandrage pour créer un aménagement de très bonne qualité paysagère et des milieux humides attractifs et plus diversifiés pour les espèces d'amphibiens, mais aussi l'avifaune et les invertébrés.

Il est aussi possible d'envisager une association avec un parcours pédestre et cycliste plus urbain, considérant la proximité avec Narbonne.

En aval de la route de Montfort, (lieu-dit « la Cafforte »), il est possible de retenir des principes de remodelages en rive droite équivalents à ceux évoqués ci-dessus, même si la rive droite présente une friche plus sèche. On veillera dans tous les cas à préserver en rive gauche les sites qui font l'objet de mesures compensatoires prescrites des atteintes à la biodiversité (ZAC des berges de la Robine à Narbonne : réouverture du milieu par débroussaillage d'espèces ligneuses, abattage d'arbres, etc. ...).



6 CAP DE PLA

La retenue de Cap de Pla fait office de bassin d'écrêtement des crues et est composée :

- d'un barrage à seuil mobile dont le clapet s'affaisse en fonction de l'évolution de la cote du plan d'eau :



- d'un orifice de décharge équipé d'une plaque permettant de limiter le débit de restitution et favoriser le laminage de la crue,
- d'une zone de stockage occupée en grande partie par une carrière exploitée par l'entreprise Lavoye TP.

Le modèle hydraulique réalisée dans le cadre de l'étude de Faisabilité a été montée sur la base du relevé Lidar de 2017 et fait état d'une capacité de retenue de 431 000 m³ sous la cote 21,45 mNGF correspondant au passage d'une crue centennale.

A ce stade des études, l'orifice actuel est correctement dimensionné vis-à-vis de l'écrêtement des crues mais il conviendra d'étudier en phase PROJET les optimisations à éventuellement entreprendre selon l'impact des travaux effectués au droit de la carrière depuis 2017.



7 CONDITIONS DE RÉALISATION DES TRAVAUX

7.1 INSTALLATIONS DE CHANTIER

À ce stade les emplacements des installations de chantier pour les différents sites ne sont pas définis. Ils seront étudiés en fonction des négociations foncières à venir avant la phase PRO.

Les emprises seront adaptées en fonction des surfaces nécessaires pour chaque site. Elles seront si possible positionnées sur des zones non inondables.

7.2 ACCES

7.2.1 Site de la Plaine

Les accès sur la zone de travaux se font directement depuis la RD613. Cette route restera en service tant que le dévoiement définitif hors d'eau de la nouvelle RD613 n'est pas achevé. Cette route permet un accès à la zone de chantier sans aucune contrainte de circulation.

Pendant la période où la route actuelle est en service, des pistes de chantier seront mises en œuvre afin de créer des dessertes dans l'emprise des travaux pour la construction de l'évacuateur de crues, de l'ouvrage de vidange et la gestion des zones d'emprunt et des matériaux extraits.

7.2.2 Site de Bagatelle

Les accès sur la zone de travaux se font directement depuis le chemin des fours. Ce chemin restera en service tant que le dévoiement définitif hors d'eau côté Nord du futur barrage ne sera pas effectif. L'accès à la zone de travaux via ce chemin est contraint, il faut au préalable emprunter une ZAC. Des autorisations de la commune seront nécessaires et un constat d'huissier méthodique devra être réalisé au préalable.

Pendant la période où le chemin actuel est en service, des pistes de chantier seront mises en œuvre afin de créer des dessertes dans l'emprise des travaux pour la construction de l'évacuateur de crues, de l'ouvrage de vidange et la gestion des zones d'emprunt et des matériaux extraits.

7.2.3 Couloir endigué

Ce linéaire de travaux comme souvent pour les travaux de digue ne dispose pas d'accès facilement praticable en l'état par des engins. Il sera donc nécessaire de créer des pistes qui permettent de se raccorder aux réseaux existants. Pour cela, il faudra prévoir les emprises nécessaires à leurs réalisations. Malgré tout, l'accès à ces pistes restera contraint, il faudra donc emprunter des chemins communaux où les capacités de portance devraient avoir du mal à supporter le transport des déblais à évacuer (environ 30 000m³). Des autorisations de la commune seront nécessaires et un constat d'huissier méthodique devra être réalisé au préalable avec un fort risque de réfection de chemin à la fin des travaux.

Concernant les ouvrages à réaliser :

- La passerelle devra être réalisée depuis la piste qui sera créée en rive droite.
- Pour le pont de Montfort, les accès se feront directement par la route du même nom. La circulation devra être coupée et déviée le temps des travaux. A ce stade nous n'avons pas chiffré d'ouvrage provisoire afin de maintenir la circulation.



- Le pont de St Charles devra être réalisé depuis la piste qui sera créée en rive droite. La circulation devra être coupée et déviée le temps des travaux. A ce stade nous n'avons pas chiffré d'ouvrage provisoire afin de maintenir la circulation.

7.3 PHASAGE

7.3.1 Généralités

L'organisation du chantier intégrera la minimalisation des gênes occasionnées au milieu environnant (transport de matériaux, poussière, vibrations, bruit, contraintes de circulation et de voisinage).

L'organisation intégrera également la gestion des eaux de ruissellements, et maintien en fonctionnement des réseaux de collectes existants (fossés) et ceci quelle que soit la phase de chantier.

7.3.2 Site de la Plaine

Le phasage est le suivant :

- Le dévoiement des réseaux dans l'emprise du barrage ;
- La dépose soignée des piquets de vignes présents dans l'emprise du chantier ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises de terrassements ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et/ou les emprunts;
- Le décapage des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et les emprunts, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés;
- Les terrassements nécessaires à la création de la nouvelle RD613 hors d'eau
 - Le décapage des emprises de terrassement, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés ;
 - Les déblais et remblais jusqu'à la côte de l'arase (Partie supérieure des terrassements)
 - La valorisation des matériaux extraits sur site (concassage et criblage)
 - La mise en œuvre de la couche de forme et des couches d'assises
 - La formalisation de l'accès chantier pour le déversoir de crues
- La réalisation des infrastructures pour la gestion du pluvial
 - Les ouvrages de transparences sous les remblais de la nouvelle RD613
 - Les infrastructures pour les écoulements EP sur la chaussée
 - Les bassins EST et OUEST pour la décantation
- La réalisation des couches de surface de la RD613 y compris traitement des zones de raccordements
- La mise en place des équipements de sécurité sur la nouvelle RD613 et le basculement de la circulation
- Les terrassements nécessaires à la constitution du déversoir de crue depuis l'accès chantier via la plateforme de la nouvelle RD :
 - Le décapage des emprises de terrassement, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés ;
 - Déblais jusqu'au fond de fouille



- Réception du fond de fouille des ouvrages ;
- La mise en œuvre des tirants d'ancrage.
- Le génie-civil de l'évacuateur de crue y compris système de drainage, barbacanes et étanchéité ;
- La mise à la côte de la ligne RTE qui traverse la plaine si nécessaire ;
- La mise à la côte de la ligne RTE qui traverse la plaine si nécessaire.
- Les terrassements nécessaires à la constitution du barrage:
 - Déblais jusqu'au fond de fouille du barrage;
 - Déblais au droit de l'ouvrage de vidange jusqu'à la cote fond de fouille ;
 - Déblais au droit des fosses aval et du chenal de restitution;
 - Réception du fond de fouille des ouvrages ;
 - Mise en place de la protection de surface enrochements libres et percolés;
 - Maintien du fonctionnement du ruisseau du Rec de Veyret actuel ;
- Renforcement de la fondation du barrage :
 - Ligne d'injection dans les zones de calcaire fracturé
 - Paroi ancrée dans le substratum
- La réalisation de l'ouvrage de restitution et de vidange :
 - Mise en place de la conduite DN 1500 ;
 - Réalisation du béton de protection et des 2 écrans anti renard ;
 - Réalisation des ouvrages d'extrémités ;
- La phase de remblaiement avec des matériaux issus des déblais de la retenue et/ou d'apport :
 - Sélection préalable des matériaux (mission G3) constituant le remblai en fonction du profil définitif validé;
 - Mise en place d'un tapis filtrant selon nécessité définie à la réception du fond de fouille par le maître d'œuvre ;
 - Constitution du barrage et de la bêche amont ;
 - Gestion des eaux de ruissellement en intégrant progressivement l'ouvrage de vidange;
 - Mise en œuvre du rip-rap sur le parement amont percolé et recouvert de terre végétale et ensemencement.
- La réalisation du muret anti-vague en crête de barrage et la mise en œuvre de la GNT sur les pistes
- La mise en œuvre de terre végétale ensemencée sur le talus aval du barrage;
- La réalisation du pertuis sur l'ouvrage de restitution et la pose des grilles de protection
- La mise en œuvre des appareils d'auscultation :
 - Mise en place d'une sonde de niveau et de son équipement d'acquisition situés sur le parement amont du barrage;
 - Mise en place d'une échelle limnimétrique sur le parement amont du barrage;
 - Mise en œuvre des relevés piézométriques,
 - Mise en œuvre des repères topométriques.
- La réalisation d'un local technique et ses équipements ;
- La réalisation des aménagements annexes tels que :
 - Mise en place de la clôture ;
 - Tranchée pour les réseaux et raccordement ;
 - Réalisation de la piste d'exploitation ;



- Mise en place des barrières et du mobilier urbain ;
- Réalisation des aménagements paysagers.
- La mise à la côte de la ligne RTE qui traverse la plaine si nécessaire.

7.3.3 Site de Bagatelle

Le phasage est le suivant :

- Le dévoiement des réseaux dans l'emprise du barrage ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises de terrassements ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et/ou les emprunts;
- Le décapage des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et les emprunts, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés;
- Les terrassements nécessaires à la constitution du déversoir de crue
 - Le décapage des emprises de terrassement, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés ;
 - Déblais jusqu'au fond de fouille
 - Réception du fond de fouille des ouvrages ;
 - La mise en œuvre des tirants d'ancrage
- Le génie-civil de l'évacuateur de crue y compris système de drainage, barbacanes et étanchéité
- Les terrassements nécessaires à la création du dévoiement du chemin des Fours à Chaux hors d'eau
 - Le décapage des emprises de terrassement, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés ;
 - Les déblais et remblais jusqu'à la côte de l'arase (Partie supérieure des terrassements)
 - La valorisation des matériaux extraits sur site (concassage et criblage)
 - La mise en œuvre de la couche de forme et des couches d'assises
- La réalisation des couches de surface du chemin des Fours à Chaux y compris traitement des zones de raccordements
- La mise en place des équipements de sécurité sur le nouveau chemin et le basculement de la circulation
- La mise à la côte de la ligne RTE qui traverse la plaine si nécessaire.
- Les terrassements nécessaires à la constitution du barrage:
 - Déblais jusqu'au fond de fouille du barrage;
 - Déblais au droit de l'ouvrage de vidange jusqu'à la cote fond de fouille ;
 - Déblais au droit des fosses aval et du chenal de restitution;
 - Réception du fond de fouille des ouvrages ;
 - Mise en place de la protection de surface enrochements libres et percolés;
 - Maintien du fonctionnement du ruisseau des Tines actuel.
- Renforcement de la fondation du barrage :
 - Ligne d'injection dans les zones de calcaire fracturé
 - Paroi ancrée dans le substratum
- La réalisation de l'ouvrage de restitution et de vidange :
 - Mise en place de la conduite DN 2000 ;



- Réalisation du béton de protection et des 2 écrans anti renard ;
- Réalisation des ouvrages d'extrémités ;
- La phase de remblaiement avec des matériaux issus des déblais de la retenue et/ou d'apport :
 - Sélection préalable des matériaux (mission G3) constituant le remblai en fonction du profil définitif validé;
 - Mise en place d'un tapis filtrant selon nécessité définie à la réception du fond de fouille par le maître d'œuvre ;
 - Constitution du barrage et de la bêche amont ;
 - Gestion des eaux de ruissellement en intégrant progressivement l'ouvrage de vidange;
 - Mise en œuvre du rip-rap sur le parement amont percolés et recouvert de terre végétale et ensemencement.
- La réalisation du muret anti-vague en crête de barrage et la mise en œuvre de la GNT sur les pistes ;
- La mise en œuvre de la terre végétale ensemencée sur le talus aval du barrage;
- La réalisation du pertuis sur l'ouvrage de restitution et la pose des grilles de protection ;
- La mise en œuvre des appareils d'auscultation :
 - Mise en place d'une sonde de niveau et de son équipement d'acquisition situés sur le parement amont du barrage;
 - Mise en œuvre des relevés piézométriques,
 - Mise en place d'une échelle limnimétrique sur le parement amont du barrage;
 - Mise en œuvre des repères topométriques.
- La réalisation d'un local technique et ses équipements:
- La réalisation des aménagements annexes tels que :
 - Mise en place de la clôture ;
 - Tranchée pour les réseaux et raccordement ;
 - Réalisation de la piste d'exploitation ;
 - Mise en place des barrières et du mobilier urbain ;
 - Réalisation des aménagements paysagers.

7.3.4 Couloir endigué

Le phasage est le suivant :

- Le dévoiement des réseaux dans l'emprise des travaux ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises de terrassements ;
- Le débroussaillage et déboisement des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et/ou les emprunts;
- La réalisation des pistes pour la circulation des engins sur l'ensemble du linéaire prévu pour les travaux ;
- Le décapage des emprises identifiées pour le stockage provisoire des matériaux excédentaires et les emprunts, et l'enlèvement/valorisation des végétaux, blocs, débris et déchets divers pouvant être rencontrés;
- Les terrassements nécessaires au recalibrage du couloir endigué:
 - Déblais jusqu'au fond de fouille et création d'un lit mineur
 - Déblais de la berge en rive droite et remblais de la digue
 - Dépose d'enrochements existants et perré béton



- Renforcement et mise à la côte ponctuels en rive gauche
- Soutènement en gabions et remblais d'ouvrages
- Raccordement sur le parking de l'espace liberté
- La construction des deux ouvrages traversant sous la future digue pour le ressuyage de la plaine y compris équipements ;
- Construction d'un déversoir en rive droite en matelas grillages avec en crête une poutre sommitale en béton armé et une piste en grave –ciment ;
- Mise en œuvre des protections de surface :
 - Grillage anti-fouisseur avec nappage en terre végétale
 - Ensemencement et natte coco sur les talus
 - Piste de crête en GNT
- Mise en place des itinéraires de déviation afin de réaliser les ponts de Montfort et St Charles ;
- Dépose des réseaux déviés et démolition des ouvrages ;
- Terrassements nécessaires à la réalisation des fondations des ponts et de la passerelle ;
- Fondations profondes des ouvrages ;
- Mise en œuvre des ouvrages (culées, piles, tabliers et dalle de transition) ;
- Remblais d'ouvrage et raccordement au talus du couloir endigué ;
- Mise en place des équipements et raccordements à l'existant pour mise en service.

7.4 PROTECTION CONTRE LES CRUES

La réalisation des travaux sur le Rec de Veyret et les Tines implique des précautions particulières pendant l'exécution des travaux.

Durant la phase de préparation, le Titulaire devra justifier le mode opératoire qu'il met en œuvre pour maintenir le niveau de protection en cas de crue pendant toute la durée du chantier. Ce mode opératoire sera transmis aux Services de l'Etat compétents. Les prix du marché sont réputés intégrer l'établissement de ce mode opératoire, la présentation de celui-ci par le titulaire, aux Services de l'Etat lors d'une réunion, et l'établissement de tout support nécessaire à cette réunion de présentation.

L'Entreprise se rapprochera du Service de Prévision des Crues (SPC) compétent et prendra, en cas d'annonce, toutes les mesures nécessaires pour assurer la stabilité des ouvrages réalisés ou en cours de réalisation. L'Entrepreneur assumera la charge totale des risques de crue pour toute installation ou partie d'ouvrages exécutés.

L'entrepreneur devra en outre respecter quelques principes généraux de précaution :

- Installation des protections de surface sans laisser de linéaires de remblais nus trop importants ;
- Evacuation des engins travaillant dans les zones potentiellement inondables chaque soir et veille de week-end,
- Stockage des matériaux et du matériel hors de l'emprise des zones potentiellement inondables,
- Réaliser les ouvrages de vidange des barrages avant de commencer les remblais de ces derniers. Les pertuis ne seront mis en œuvre qu'une fois les remblais terminés,
- Gérer les écoulements dans l'emprise des travaux pour minimiser l'impact,
- Les périodes de remblais des barrages sont calées pendant les périodes où le risque de crue est le plus faible,



- Pour le couloir endigué, les travaux sur les digues seront réalisés en maintenant le niveau de protection actuel.
 - En rive gauche, la digue sera déposée et reconstruite par tronçon d'une semaine maximum en cas de météo favorable sur les secteurs où elle est reconstruite en lieu et place
 - En rive droite, elle est mise en œuvre en retrait dans la plaine. Par conséquent la digue existante ne pourra être déposée tant que la nouvelle n'assure pas la protection.

8 ESTIMATION FINANCIERE

L'estimation financière est réalisée en comparaison des deux coupes types de barrage proposées. Le choix entre les deux solutions ne pourra se faire qu'une fois les reconnaissances géotechniques complémentaires réalisées et analysées. Ces dernières permettront de définir précisément le type de matériaux sur site et les possibilités de réemploi. Concernant le chiffrage du couloir endigué, il n'y a pas de variante chiffrée à ce stade, il y a donc une estimation financière unique.

En fonction de la coupe type de barrage réalisable, il faudra définir si les remblais se font avec essentiellement des matériaux du site ou de l'apport. Le tableau de l'estimation financière ci-après reprend donc le chiffrage des deux solutions techniques avec ou sans apport, soit 4 chiffrages au total.

La décision entre la fourniture ou non des matériaux de remblais sera prise par le Maître d'ouvrage en fonction des contraintes environnementales, foncières et des disponibilités des matériaux.

Cette analyse pourra être menée suivant le tableau suivant :

Niveau de contrainte	Fortes	Normales
Contraintes environnementales	<p>La limitation des emprises des zones d'emprunts implique :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Le besoin de faire appel à des matériaux d'apport - La diminution des surfaces de mesures compensatoires du fait de la limitation de l'emprise - Une surface de remise en état limitée 	<p>L'exploitation normale des zones d'emprunts potentielles implique :</p> <ul style="list-style-type: none"> - L'optimisation des matériaux du site pour les remblais - Des mesures compensatoires en proportion des surfaces et espèces impactées - Une surface à aménager importante
Contraintes foncières	Les conséquences sont les mêmes que les contraintes environnementales.	Les conséquences sont les mêmes que les contraintes environnementales.
Qualité et disponibilités des matériaux	Selon les possibilités sur site ou en apport, un fort niveau de contrainte sur le matériau aura tendance à privilégier le profil type 2 pour les barrages.	Selon les possibilités sur site ou en apport, un niveau de contrainte normale sur le matériau aura tendance à privilégier le profil type 1 pour les barrages.

Dans l'attente des éléments (en phase PROJET) qui permettront de préciser le chiffrage en fonction des différentes contraintes évoqués ci-dessus, le tableau récapitulatif des quatre solutions proposées est le suivant :



		Barrage coupe type 1	Barrage cp type 1 Apport	Barrage coupe type 2	Barrage cp type 2 Apport
Libellé		PRIX TOTAL € H.T.	PRIX TOTAL € H.T.	PRIX TOTAL € H.T.	PRIX TOTAL € H.T.
1	FORFAITS GENERAUX				
1,1	Installations de chantier, amenée et repli matériel général, topographies...	1 350 000,00	1 350 000,00	1 350 000,00	1 350 000,00
1,2	Etudes de méthodes, plan assurance qualité et dossier des ouvrages exécutés	420 000,00	420 000,00	420 000,00	420 000,00
1,3	Laboratoire, essais et contrôles des matériaux mis en œuvre	300 000,00	300 000,00	300 000,00	300 000,00
	TOTAL DES FORFAITS GENERAUX	2 070 000,00	2 070 000,00	2 070 000,00	2 070 000,00
2	SITE DE BAGATELLE				
2,1	Barrage en remblais	1 065 057,28	1 149 942,88	1 121 307,28	1 187 442,88
2,2	Evacuateur de Crue	1 275 457,40	1 275 457,40	1 275 457,40	1 275 457,40
2,3	Ouvrage de vidange	200 500,00	200 500,00	200 500,00	200 500,00
2,4	Instrumentation et mesures	62 460,00	62 460,00	62 460,00	62 460,00
2,5	Recalibrage fossé aval	67 317,70	67 317,70	67 317,70	67 317,70
2,6	Dévoisement chemin des fours à chaux (Nord du barrage)	96 653,45	96 653,45	96 653,45	96 653,45
2,7	Dévoisement chemin au sud du barrage	41 365,93	41 365,93	41 365,93	41 365,93
2,8	Aménagements paysagers				
	TOTAL SITE DE BAGATELLE	2 808 811,76	2 893 697,36	2 865 061,76	2 931 197,36
3	SITE DE LA PLAINE				
3,1	Barrage en remblais	2 150 399,40	3 151 170,30	2 289 149,40	3 243 670,30
3,2	Evacuateur de Crue	4 275 018,74	4 275 018,74	4 275 018,74	4 275 018,74
3,3	Ouvrage de vidange	259 200,00	259 200,00	259 200,00	259 200,00
3,4	Instrumentation et mesures	62 460,00	62 460,00	62 460,00	62 460,00
3,5	Recalibrage chenal aval EVC	276 602,00	276 602,00	276 602,00	276 602,00
3,6	3.6.1 Dévoisement RD613	4 432 077,37	4 432 077,37	4 432 077,37	4 432 077,37
	3.6.2 Infrastructures hydrauliques pour écoulement EP sur la chaussée	608 800,00	608 800,00	608 800,00	608 800,00
	3.6.3 Bassin Est	169 065,00	169 065,00	169 065,00	169 065,00
	3.6.4 Bassin Ouest	121 410,00	121 410,00	121 410,00	121 410,00
3,7	Ouvrage de franchissement du chenal pour accès pied de barrage amont	139 437,50	139 437,50	139 437,50	139 437,50
3,8	Restitution réseau d'irrigation sous barrage	175 786,00	175 786,00	175 786,00	175 786,00
3,9	Aménagements paysagers				
	TOTAL SITE DE LA PLAINE	12 670 256,01	13 671 026,91	12 809 006,01	13 763 526,91
4	COULOIR ENDIGUE				
4,1	Rec de Veyret	1 665 910,50	1 665 910,50	1 665 910,50	1 665 910,50
4,2	Ouvrage 1 - Passerelle piétonne	139 517,44	139 517,44	139 517,44	139 517,44
4,3	Ouvrage 2 - Pont de Monfort	1 954 095,80	1 954 095,80	1 954 095,80	1 954 095,80
4,4	Ouvrage 3 - Pont Saint Charles	810 169,55	810 169,55	810 169,55	810 169,55
4,5	Aménagements paysagers				
	TOTAL COULOIR ENDIGUE	4 569 693,29	4 569 693,29	4 569 693,29	4 569 693,29
	RECAPITULATIF				
1	<i>FORFAITS GENERAUX</i>	2 070 000,00	2 070 000,00	2 070 000,00	2 070 000,00
2	<i>SITE DE BAGATELLE</i>	2 808 811,76	2 893 697,36	2 865 061,76	2 931 197,36
3	<i>SITE DE LA PLAINE</i>	12 670 256,01	13 671 026,91	12 809 006,01	13 763 526,91
4	<i>COULOIR ENDIGUE</i>	4 569 693,29	4 569 693,29	4 569 693,29	4 569 693,29
	<i>Sous-total</i>	22 118 761,06	23 204 417,56	22 313 761,06	23 334 417,56
	<i>Divers et non métrés 5%*</i>	1 105 938,05	1 160 220,88	1 115 688,05	1 166 720,88
	TOTAL H.T.	23 224 699,12	24 364 638,44	23 429 449,12	24 501 138,44

*les 5% de divers et non métrés ont été ajustés par rapport à l'optimisation des ouvrages calculés lors de cette phase. Habituellement, ils sont plutôt de 10 à 15%. Ils ne prennent pas en compte les aléas.



L'augmentation du coût du projet entre la faisabilité et le présent AVP s'explique du fait des principaux points suivants :

- Sur les derniers appels d'offres, nous avons constaté une évolution des forfaits généraux du fait de l'anticipation et la prise en compte de faits nouveaux tels que les pandémies. Cette augmentation est de l'ordre de 2% du montant du marché. Dans notre cas elle s'élèverait à environ 460 K€.
- Une forte évolution ces derniers mois du coût des matières premières et en particulier de l'acier. Les ouvrages à réaliser nécessitent plus de 1200T de ferrailage soit un delta de 840k€.
- La prise en compte de la géotechnique qui n'était pas disponible pour la faisabilité et qui engendre plusieurs augmentations telles que :
 - Modification de la proportion de terrain meuble et rocheux. Il y a plus de matériaux rocheux, donc un coût d'extraction supérieur, environ 280k€
 - Il y a 81000T de matériaux rocheux supplémentaires à concasser, soit environ 324k€
 - Une déficience en matériaux argileux qui en fonction du profil choisi nous oblige soit à traiter les matériaux du site soit à faire venir des matériaux d'apport. Le surcoût est estimé à environ 455k€
 - La fondation du barrage est également à améliorer avec plus de paroi étanche, soit 200k€
 - Les fosses de dissipation devront également être ancrées, soit 182 k€ de plus-value.
- Le changement du tracé de la RD613 avec le lissage des courbes qui augmente de 33000m³ la quantité de terrassement à réaliser soit une augmentation d'environ 248k€.
- Certaines améliorations proposées ou demandées, telles que :
 - Les deux ouvrages de transparences hydrauliques et de circulation sous la RD613 pour un montant de 728k€ ;
 - Franchissement du chenal pour accès au pied du barrage via l'ancienne RD613 pour un montant de 140k€ ;
 - La réalisation d'un déversoir en rive droite du couloir endigué, estimé à 207k€ ;
 - La restitution du réseau d'irrigation enterré sous le barrage de la Plaine, le montant provisionné est de 176k€.



9 RECONNAISSANCES COMPLÉMENTAIRES

9.1 TOPOGRAPHIQUES

Des relevés topographiques complémentaires seront nécessaires en vue de la suite des études. Sur les sites des barrages, il faudra faire de la topographie :

- au droit des futurs emplacements des routes et zones de raccordement à l'existant ;
- sur Bagatelle, au droit de l'habitation impactée par la retenue (relevé des planchers) ;
- sur les potentiels zones d'emprunt et d'installations de chantier.

9.2 GEOTECHNIQUES

Nous disposons à ce jour des résultats de la campagne géotechnique menée par GEOTEC au stade Avant-Projet (AVP), réalisée afin d'identifier les matériaux de la fondation des ouvrages et ceux constituant les zones d'emprunt potentielles dans les retenues. Les échantillons prélevés ont fait l'objet d'essais en laboratoire afin de caractériser les différents matériaux selon la classification GTR. Cette campagne géotechnique au stade AVP a été complétée par des investigations géophysiques et la réalisation de profils par tomographie électrique le long des axes des futurs barrages de Plaine et Bagatelle.

Toutes ces informations recueillies ont servi comme données d'entrées à ce stade AVP pour la conception des ouvrages.

Néanmoins certaines incertitudes demeurent à ce stade dans les modèles géotechniques et les hypothèses retenus. Le tableau suivant synthétise ces incertitudes et les besoins d'investigations complémentaires associés :

SITE	PARTIE D'OUVRAGE	INCERTITUDE MISE EN EVIDENCE	TYPE D'ESSAI	PARAMETRE RECHERCHE
<u>Plaine</u>	Barrage	Importante anomalie électrique en RD (zone fracturée, karst, etc.)	Sondages carottés (y.-c. essais laboratoire et essais de perméabilité in situ type Lugeon)	<ul style="list-style-type: none"> - Paramètres mécaniques - État de fracturation - Perméabilité - Niveau piézométrique
		Position du toit du rocher au centre de l'ouvrage / épaisseur et nature des formations de couverture	Sondages carottés jusqu'au rocher (y.-c. essais laboratoire et essais de perméabilité in situ type Lugeon)	<ul style="list-style-type: none"> - Nature, épaisseur et paramètres mécaniques des formations de couverture - Perméabilité - Niveau piézométrique
	Évacuateur	Matériaux dans l'axe de l'évacuateur	Fouilles à la pelle dans l'axe de l'évacuateur	<ul style="list-style-type: none"> - Nature, épaisseur et paramètres mécaniques des formations de couverture
	Zone d'emprunt	Réemploi des matériaux Perméabilité des matériaux compactés à l'OPN	Fouilles à la pelle Perméabilité en laboratoire	<ul style="list-style-type: none"> - Nature, épaisseur et paramètres mécaniques des formations de couverture - Perméabilité des matériaux compactés à l'OPN
	Déviation de la RD613	Maillage insuffisant (sondages non réalisés au stade AVP)	Fouilles à la pelle	<ul style="list-style-type: none"> - Nature et épaisseur des formations de couverture
<u>Bagatelle</u>	Barrage	État du massif calcaire au droit de l'évacuateur	Sondages carottés (y.-c. essais laboratoire et essais de perméabilité in situ type Lugeon)	<ul style="list-style-type: none"> - Paramètres mécaniques - État de fracturation - Perméabilité - Niveau piézométrique
	Évacuateur	Au stade AVP, sondages réalisés sur la rive opposée	Fouilles à la pelle dans l'axe de l'évacuateur	<ul style="list-style-type: none"> - Nature, épaisseur et paramètres mécaniques des formations de couverture
	Zone d'emprunt	Réemploi des matériaux Perméabilité des matériaux compactés à l'OPN	Fouilles à la pelle Perméabilité en laboratoire	<ul style="list-style-type: none"> - Nature, épaisseur et paramètres mécaniques des formations de couverture - Perméabilité des matériaux compactés à l'OPN
<u>Couloir endigué</u>	Passerelle	Caractéristiques pressiométriques et mécaniques au droit de l'ouvrage	Essais pressiométriques Sondages carottés (y.-c. essais laboratoire)	<ul style="list-style-type: none"> - Paramètres pressiométriques (EM, pl*) - Paramètres mécaniques (c', ϕ')
	Pont route de Montfort	Caractéristiques pressiométriques et mécaniques au droit de l'ouvrage	Essais pressiométriques Sondages carottés (y.-c. essais laboratoire)	<ul style="list-style-type: none"> - Paramètres pressiométriques (EM, pl*) - Paramètres mécaniques (c', ϕ')
	Pont chemin de Saint-Charles	Caractéristiques pressiométriques et mécaniques au droit de l'ouvrage	Essais pressiométriques Sondages carottés (y.-c. essais laboratoire)	<ul style="list-style-type: none"> - Paramètres pressiométriques (EM, pl*) - Paramètres mécaniques (c', ϕ')



9.3 NATURALISTES

A préciser ultérieurement.

ANNEXES

Annexe 1. Note d'enjeux environnementale

Annexe 2. Note G2AVP



BRL
Ingénierie



www.brl.fr/brli

*Société anonyme au capital de 3 183 349 euros
SIRET : 391 484 862 000 19 - RCS : NÎMES B 391 484 862
N° de TVA intracom : FR 35 391 484 862 000 19*

1105, avenue Pierre Mendès-France
BP 94001 - 30 001 Nîmes Cedex 5
FRANCE
Tél. : +33 (0) 4 66 84 81 11
Fax : +33 (0) 4 66 87 51 09
e-mail : brli@brl.fr