Projet d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues

Etude de dangers du système d'endiguement de Fabrègues
Document B

Indice 5



EVNB037ECO

Septembre 2020

Informations qualité

Contrôle qualité

Version	Date	Rédigé par	Visé par :
Indice 1	20/05/2019	JF Geoffre	C Lescoulier
Indice 2	03/06/2019	JF Geoffre	C Lescoulier
Indice 3	05/03/2020	JF Geoffre	C Lescoulier
Indice 4	09/06/2020	JF Geoffre	C Lescoulier
Indice 5	07/09/2020	JF Geoffre	C Lescoulier

Destinataires

Envoyé à :		
Nom	Organisme	Envoyé le :
V Nguyen Van	3M	20/05/2019
V Nguyen Van/N Zumbiehl	3M	03/06/2019
V Nguyen Van/N Zumbiehl	3M	05/03/2020
V Nguyen Van/N Zumbiehl	3M	09/06/2020
V Nguyen Van/N Zumbiehl	3M	07/09/2020

Copie à :		
Nom	Organisme	Envoyé le :

Table des matières

4. Caractérisation des aléas naturels 2

4.1 L'inondation 2

4.1.1 Le Coulazou 2

4.1.1.1 Contexte géographique et géologique 2

4.1.1.2 Régime hydrologique 5

4.1.1.2.1 Les conditions climatiques 5

4.1.1.2.2 La pluviométrie 5

4.1.1.2.3 Caractéristiques climatiques locales 6

4.1.1.3 Débits de crue – Rappel d'hydrologie (Source INGEROP 2011) 8

4.1.1.3.1 Méthodologie mise en oeuvre 8

4.1.1.3.2 Débits de la crue centennale 9

4.1.1.3.3 Débits des autres crues de référence 10

4.1.1.3.4 Débits des crues de période de retour supérieure à 100 ans 10

4.1.1.3.5 Validité de l'étude INGEROP 2011 11

4.1.2 Merdanson 12

4.1.2.1 Caractéristiques du bassin versant 12

4.1.2.2 Débits de crue du Merdanson 12

4.1.2.2.1 Méthodologie de détermination 12

4.1.2.2.2 Caractérisation du ruissellement – Fonction de production 13

4.1.2.2.3 Fonction de propagation des hydrogrammes 16

4.1.2.2.4 Valeurs des débits de référence du Merdanson 19

4.1.2.3 Hydrogrammes de crue du Merdanson 19

4.1.3 Autres cours d'eau 20

4.1.4 Crues historiques 20

4.1.5 Modélisation hydraulique 22

4.1.5.1 Description du modèle utilisé 22

4.1.5.2 Construction du modèle 23

4.1.5.2.1 Limites géographiques du modèle 23

4.1.5.2.2 Maillage du modèle 23

4.1.5.2.3 Prise en compte des ouvrages de franchissement 23

4.1.5.2.4 Prise en compte des seuils transversaux 29

4.1.5.2.5 Conditions aux limites du modèle 31

4.1.5.3 Reconstitution de la crue du 14 octobre 2016 34

4.1.5.3.1 Episode méditerranéen du 12 au 14 octobre 2016 34

4.1.5.3.2 Repères de crue 36

4.1.5.3.3 Evaluation du débit de pointe de la crue du Coulazou 36

4.1.5.4 Exploitation du modèle 41
4.1.5.4.1 Scénarios modélisés 41
4.1.5.4.2 Caractéristiques des écoulements (cotes et vitesses) – Etat projet 42
4.1.5.4.3 Cartographie des hauteurs et des vitesses d'écoulement 45
4.1.5.4.4 Profils en long des lignes d'eau 53
4.1.5.4.5 Limnigrammes et vitesses d'écoulement 57
4.1.5.4.6 Synthèse des paramètres d'écoulement en état projet pour les crues de 100 ans (Coulazou et Merdanson) et de 1 000 ans (Coulazou et Merdanson) 60
4.1.5.4.7 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection 62
4.1.5.5 Impact du projet d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues 67
4.1.5.5.1 Impact sur les hauteurs d'eau 67
4.1.5.5.2 Evolutions morphologiques liées au système d'endiguement 68
4.1.5.6 Comparaison des résultats de l'étude hydraulique avec les résultats des études hydrauliques du PPRI 70
4.1.5.6.1 Hypothèses hydrologiques retenues dans le PPRI 70
4.1.5.6.2 Hypothèses retenues pour les zones de risques dans le PPRI 70
4.1.5.6.3 Zonage réglementaire retenu dans le PPRI 71
4.1.5.6.4 Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et les cartes d'aléas de l'EDD 71
4.1.5.7 Incertitude sur les résultats 73
4.1.6 Les embâcles au droit des ponts 74
4.2 Contexte géologique 78
4.3 Aléa retrait-gonflement des argiles 79
4.4 Risque de remontées de nappe 81
4.5 Evolution géomorphologique 81
4.6 Risque d'érosion de berges 83
4.7 Séismes 83
4.7.1 Définition 83
4.7.2 Historique dans le département de l'Hérault 84
4.7.3 Séismes les plus importants ressentis sur la commune de Fabrègues 85
4.7.4 Conséquences 86
4.7.5 Prise en compte des séismes dans le dimensionnement des ouvrages 87
4.8 Le risque de rupture de grand barrage 88
5. Description du système d'endiguement 89
5.1 Ouvrages existants 89

5.2 Ouvrages à construire ou à modifier (Source : PRO – Merlin – 2020)..... 90
5.2.1 Localisation des ouvrages 90
5.2.2 Descriptif des travaux..... 90
5.2.3 Calage altimétrique du projet..... 95
5.2.4 Justification de la revanche..... 95
5.2.5 Secteur 1 – Digue de la Plantade entre la voie ferrée et 30 m en amont de la rue Domergue 96
5.2.5.1 Secteur 1 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 96
5.2.5.2 Secteur 1 - Raccordements amont et aval 98
5.2.5.3 Secteur 1 - Rétablissements hydrauliques pluviaux..... 98
5.2.5.4 Secteur 1 - Gestion des interfaces conduite – digue..... 99
5.2.5.5 Secteur 1 - Accès au chantier..... 100
5.2.6 Secteur 2 – Mur en amont de la rue Domergue et Protection en palplanches de part et d'autre de la RD27 101
5.2.6.1 Secteur 2 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 101
5.2.6.1.1 Secteur 2.1 : Mur au niveau de la Rue Domergue 103
5.2.6.1.2 Secteur 2.2 : Palplanches en amont du pont de la RD27 104
5.2.6.1.3 Secteur 2.2 - Raccordements amont et aval 105
5.2.6.1.4 Secteur 2.3 – Palplanches en aval du pont de la RD27 jusqu'au stade..... 105
5.2.6.1.5 Secteur 2.3 - Raccordements amont et aval 106
5.2.6.2 Secteur 2 - Rétablissements hydrauliques 106
5.2.6.3 Secteur 2 - Gestion des interfaces conduite – mur..... 108
5.2.6.4 Secteur 2 - Gestion des interfaces conduite – palplanche... 108
5.2.6.5 Secteur 2 - Accès au chantier..... 109
5.2.7 Secteur 3 – Digue au niveau du cimetière..... 110
5.2.7.1 Secteur 3 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 111
5.2.7.2 Secteur 3 – Raccordements amont et aval 114
5.2.7.3 Secteur 3 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales..... 114
5.2.7.4 Secteur 3 - Accès au chantier..... 117
5.2.8 Secteur 4 – Mur des Campanelles..... 117
5.2.8.1 Secteur 4 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 117
5.2.8.2 Secteur 4 – Raccordements amont et aval 120
5.2.8.3 Secteur 4 - Aménagement des pistes d'accès chantier..... 120
5.2.9 Secteur 5 – Dévoiement du ruisseau des Combes et rehausse de la voirie « Rue Jean-Marc Rouan » 120
5.2.9.1 Secteur 5 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 121
5.2.9.2 Secteur 5 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales..... 124
5.2.10 Secteur 6 – Digue des Campanelles 125
5.2.10.1 Secteur 6 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 125
5.2.10.2 Secteur 6 – Raccordements amont et aval 127

5.2.10.3 Secteur 6 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales 127
5.2.10.4 Secteur 6 - Aménagement des pistes d'accès au chantier 131
5.2.11 Secteur 7 – Mur du Merdanson 132
5.2.11.1 Secteur 7 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long 132
5.2.11.2 Secteur 7 - Raccordements amont et aval 136
5.2.11.3 Secteur 7 - Aménagement du Ruisseau du Merdanson 136
5.2.11.4 Secteur 7 - Transparence hydraulique du réseau pluvial 138
5.2.11.5 Secteur 7 - Aménagement des pistes d'accès au chantier 139
5.2.12 Rôle de l'ancienne voie ferrée dans le système d'endiguement 139
5.2.13 Récapitulatif des aménagements 140
5.2.14 Mesures prises pendant la réalisation des travaux pour limiter les conséquences des crues ou des tempêtes pouvant survenir pendant les travaux 141
5.2.14.1 Phasage des travaux 141
5.2.14.2 Prescriptions en phase chantier 142
5.3 Accès aux ouvrages 143
5.3.1 en phase chantier 143
5.3.2 En phase exploitation 143
5.4 Description fonctionnelle du système d'endiguement 146
5.4.1 Synthèse du fonctionnement du système d'endiguement 146
5.4.2 Caractérisation des crues inférieures au niveau de protection 146
5.4.2.1 Zones inondées pour T = 10, 30 et 100 ans 146
5.4.2.2 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection 153
5.4.3 Cartes des venues d'eau 161
6. Retour d'expérience concernant la zone protégée et le système d'endiguement 162
6.1 Historique des désordres 162
6.2 Retour d'expérience sur d'autres digues françaises 163
6.2.1 Base de données ARIA 163
6.2.2 Retour d'expérience sur les digues du Rhône en terre 165
6.2.3 Retour d'expérience sur les digues de la Mosson 165
6.2.3.1 Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt 167
6.2.3.2 Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003 167
6.2.3.2.1 Route départementale 116 167
6.2.3.2.2 Secteur du Thôt 168
6.2.3.3 Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003 169

6.2.3.3.1 Compte-rendu de la visite de terrain du 04/12/2003 169
6.2.3.3.2 Compte-rendu de la visite de terrain du 06/12/2003 173
6.2.3.4 Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003 176
6.2.3.4.1 Reconstruction aval de la RD116 176
6.2.3.4.2 Glissement de la gazonnière 178
6.2.3.5 Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014 181
6.2.3.5.1 Constat des désordres 181
6.2.3.5.2 Travaux de première urgence 183
6.2.4 Retour d'expérience sur d'autres systèmes d'endiguement 183
6.3 Bilan et prise en compte de l'accidentologie 184

7. Diagnostic approfondi des éléments constitutifs du système d'endiguement et tenue des ouvrages 186
7.1 Diagnostic géotechnique 186
7.1.1 Contexte géologique 186
7.1.2 Contexte hydrogéologique 186
7.1.3 Etude géotechnique GIA Ingénierie – Juillet 2015 187
7.1.4 Etude géotechnique HYDROGEOTECHNIQUE – Juin 2020 190
7.1.4.1 Investigations réalisées au droit de la digue des Campanelles 190
7.1.4.2 Caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de la digue des Campanelles 194
7.1.4.3 Investigations géotechniques réalisées au droit de la digue de la Plantade 195
7.1.4.4 Caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de la digue de la Plantade 197
7.1.4.5 Investigations géotechniques réalisées au droit du mur du Merdanson 198
7.1.4.6 Caractéristiques géologiques, géotechniques, hydrogéologiques au droit du mur du Merdanson 200
7.1.4.7 Conclusions de l'étude HYDROGEOTECHNIQUE 201
7.1.5 Préconisations de mise en œuvre des matériaux – Digues de la Plantade et des Campanelles 201
7.1.5.1 Préconisations de mise en œuvre des matériaux du corps de digue 201
7.1.5.2 Piste sommitale 202
7.1.6 Préconisations de mise en œuvre des matériaux dans le lit du Merdanson et côté butée du soutènement 202
7.2 Etude de la stabilité des ouvrages 203
7.2.1 Remarques préliminaires 203
7.2.2 Géométrie de l'ouvrage 207
7.2.2.1 Digue de la Plantade – Secteurs 1 et 2.1 207

7.2.2.2 Digue des Campanelles – Secteur 6 208
7.2.2.3 Mur du Merdanson – Secteur 7 208
7.2.3 Etude de stabilité des digues 209
7.2.3.1 Moyens de calcul 209
7.2.3.2 Hypothèses de calculs 209
7.2.3.2.1 Modèle géotechnique de calcul 209
7.2.3.2.2 Hypothèses hydrauliques 209
7.2.3.3 Etat Limite Ultime de la stabilité d'ensemble 209
7.2.3.3.1 Situations analysées 209
7.2.3.3.2 Résultats de calcul de stabilité d'ensemble 211
7.2.3.4 Etat Limite de soulèvement du pied aval 211
7.2.3.5 Etat limite de défaut de capacité portante/tassements 211
7.2.3.6 Etat Limite de résistance à l'érosion interne en situation normale d'exploitation 213
7.2.3.6.1 Remarques préalables 213
7.2.3.6.2 Approche qualitative de l'état ultime d'érosion interne 213
7.2.3.7 Etat limite de résistance à l'érosion externe 214
7.2.4 Dimensionnement des murs de soutènement 215
7.2.4.1 Mur de soutènement au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1 215
7.2.4.2 Secteur 4 – Mur des Campanelles 215
7.2.4.2.1 Principe 215
7.2.4.2.2 Caractéristiques de l'ouvrage 216
7.2.4.3 Secteur 7 – Mur du Merdanson 217
7.2.4.3.1 Principe 217
7.2.4.3.2 Caractéristiques de l'ouvrage 217
7.2.4.3.3 Stabilité des talus provisoires 217
7.2.4.3.4 Dispositifs d'assainissement et de drainage 218
7.2.4.3.5 Niveau d'assise 218
7.2.4.3.5 Résistance ultime et tassements 218
7.2.4.3.5 Glissement 219
7.2.4.4 Dimensionnement du mur de soutènement sur le secteur 7.1 à l'aval de l'avenue de Cournonterral 220
7.2.4.4.1 Principe 220
7.2.4.4.2 Fonctionnement mécanique de l'ouvrage 220
7.2.4.4.3 Caractéristiques de l'ouvrage 220
7.2.4.4.4 Modèle géotechnique retenu 221
7.2.4.4.5 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis de la boulance 221
7.2.4.4.6 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis du renard solide - HYD 221
7.2.4.4.7 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis du soulèvement - UPL 221
7.2.4.4.8 Portance 221

7.2.5 Dimensionnement soutènement Rue Domergue – Avenue de la Gare – Secteurs 2.2 et 2.3 221
7.2.5.1 Principe 221
7.2.5.2 Caractéristiques de l'ouvrage 222
7.2.5.3 Stabilité de la digue et érosion interne 222
7.2.5.4 Vérification du rideau 222
7.2.6 Raccordement entre tronçons et aux extrémités 223
7.2.7 Ouvrages traversant 223
7.2.8 Incertitudes sur les résultats 223
7.3 Etude des défaillances structurelles du système d'endiguement 224
7.3.1 Description et principes de la méthodologie utilisée 225
7.3.1.1 Principe général 225
7.3.1.2 Détermination des scénarios d'inondation 226
7.3.1.2.1 Description de la méthode des nœuds papillon 226
7.3.1.2.2 Déroulement de la méthode du nœud papillon 227
7.3.1.3 Mise en œuvre de la méthode du nœud papillon 228
7.3.1.3.1 Réalisation d'un arbre des défaillances 228
7.3.1.3.2 Analyse par arbre des évènements 228
7.3.1.4 Définition des critères utilisés 229
7.3.1.4.1 Caractérisation des scénarios de défaillance, critère : probabilité d'occurrence 229
7.3.1.4.2 Probabilité d'occurrence des crues 229
7.3.1.4.3 Probabilité d'occurrence des risques de défaillance 230
7.3.1.4.5 Evaluation de la gravité des conséquences : intensité, cinétique et enjeux 231
7.3.1.4.6 Identification des modes de défaillance envisageables 232
7.3.1.4.7 Identification et caractérisation des potentiels de danger 232
7.3.1.4.8 Les différents mécanismes de rupture des digues en remblai 234
7.3.1.4.9 Les différents mécanismes de rupture des murets béton 244
7.3.1.4.10 Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique 245
7.3.1.4.11 Autres potentiels de danger 245
7.3.2 Détermination des scénarios d'inondation et évaluation préliminaire des risques 247
7.3.2.1 Scénario de défaillance 1 : Rupture par surverse des digues en terre 247
7.3.2.1.1 Etude de probabilité de rupture par secteur 248
7.3.2.1.2 Définition de la probabilité d'occurrence de la surverse 249
7.3.2.2 Scénario de défaillance 2 : Rupture par érosion externe 249
7.3.2.2.1 Aléa lié à l'érosion fluviale 250
7.3.2.2.2 Aléa lié à l'affouillement de pied 250
7.3.2.2.3 Etude de la probabilité de rupture par secteur 251
7.3.2.2.4 Définition de la probabilité de rupture par secteur 251
7.3.2.3 Scénario de défaillance 3 : Rupture par érosion interne 252

7.3.2.3.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur 253
7.3.2.3.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur 255
7.3.2.4 Scénario de défaillance 4 : Rupture par glissement d'ensemble 255
7.3.2.4.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur 257
7.3.2.4.2 Etude de la probabilité de rupture par secteur 257
7.3.2.5 Scénario de défaillance 5 : Rupture de mur par érosion par jet plongeant 257
7.3.2.5.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur 258
7.3.2.5.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur 258
7.3.2.6 Scénario de défaillance 6 : Rupture de mur par basculement 260
7.3.2.6.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur 260
7.3.2.6.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur 261
7.3.2.7 Synthèse des scénarios de défaillance 261
7.3.3 Synthèse sur la performance du système d'endiguement 262
7.3.3.1 Niveaux de sûreté et de danger 262
7.3.3.2 Niveau de protection du système d'endiguement 263
7.4 Analyse des moyens mis en œuvre pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages 274
7.4.1 Organisation du gestionnaire 274
7.4.2 Dossier d'ouvrage 274
7.4.3 Consignes d'entretien et de surveillance du système d'endiguement 274
7.4.3.1 Surveillance périodique hors crue 274
7.4.3.2 Surveillance post-crue 275
7.4.3.3 Visite Post-séisme 275
7.4.3.4 Surveillance en crue 276
7.4.3.5 Adéquation des moyens du gestionnaire pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages 276

8. Etude des risques de venues d'eau dans et en dehors de la zone protégée 277
8.1 Scénario 1 : Fonctionnement nominal du système d'endiguement 277
8.2 Scénario 2 : Défaillance fonctionnelle du système d'endiguement 278
8.2.1 Les scénarios étudiés 278
8.2.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité 280
8.2.2.1 Scénario 2.1 280
8.2.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 280
8.2.2.1.2 Carte des aléas 288
8.2.2.1.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux 288
8.2.2.1.4 Carte des venues d'eau 288
8.2.2.2 Scénario 2.2 291

8.2.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 291
8.2.2.2.2 Carte des aléas 299
8.2.2.2.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux 299
8.2.2.2.4 Carte des venues d'eau 300
8.2.2.3 Scénario 2.3 303
8.2.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 303
8.2.2.3.2 Carte des aléas 310
8.2.2.3.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux 310
8.2.2.3.4 Carte des venues d'eau 311
8.3 Scénario 3 : Défaillance structurelle du système d'endiguement 314
8.3.1 Les scénarios étudiés 314
8.3.1.1 Localisation 314
8.3.1.2 Géométrie des brèches 314
8.3.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité 317
8.3.2.1 Scénario 3.1 sur le mur du Merdanson 317
8.3.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 317
8.3.2.1.2 Carte des aléas 325
8.3.2.1.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux 325
8.3.2.1.4 Carte des venues d'eau 328
8.3.2.2 Scénario 3.2 sur la digue de la Plantade 329
8.3.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 329
8.3.2.2.2 Carte des aléas 337
8.3.2.2.3 Evaluation de la population mise en danger 337
8.3.2.2.4 Carte des venues d'eau 337
8.3.2.3 Scénario 3.3 sur la digue des Campanelles 340
8.3.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement 340
8.3.2.3.2 Carte des aléas 348
8.3.2.3.3 Evaluation de la population mise en danger 348
8.3.2.3.4 Carte de venues d'eau 348
8.4 Scénario 4 : Aléa de référence du PPRI 351

9. Présentation et analyse de l'organisation mise en place par le gestionnaire pour l'exercice de ses fonctions 352
9.1 Adéquation des moyens mis en place pour la surveillance et l'entretien courant avec l'objectif de protection garanti 352
9.1.1 Présentation du gestionnaire 352
9.1.1.1 Le service Risque Pluvial et Inondations (RPI) 352
9.1.1.2 Organisation du gestionnaire 353
9.1.1.3 Mesures d'entretien du système d'endiguement mises en place par le gestionnaire 353
9.1.1.3.1 Entretien des ouvrages en remblai 353
9.1.1.3.2 Entretien des ouvrages en génie civil 353

9.1.2 Consignes écrites 354
9.1.3 Définition des principales procédures qui encadrent l'identification et l'évaluation des principaux risques, la surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances, la gestion des situations d'urgence et la gestion du retour d'expérience 354
9.1.3.1 Surveillance et entretien périodique des ouvrages en dehors des périodes de crues 354
9.1.3.2 Surveillance en période de crue 355
9.1.3.2.1 Niveau de veille de temps ordinaire 355
9.1.3.2.2 Niveau d'alerte jaune départemental 355
9.1.3.2.3 Niveau d'alerte orange départemental Pluie/inondations 355
9.1.3.2.4 Début de la décrue 356
9.1.3.2.5 Retour à la situation de veille de temps ordinaire 356
9.1.3.3 Visites post-crue 356
9.1.3.4 Visites post-séismes 357
9.1.4 Moyens d'information sur les crues ou les tempêtes 357
9.1.4.1 Prévisions météorologiques – Rôle de l'astreinte Hydro-Météo de 3M 357
9.1.4.2 Stations de mesures du gestionnaire 358
9.1.5 Niveaux de vigilance 360
9.1.6 Procédures d'information et de communication avec les autorités compétentes pour la mise en sécurité des populations en période de crue ou de tempête 370
9.1.6.1 Information préventive 370
9.1.6.2 Modalités de transmissions d'informations vers les autorités compétentes 372
9.1.6.2.1 Services de la Préfecture 372
9.1.6.2.2 Services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCSOH – DREAL Occitanie) 372
9.1.6.2.3 Service interministériel de Défense et de Sécurité Civile 373
9.1.6.2.4 Service de Prévision des Crues (SPC) 373
9.1.6.2.5 Service Départemental d'Incendie et de Secours (SDIS) 373
9.1.7 Dispositions prises par le responsable pour s'assurer en permanence du respect des procédures 374
9.1.8 Rôle des barrières de sécurité 374
9.1.9 Adéquation des moyens humains et de l'organisation du gestionnaire 375
9.2 Recommandations de l'organisme agréé qui réalise l'étude de dangers 377
9.2.1 Résultats de l'étude de dangers 377
9.2.2 Mesures de maîtrise des risques 377
9.2.2.1 Surveillance des ouvrages 377
9.2.2.2 Entretien de l'ouvrage 378
9.2.2.3 Gestion de la problématique d'embâcles 378
9.2.2.4 Gestion de l'usage des digues 378

9.2.2.5 Mesures à mettre en œuvre sur le territoire 379
9.2.2.5.1 PCS et DICRIM 379
9.2.2.5.2 Plan de prévention des risques d'inondation 380
9.2.2.5.3 Prévision des crues 380
9.2.3 Recommandations en vue de conforter à moyen ou a long terme le niveau de protection du système d'endiguement 380

10. Cartographie 381
10.1 Carte administrative 381
10.2 Carte des venues d'eau 383

Liste des figures

Figure 1 : Localisation de la station de la Lauze 3
Figure 2 : Bassin versant du Coulazou au sein du bassin versant de la Mosson 4
Figure 3 : Caractéristiques climatiques à la station de Montpellier 5
Figure 4 : Hydrogrammes de crue du Coulazou 11
Figure 5 : Bassin versant du Merdanson 17
Figure 6 : Bassin versant du Merdanson – Découpage en sous-bassins versants 18
Figure 7 : Hydrogrammes de crue du Merdanson 19
Figure 8 : Bassins versants des autres cours d'eau 20
Figure 9 : Localisation des ouvrages (Source : Etude de dangers des digues du Coulazou – ANTEA – 2017) 25
Figure 10 : Ouvrage ancienne voie ferrée 25
Figure 11 : Passerelle piétonne – Rue Domergue 26
Figure 12 : Pont RD27 26
Figure 13 : RD613 - Ouvrage principal sur le Coulazou et ses 6 ouvrages voûte de décharge 27
Figure 14 : RD613 - Ouvrage sur le chenal de décharge 28
Figure 15 : RD613 - Ouvrage 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est 28
Figure 16 : Maillage du modèle 32
Figure 17 : Modèle numérique de terrain 33
Figure 18 : Cumul des précipitations du 12 au 14 octobre 2016 (Source Météo France) 34
Figure 19 : Cumul des précipitations du 12 au 14 octobre 2016 (Source Prédict) 35
Figure 20 : Localisation des repères de crue 37
Figure 21 : Profil en long de la ligne d'eau pour un débit de 175 m^3/s 38
Figure 22 : Crue du 14/10/2016 – Carte des hauteurs d'eau 39
Figure 23 : Crue du 14/10/2016 – Carte des vitesses d'écoulement 40
Figure 24 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat actuel – Carte des hauteurs d'eau 46
Figure 25 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 47
Figure 26 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement 48
Figure 27 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 49
Figure 28 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des viteses d'écoulement 50

Figure 29 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 51

Figure 30 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement 52

Figure 31 : Profil en long - Digue de la Plantade..... 54

Figure 32 : Profil en long – Digue des Campanelles..... 55

Figure 33 : Profil en long – Mur du Merdanson..... 56

Figure 34 : Localisation des points de calcul des limnigrammes et des vitesses d'écoulement 57

Figure 35 : Limnigrammes de crue – T = 100 ans..... 58

Figure 36 : Limnigrammes de crue – T = 1 000 ans..... 58

Figure 37 : Vitesses d'écoulement – T = 100 ans..... 59

Figure 38 : Vitesses d'écoulement – T = 1 000 ans..... 59

Figure 39 : Carte d'évolution de la crue correspondant au niveau de protection..... 63

Figure 40 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson – Carte d'impact sur les hauteurs d'eau 69

Figure 41 : Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et de l'EDD 72

Figure 42 : PHE correspondant au niveau de protection au droit du pont SNCF 74

Figure 43 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de la passerelle Gaston Domergue..... 75

Figure 44 : PHE correspondant au niveau de protection au droit du pont de la RD27..... 75

Figure 45 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage principal de la RD613 76

Figure 46 : PHE correspondant au niveau de protection au droit des ouvrages secondaires de la RD613 76

Figure 47 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage de décharge de la RD613 77

Figure 48 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage de décharge de la RD613 77

Figure 49 : Extrait de la carte géologique..... 78

Figure 50 : Carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le secteur d'étude (Source : BRGM) 79

Figure 51 : Carte du risque de remontée de nappes dans le secteur d'étude (Source : BRGM) 81

Figure 52 : Evolution du tracé du lit du Coulazou 82

Figure 53 : Représentation de l'aléa sismique dans les départements français (Sources : Décret du 22 octobre 2010 et DREAL LR) 84

Figure 54 : Localisation des épicentres de séismes – département de l'Hérault..... 85

Figure 55 : Ouvrages existants (Source : Etude de dangers des digues du Coulazou – ANTEA – 2017) 89
Figure 56 : Localisation des ouvrages (Source : PRO – MERLIN – 2020) 90
Figure 57 : Système d'endiguement projeté de Fabrègues 91
Figure 58 : Localisation des travaux (Source : PRO – MERLIN – 2020) 92
Figure 59 : Découpage en secteurs (Source : PRO – MERLIN – 2020) 94
Figure 60 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Coupe-type 1 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 96
Figure 61 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 97
Figure 62 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Profil en long 98
Figure 63 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – OH n° 1 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) .. 99
Figure 64 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Gestion des interfaces conduite - digue (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)..... 100
Figure 65 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Accès au chantier (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 100
Figure 66 : Secteur 2 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 102
Figure 67 : Secteur 2.1 - Digue de la Plantade – Coupe-type 2 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 103
Figure 68 : Secteur 2.1 – Profil en long 103
Figure 69 : Secteur 2.2 – Coupe type Soutènement en palplanches (Source : PRO Cabinet MERLIN - 2020) 104
Figure 70 : Secteur 2.2 – Profil en long 104
Figure 71 : Secteur 2.3 – Coupe type Soutènement en palplanches (Source : PRO Cabinet MERLIN - 2020) 105
Figure 72 : Secteur 2.3– Profil en long 106
Figure 73 : Secteur 2 – OH n° 2 à 6 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 107
Figure 74 : Secteur 2 – Gestion des interfaces conduite - palplanche (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)..... 109
Figure 75 : Secteur 3 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 112
Figure 76 : Secteur 3 – Coupe type 113
Figure 77 : Secteur 3 – Profil en long 114
Figure 78 : Secteur 3 – Digue au niveau du cimetière – OH n° 7 à 10 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 115
Figure 79 : Secteur 4 – Mur des Campanelles – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 118
Figure 80 : Secteur 4 – Coupe type 119

Figure 81 : Secteur 4 – Profil en long 119
Figure 82 : Secteur 5 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 122
Figure 83 : Secteur 5 – Vue aérienne du Ruisseau des Combes et zone remblayée 123
Figure 84 : Secteur 5 – Dévoiement du Ruisseau des Combes – Coupe-type (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 124
Figure 85 : Coupe au niveau de la rehausse de voirie rue Jean-Marc Rouan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 124
Figure 86 : Secteur 5 – OH n° 11, 11B, 12 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 124
Figure 87 : Secteur 6 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 126
Figure 88 : Secteur 6 – Digue des Campanelles – Coupe-type (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 127
Figure 89 : Secteur 6 – Digue des Campanelles – Profil en long 127
Figure 90 : Secteur 5 – OH n° 13 à 25 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 128
Figure 91 : Secteur 7 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 133
Figure 92 : Secteur 7.1 – Coupe de principe du Merdanson (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 134
Figure 93 : Secteur 7.1 – Profil en long 134
Figure 94 : Secteur 7.2 – Coupe de principe du Merdanson (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 136
Figure 95 : Secteur 7.2 – Profil en long 136
Figure 96 : Secteur 7 – Vue en 3D de l'aménagement (vue depuis le Coulazou) – (Source : PRO Cabinet MERLIN – 2020) 137
Figure 97 : Secteur 7 – OH n° 26 et 27 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020) 138
Figure 98 : Accès aux ouvrages en phase d'exploitation 145
Figure 99 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 147
Figure 100 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement 148
Figure 101 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 149
Figure 102 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des viteses d'écoulement 150
Figure 103 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau 151
Figure 104 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement 152
Figure 105 : Carte d'évolution de la crue correspondant au niveau de protection 154
Figure 106 : Synthèse des évènements depuis 2002 sur le linéaire d'étude (source EGIS Eau) 166

Figure 107 : Localisation du secteur dégradé 174
Figure 108 : Illustration des différentes dégradations et interventions sur la digue rive gauche 180
Figure 109 : Hydrogramme de crue de la station de Saint Jean de Védas 181
Figure 110 : Extrait de la carte géologique de Sète 187
Figure 111 : Implantation des sondages (Source : GIA Ingénierie - 2015) – 1/2 188
Figure 112 : Implantation des sondages (Source : GIA Ingénierie - 2015) – 2/2 189
Figure 113 : Secteur des Campanelles – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 192
Figure 114 : Secteur de la Plantade – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 196
Figure 115 : Secteur du Merdanson – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 199
Figure 116 : Digue de la Plantade – Secteur 1 – Profil type de principe de calcul de stabilité . 204
Figure 117 : Digue de la Plantade au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1 – Profil type de principe de calcul de stabilité 204
Figure 118 : Digue de la Plantade de part et d'autre de la RD27 (secteurs 2.2 et 2.3) – Profil type de calcul de stabilité 205
Figure 119 : Digue de la Plantade au droit du cimetière (secteur 3) – Profil type de calcul de stabilité 205
Figure 120 : Mur des Campanelles (secteur 4) – Profil type de calcul de stabilité..... 206
Figure 121 : Surélévation de la voirie Rue Jean-Marc Rouan (secteur 5) – Profil type de calcul de stabilité 206
Figure 122 : Digue des Campanelles – secteur 6 – Profil type de calcul de stabilité..... 207
Figure 123 : Mur du Merdanson – Secteur 7 – Profil type de principe de calcul de stabilité 207
Figure 124 : Modélisation des digues de la Plantade et des Campanelles 210
Figure 125 : Modélisation du talus du ruisseau du Merdanson 211
Figure 126 : Digue de la Plantade au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1 – Profil type de principe de calcul de stabilité 215
Figure 127 : Mur des Campanelles – Profil type de calcul de stabilité 216
Figure 128 : Mur du Merdanson – Profil type de calcul de stabilité..... 217
Figure 129 : Soutènement Rue Domergue – Avenue de la Gare – Profil type de calcul de stabilité 221
Figure 130 : Synoptique de la méthode d'analyse des risques mise en œuvre 226
Figure 131 : Exemple type de nœud papillon 227
Figure 132 : Mécanisme de rupture de digue par surverse 235
Figure 133 : Mécanisme de rupture de digue par érosion externe 236
Figure 134 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne 238

Figure 135 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Renard ou érosion régressive 239
Figure 136 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Entraînement dans l'ouvrage 240
Figure 137 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Boulance 241
Figure 138 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté terre 243
Figure 139 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté rivière 243
Figure 140 : Schéma de rupture par érosion par jet plongeant 244
Figure 141 : Schéma de rupture par basculement 245
Figure 142 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par surverse 248
Figure 143 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion externe 249
Figure 144 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion interne 252
Figure 145 : illustration du gradient hydraulique 253
Figure 146 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par glissement d'ensemble 256
Figure 147 : Arbre de défaillance – scénario de rupture de mur par jet plongeant 258
Figure 148 : Arbre de défaillance – scénario de rupture de mur par basculement 260
Figure 149 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement 264
Figure 150 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 1 – Digue de la Plantade 265
Figure 151 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.1 – Digue de la Plantade 266
Figure 152 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.2 – Digue de la Plantade 267
Figure 153 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.3 – Digue de la Plantade 268
Figure 154 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 3 – Digue du cimetière 269
Figure 155 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 4 – Mur des Campanelles 270
Figure 156 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 6 – Digue des Campanelles 271
Figure 157 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 7.1 – Mur du Merdanson 272
Figure 158 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 7.2 – Mur du Merdanson 273
Figure 159 : Localisation des scénarios de défaillance 279
Figure 160 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.1) 280
Figure 161 : Scénario 2.1 – Carte des hauteurs d'eau 281

Figure 162 : Scénario 2.1 – Carte des vitesses d'écoulement 282
Figure 163 : Scénario 2.1 – Cartes d'évolution de la crue 283
Figure 164 : Scénario 2.1 – Carte d'aléas 289
Figure 165 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau - Zoom 290
Figure 166 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.2) 291
Figure 167 : Scénario 2.2 – Carte des hauteurs d'eau 292
Figure 168 : Scénario 2.2 – Carte des vitesses d'écoulement 293
Figure 169 : Scénario 2.2 – Cartes d'évolution de la crue 294
Figure 170 : Scénario 2.2 – Carte d'aléas 301
Figure 171 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau - Zoom 302
Figure 172 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.3) 303
Figure 173 : Scénario 2.3 – Carte des hauteurs d'eau 304
Figure 174 : Scénario 2.3 – Carte des vitesses d'écoulement 305
Figure 175 : Scénario 2.3 – Cartes d'évolution de la crue 306
Figure 176 : Scénario 2.3 – Carte d'aléas 312
Figure 177 : Scénario 2.3 – Carte de venues d'eau - Zoom 313
Figure 178 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.1) 317
Figure 179 : Scénario 3.1 – Carte des hauteurs d'eau 318
Figure 180 : Scénario 3.1 – Carte des vitesses d'écoulement 319
Figure 181 : Scénario 3.1 – Cartes d'évolution de la crue 320
Figure 182 : Scénario 3.1 – Carte d'aléas 326
Figure 183 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau - Zoom 327
Figure 184 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.2) 329
Figure 185 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.2 330
Figure 186 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.2 331
Figure 187 : Scénario 3.2 – Cartes d'évolution de la crue 332
Figure 188 : Scénario 3.2 – carte d'aléas 338
Figure 189 : Scénario 3.2 – carte des venues d'eau - Zoom 339
Figure 190 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.3) 340
Figure 191 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.3 341
Figure 192 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.3 342
Figure 193 : Scénario 3.3 – Cartes d'évolution de la crue 343
Figure 194 : Scénario 3.3 – carte d'aléas 349
Figure 195 : Scénario 3.3 – carte de venues d'eau - Zoom 350

Figure 196 : Localisation de la station « Coulazou » à Cournonterral 358
Figure 197 : Point de référence de mesures sur le Coulazou - Localisation 359
Figure 198 : Carte d'inondation pour la crue centennale – itinéraire d'accès à la digue de la Plantade 366
Figure 199 : Carte d'inondation pour la crue centennale – itinéraire d'accès à la digue des Campanelles 367
Figure 200 : Carte administrative 382
Figure 201 : Scénario 1 – Carte des venues d'eau 384
Figure 202 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau 385
Figure 203 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau 386
Figure 204 : Scénario 2.3 – Carte des venues d'eau 387
Figure 205 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau 388
Figure 206 : Scénario 3.2 – Carte des venues d'eau 389
Figure 207 : Scénario 3.3 – Carte des venues d'eau 390
Figure 208 : Scénario 4 – Carte des venues d'eau 391

Liste des tableaux

Tableau 1 : Aléas naturels 2
Tableau 2 : Caractéristiques du bassin versant du Coulazou 3
Tableau 3 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Bel-Air (1920 – 1971) 6
Tableau 4 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Fréjorgues (1939 – 1999) 6
Tableau 5 : Quantiles de pluies issues de la méthode SHYREG 7
Tableau 6 : Evènement pluvieux du 3 décembre 2003 – Evaluation de la période de retour 7
Tableau 7 : Caractéristiques de la pluie de projet centennale en fonction de la saturation des sols (Source INGEROP 2011) 10
Tableau 8 : Débits de pointe du Coulazou pour les crues de projet de référence (Source : Etude du bassin versant de la Mosson – INGEROP – 2011) 10
Tableau 9 : Débits de pointe du Coulazou pour les crues de projet supérieure à 100 ans 11
Tableau 10 : Caractéristiques physiques des sous bassins versants du Merdanson 12
Tableau 11 : CN des surfaces urbaines (USDA TR55 1986) 15
Tableau 12 : CN pour les surfaces arides et semi-arides (USDA TR55 1986) 16
Tableau 13 : Débits de pointe du Merdanson 19
Tableau 14 : Ouvrages de franchissement dans la traversée de Fabrègues 24
Tableau 15 : Cumuls de pluie du 12 au 14 octobre 2016 35
Tableau 16 : Crue du 14/10/2016 – Cotes observées et cotes calculées 36
Tableau 17 : Scénarios hydrologiques retenus en état projet 41
Tableau 18 : Lit mineur du Coulazou – Cotes et vitesses d'écoulement 43
Tableau 19 : Lit mineur du Merdanson – Cotes et vitesses d'écoulement 44
Tableau 20 : Synthèse des données de débits, de hauteurs et de vitesses pour T = 100 ans et T = 1000 ans 61
Tableau 21 : Synthèse des données de forces tractrices pour T = 100 ans et T = 1000 ans 61
Tableau 22 : Calcul des débits centennaux en différents points du bassin 70
Tableau 23 : Incertitudes connues ou estimées sur les données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers 73
Tableau 24 : Séismes les plus importants ressentis dans la commune de Fabrègues 86
Tableau 25 : Coefficient d'importance γ_1 87
Tableau 26 : Valeurs des accélérations a_{gr} 87
Tableau 27 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Digues 88
Tableau 28 : Niveaux des PHE prises en compte (m NGF) 95

Tableau 29 : Secteur 1 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 99
Tableau 30 : Secteur 2 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 108
Tableau 31 : Secteur 3 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 116
Tableau 32 : Secteur 5 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 125
Tableau 33 : Secteur 6 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 130
Tableau 34 : Secteur 7 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux 138
Tableau 35 : Récapitulatif des aménagements 140
Tableau 36 : Synthèse du fonctionnement hydraulique du système d'endiguement 158
Tableau 37 : Synthèse du fonctionnement des clapets anti-retour 160
Tableau 38 : Enseignements des accidents sur d'autres systèmes d'endiguement 184
Tableau 39 : Digue des Campanelles – Synthèse des données de sol (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 194
Tableau 40 : Digue des Campanelles – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 195
Tableau 41 : Succession lithologique au droit de la digue de la Plantade 197
Tableau 42 : Digue de la Plantade – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 198
Tableau 43 : Succession lithologique au droit du mur du Merdanson 200
Tableau 44 : Mur du Coulazou – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019) 201
Tableau 45 : Tableau de résistance des matériaux selon les forces tractrices 214
Tableau 46 : Caractéristiques du mur des Campanelles 216
Tableau 47 : Caractéristiques du mur du Merdanson 217
Tableau 48 : Caractéristiques du soutènement 222
Tableau 49 : Caractéristiques des palplanches 223
Tableau 50 : Probabilité des défaillances 230
Tableau 51 : Grille d'aléa 231
Tableau 52 : Calcul de l'indicateur de population en danger selon l'intensité de l'aléa inondation 231
Tableau 53 : Coefficient d'importance 246
Tableau 54 : Valeurs des accélérations a_{gr} 246
Tableau 55 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Digues 247
Tableau 56 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par surverse 248
Tableau 57 : Cotation du scénario de défaillance rupture par surverse 249
Tableau 58 : Grille d'aléa érosion externe à partir des vitesses d'écoulement 250
Tableau 59 : Grille d'aléa – affouillement de pied 250

Tableau 60 : Grille d'aléa de synthèse érosion externe 250
Tableau 61 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion externe 251
Tableau 62 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion externe 251
Tableau 63 : Cotation de l'aléa érosion interne..... 253
Tableau 64 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion interne253
Tableau 65 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion interne 255
Tableau 66 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble..... 256
Tableau 67 : Cotation du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble..... 257
Tableau 68 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture de mur par jet plongeant 258
Tableau 69 : Cotation du scénario de défaillance rupture de mur par jet plongeant..... 258
Tableau 70 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par basculement .. 260
Tableau 71 : Cotation du scénario de défaillance rupture de mur par basculement 261
Tableau 72 : Synthèse des scénarios de défaillance en terme de probabilité..... 261
Tableau 73 : Niveaux de sûreté et de danger des digues du système d'endiguement..... 263
Tableau 74 : Niveaux de protection du système d'endiguement 263
Tableau 75 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.1..... 288
Tableau 76 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.2..... 299
Tableau 77 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.3..... 310
Tableau 78 : Caractéristiques des scénarios d'inondation faisant l'objet d'une évaluation détaillée de leurs conséquences 316
Tableau 79 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 3.1..... 325
Tableau 80 : Estimation de la population impactée par le scénario 3.2 337
Tableau 81 : Estimation de la population impactée par le scénario 3.3 348
Tableau 82 : Déclenchement de la vigilance 361
Tableau 83 : Niveau 1 : engagement des actions 362
Tableau 84 : Niveau 2 : renforcement du dispositif..... 364
Tableau 85 : Niveau 3 : niveau de protection des ouvrages..... 368
Tableau 86 : Fin de la crue 369

Liste des photos

Photo 1 : Le Coulazou en crue le 29/09/2014 à Fabrègues (Passerelle Domergue – Source : Midi Libre) 21
Photo 2 : Ouvrage ancienne voie ferrée 26
Photo 3 : Passerelle piétonne – Rue Domergue 26
Photo 4 : Pont RD27 27
Photo 5 : Passerelle piétonne au droit du stade Jean Jeanton 27
Photo 6 : RD613 – Ouvrage principal sur le Coulazou et ses ouvrages voûte de décharge 27
Photo 7 : RD613 – Ouvrage sur le chenal de décharge 28
Photo 8 : RD613 – Ouvrages 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est 29
Photo 9 : Seuil 1 (Source : SYBLE – 2011) 29
Photo 10 : Seuil 2 (Source : Antéa Group – 2017) 29
Photo 11 : Seuil 3 (Source : Antéa Group – 2017) 30
Photo 12 : Seuil 4 (Source : Antéa Group – 2017) 30
Photo 13 : Seuil 5 (Source : Antéa Group – 2017) 30
Photo 14 : Seuil 6 (Source : Antéa Group – 2017) 31
Photo 15 : Vue aérienne des accès en amont du pont de la RD27 109
Photo 16 : Vue aérienne des accès en aval du pont de la RD27 110
Photo 17 : Vue aérienne des accès au secteur 3 117
Photo 18 : Vue aérienne des accès au secteur 4 120
Photo 19 : Secteur 6 - Vue aérienne des accès 131
Photo 20 : Vue aérienne du Merdanson 132
Photo 21 : Secteur 7 – Accès au chantier 139
Photo 22 : Le Coulazou en crue le 29/09/2014 à Fabrègues (Passerelle Domergue – Source : Midi Libre) 162
Photo 23 : Photographies des désordres ayant eu lieu sur la digue de la Mosson 182
Photo 24 : Sonde ultrason installée sur poteau en inox Photo 25 : Echelle limnimétrique 359
Photo 26 : Echelle limnimétrique sur berge Photo 27 : Echelle limnimétrique sur poteau 360

« Le document B détaille les analyses techniques et scientifiques qui permettent d'établir les performances du système d'endiguement, associé le cas échéant à un ou plusieurs aménagements hydrauliques, et de les justifier.»

4. Caractérisation des aléas naturels

D'après la base de données du site www.georisques.gouv.fr, Portail des Risques Majeurs, rubrique « Ma commune face aux risques », la commune de Fabrègues est soumise aux aléas naturels suivants :

Tableau 1 : Aléas naturels

Aléa	Fabrègues
Inondation	X
Séisme	X

Les aléas pris en compte dans la présente étude de danger sont :

- L'inondation par débordements du Coulazou et du Merdanson,
- Le retrait-gonflement des argiles,
- Les risques de remontée de nappe,
- L'évolution géomorphologique des cours d'eau,
- Les risques d'érosion de berges,
- Les embâcles au droit des ponts,
- Les séismes,
- Les risques de rupture de grand barrage.

Le système d'endiguement de Fabrègues ne protège pas contre les apports :

- Du ruisseau de la Gare, en rive gauche du Coulazou,
- Du ruisseau des Combes, en rive gauche du Coulazou,
- Des apports pluviaux de la zone urbaine en rive gauche du Coulazou. Dans le cas des apports pluviaux, des ouvrages de transparence hydraulique sont installés aux exutoires du réseau d'évacuation pluviale. Ils sont dimensionnés pour une crue centennale et sont équipés de clapets anti-retour.

4.1 L'inondation

4.1.1 Le Coulazou

4.1.1.1 Contexte géographique et géologique

Le Coulazou prend naissance à 205 m NGF d'altitude, dans la commune de La Boissière, et se dirige d'abord vers le Sud jusqu'à la commune de Counonterral où il bifurque à l'Est pour rejoindre la commune de Fabrègues. Il se jette ensuite dans la Mosson, 1.9 km en aval du secteur d'étude.

La géologie du bassin versant est marquée par la présence de réseaux karstiques qui peuvent avoir une grande influence sur les débits résultant du Coulazou. En effet, la capacité de stockage de ces cavités est importante et peut agir comme un tampon au début de la crue ou au contraire augmenter le débit de pointe lors de la décharge du réseau.

Au droit de la RD613, la surface du bassin versant est de 86 km².

Le bassin versant du coulazou est présenté sur la figure en page suivante.

Tableau 2 : Caractéristiques du bassin versant du Coulazou

Superficie km²	Longueur km	Pente moyenne %	Pente pondérée %	Cote exutoire (mini) M NGF	Cote maxi M NGF	Zones urbanisées traversées m
86	30	0.7	0.6	10	228	Cournonterral, Fabrègues

Le bassin versant est en particulier sollicité par des épisodes dits « cévenols ». Il s'agit de perturbations de très fortes intensités sur un temps court, qui sont généralement observées en Septembre-Octobre.

La Mosson, en aval de la confluence avec le Coulazou, fait l'objet d'un suivi hydrométrique depuis 1980, au droit de la station de la Lauze. Du fait de certains dysfonctionnements, la chronique n'est disponible que sur 26 ans.

Les hauteurs d'eau sont mesurées depuis 1980 à nos jours, hormis en 2002.

Les débits sont mesurés depuis 1981 à nos jours, hormis en 2002.

Figure 1 : Localisation de la station de la Lauze

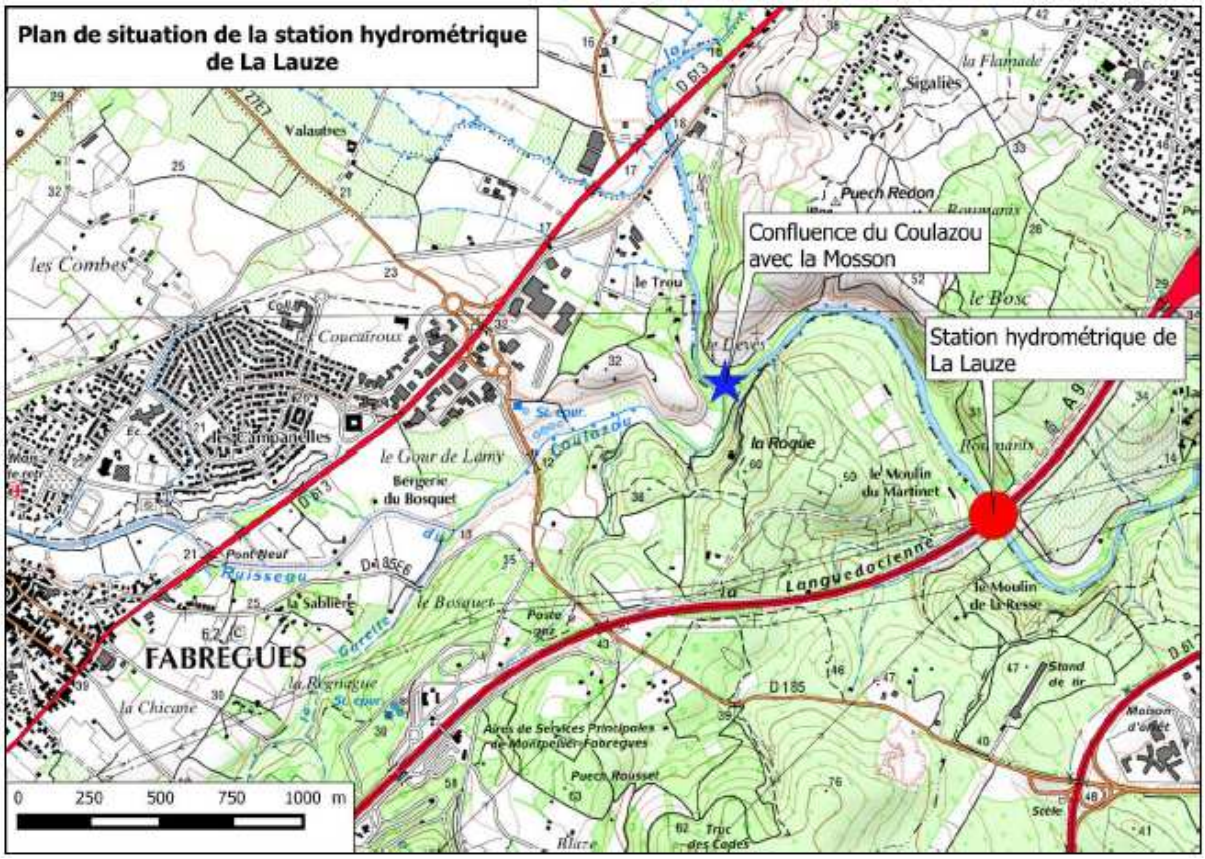
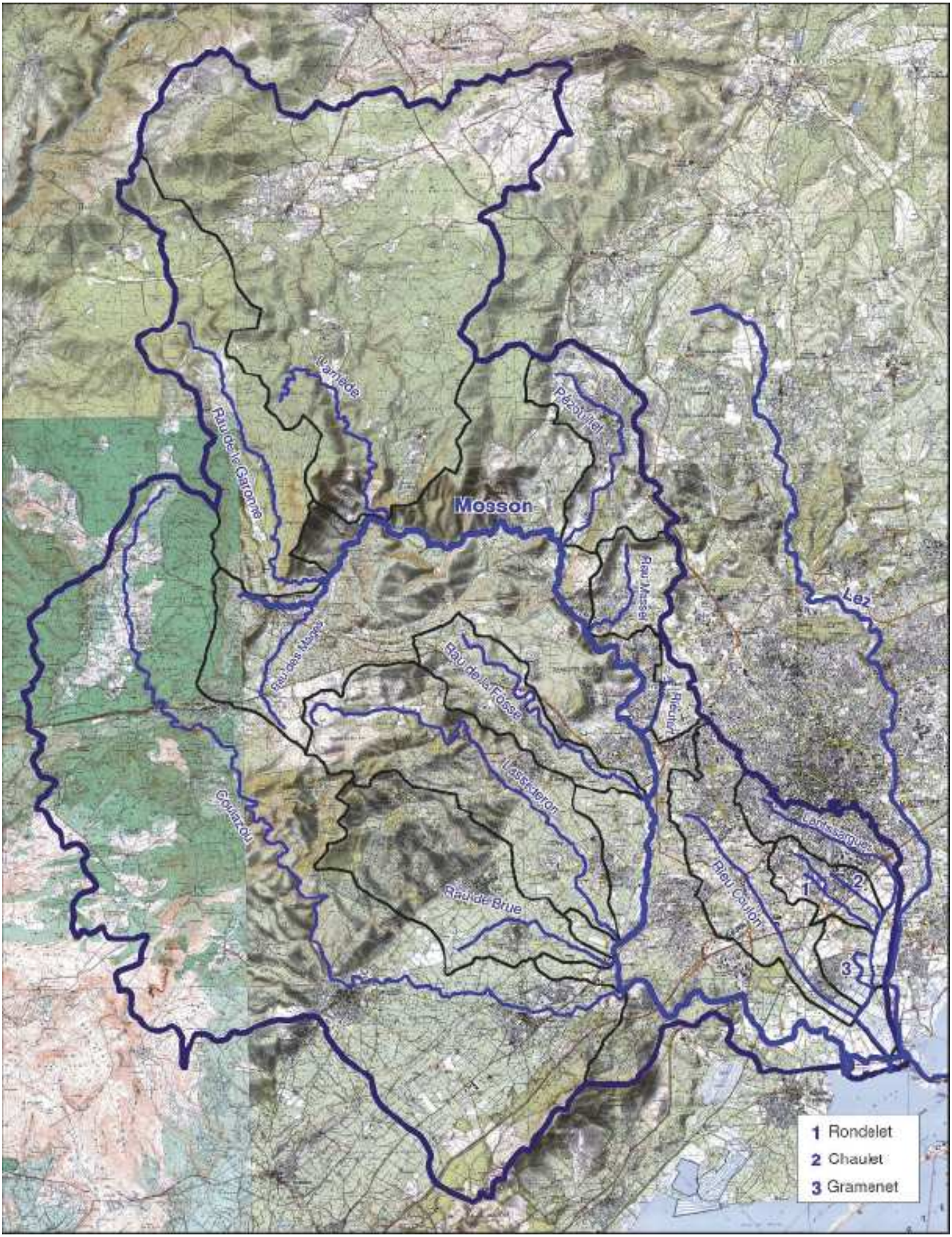


Figure 2 : Bassin versant du Coulazou au sein du bassin versant de la Mosson



4.1.1.2 Régime hydrologique

Une étude hydrologique du bassin versant de la Mosson a été menée en 2011 par INGEROP, dans le cadre du PAPI du Lez. Les éléments présentés ci-dessous sur l'hydrologie du Coulazou sont issus de cette étude.

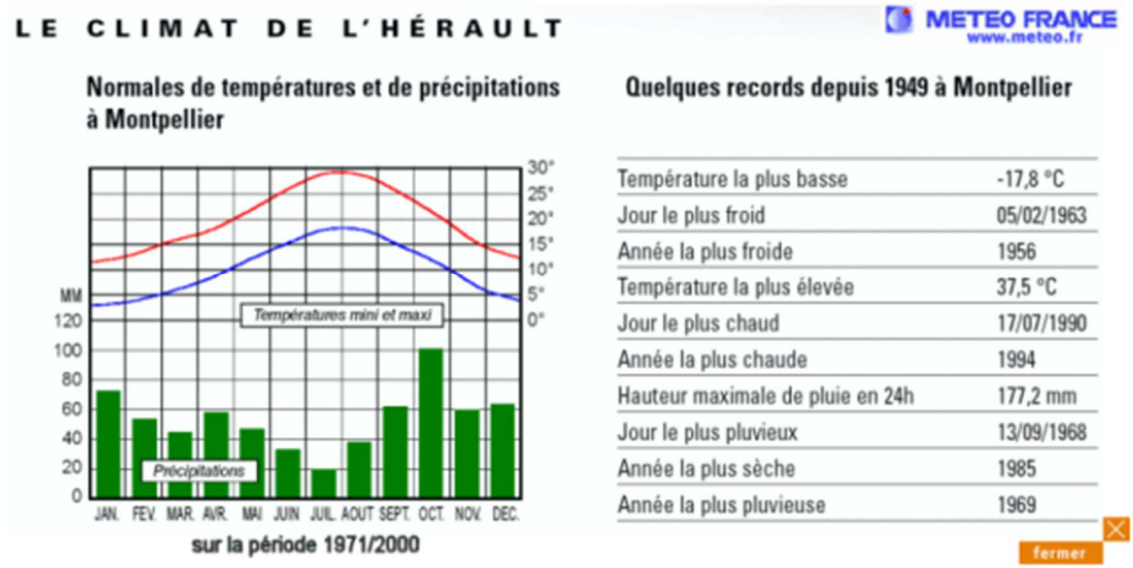
4.1.1.2.1 Les conditions climatiques

Le bassin du Coulazou est caractérisé par un climat de type méditerranéen, avec des étés chauds et secs et des hivers doux relativement pluvieux. La pluviométrie est influencée par la présence des Monts des Cévennes au Nord du département, pouvant occasionner des pluies de très forte intensité, généralement durant la période septembre – octobre, au cours d'épisodes dits cévenols.

La partie amont du bassin présente des précipitations annuelles de l'ordre de 1 000 mm/an pour progressivement diminuer à 700 mm/an dans la partie aval.

Les caractéristiques du climat à Montpellier sont les suivantes :

Figure 3 : Caractéristiques climatiques à la station de Montpellier



4.1.1.2.2 La pluviométrie

Les précipitations de courtes durées – quelques minutes à quelques heures – constituent des données fondamentales lorsqu'il s'agit de prévoir le comportement de petits bassins versants sensibles aux précipitations orageuses intenses mais de durée relativement courte, ce qui est le cas sur l'Arc Méditerranéen.

Malheureusement, ces données ne sont disponibles qu'en un petit nombre de postes d'observation, équipés de pluviographes ou de stations automatiques. Elles demandent souvent à être nuancées ou critiquées car elles ne sont pas toujours les plus représentatives (altitude, exposition, …) du secteur d'étude.

Le poste pluviométrique situé sur le bassin versant du Coulazou, disposant d'une longue période d'observation (51 années d'observation), est le poste de Montpellier Bel-Air :

Tableau 3 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Bel-Air (1920 – 1971)

Durée	Période de retour						
	1 an (mm)	2 ans (mm)	5 ans (mm)	10 ans (mm)	30 ans (mm)	50 ans (mm)	100 ans (mm)
15 min	11	15.0	18.5	22.0	30	33	36
30 min	17	22.0	27.0	34.0	46	52	57
1 h	23	39.0	39.0	48.0	65	72	82
2 h	33	41.0	53.0	67.0	90	101	116
4 h	42	53.5	70.0	88.0	119	133	154
6 h	49.5	62.0	81.5	101.0	135	151	174
12 h	58	76.0	100.0	121.0	162	178	209
24 h	70	91.0	123.0	147.0	196	221	262

À proximité, on trouve le poste pluviométrique de Montpellier-Fréjorgues (aéroport), mais qui n'est pas situé sur le bassin versant du Coulazou et qui comporte une chronique de données depuis 1939.

Les quantiles de pluies pour les différentes périodes de retour sont précisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Fréjorgues (1939 – 1999)

Durée	Période de retour				
	5 ans (mm)	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
6 min	13.4	16.1	18.7	22	24.5
12 min	22.6	27.2	31.6	37.2	41.5
30 min	33.1	39.6	45.9	54	60.1
1 h	46.9	56.5	65.7	77.6	86.5
2 h	61.9	75.5	88.6	105.5	118.2
3 h	69.4	84.7	99	118	133
6 h	85.1	104.4	123	147	165
9 h	93.7	114.7	135	161	181
12 h	99.8	122.4	144	172	193
24 h	117.4	141.7	165	195	218

Si l'on compare les 2 stations, on peut voir que les quantiles à la station de Bel-Air sont plus forts pour les grandes périodes de retour. En revanche, pour les évènements pluvieux courants, les quantiles à la station de Fréjorgues sont supérieurs.

4.1.1.2.3 Caractéristiques climatiques locales

Les données pluviométriques locales utilisées par INGEROP en 2011 sont les données issues de la méthode SHYREG développée par le CEMAGREF en collaboration avec METEO FRANCE, basée sur une analyse statistique régionale des pluies à partir des postes d'observations. Cette analyse permet de lier les caractéristiques de la pluie aux variables géographiques du site d'étude (altitude, distance aux crêtes, …) pour plusieurs durées d'évènements (de 1 h à 72 h) et pour différentes périodes de retour (2 à 100 ans), avec une maille de 1 km².

On peut comparer la hauteur moyenne de précipitation centennale, de durée 24 h, obtenue par la méthode SHYREG, au niveau de la station de Montpellier Bel-Air, avec les données à la station.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5 : Quantiles de pluies issues de la méthode SHYREG

Pluie	Bel-Air (mm)	SHYREG au niveau de Bel-Air (mm)
Pm 10 1h	48	52.8
Pm 10 2h	67	65.6
Pm 10 24h	147	178.4
Pm 100 1h	82	88.6
Pm 100 2h	116	105
Pm 100 24h	262	317.8

Pour un évènement court (durée inférieure à 1 h), les écarts entre les données ajustées à la station et les données obtenues par la méthode SHYREG restent inférieurs à 10%. Autour de la durée 2 h en revanche, les valeurs SHYREG sont inférieures aux statistiques de la station. La tendance s'inverse pour des durées plus longues, les quantiles SHYREG redeviennent plus forts que ceux de Bel-Air. Pour un évènement de durée 24 h, les écarts augmentent et atteignent 20% environ. Dans les 2 cas, l'approche SHYREG a tendance à majorer les quantiles de pluies, et donc à attribuer des périodes de retour plus faibles à des évènements pluvieux observés.

Le tableau présenté ci-dessous montre, pour l'évènement pluvieux de décembre 2003 (cumul de 207 mm en 24 h enregistré à la station de Bel-Air), les périodes de retour correspondantes en fonction des données à la station et des estimations issues de la méthode SHYREG.

Tableau 6 : Evènement pluvieux du 3 décembre 2003 – Evaluation de la période de retour

Durée	Evènement pluvieux du 3 décembre 2003		
	H (mm)	T (années)	
		Bel Air	SHYREG
12 min	17.2	5<T<10	-
18 min	22.8		
24 min	28.6		
30 min	30	5<T<10	-
1h	53.8	10<T<30	10
2h	95.8	30<T<50	50
3h	115.6		
4h	125.6	30<T<50	50
5h	139		
6h	150.4	50	50
7h	153.8		
8h	160.8		
9h	169.4		
10h	178.4		
11h	186.8		
12h	190.8	50<T<100	30<T<50

13h	199.8		
14h	205.6		
15h	207.2		
16h	207.6		

On constate qu'au bout d'une heure, le cumul de 53.8 mm correspond à un orage de période de retour comprise entre 10 et 30 ans d'après la station Bel-Air alors qu'il serait décennal avec SHYREG.

Pour 2 h et 4 h, les cumuls correspondent à un évènement cinquantennal avec SHYREG, un peu inférieur avec Bel-Air. La tendance s'inverse à 6 h, et pour 12 h, la caractérisation de l'évènement pluvieux donne une intensité supérieure à la cinquantennale par SHYREG, supérieure à la centennale pour Bel-Air.

Dans le cadre de cette étude, on retiendra les quantiles issus de la pluie SHYREG, dont la méthode de détermination est plus fiable et plus robuste dans le temps que les ajustements statistiques obtenus au niveau des stations pluviométriques.

En effet, ces estimations sont issues de simulations de longues chroniques de pluie à l'aide d'un générateur stochastique de pluies horaires, à une échelle régionale (mailles de calculs de 1 km²). Elles tiennent compte dans les calculs des 3 paramètres significatifs des 2 812 postes pluviaux métropolitains.

Les simulations sont réalisées sur 11 zones homogènes, pour 2 saisons « été » et « hiver », à l'aide de prédicteurs géographiques tels qu'altitude, distances (à la mer, aux lignes de crêtes…) et composantes principales de relief.

Pour l'étude, les quantiles de pluies SHYREG ont été récupérés en 3 points uniformément répartis sur le bassin versant de la Mosson. Le gradient des pluies a été reconstitué sur tout le bassin versant de la Mosson à partir des isohyètes par pas de 50 mm fournies par METEO-France et le CEMAGREF.

4.1.1.3 Débits de crue – Rappel d'hydrologie (Source INGEROP 2011)

4.1.1.3.1 Méthodologie mise en oeuvre

L'étude hydrologique du bassin versant de la Mosson menée par INGEROP en 2011 a mis en œuvre un modèle pluie-débit sous HEC-HMS pour l'estimation des hydrogrammes et débits de référence.

Celui-ci couvre le bassin versant de la Mosson jusqu'à la station de la Lauze.

L'importance de la prise en compte du réseau karstique dans le modèle a été mise en évidence par le rapport sur la *« Conférence sur l'estimation du débit centennal du Lez à Montpellier ».* Toutefois, au regard des difficultés liées à la modélisation des écoulements pluie / karst / écoulement de surface, l'étude du bassin versant de la Mosson a fait le choix de s'appuyer sur :

- La caractérisation des sous-bassins versants par la méthode du SCS tenant compte de la couverture des sols et de la nature plus ou moins karstique du sous-sol,

- Un modèle météorologique construit sur la base des données collectées aux stations (cf. ci-dessous),

- Une loi de récession (loi exponentielle) calée pour chaque évènement pluvieux, qui permettra de modéliser le fonctionnement du karst.

Le modèle pluie-débit a été calé sur les évènements suivants, pour lesquels des informations de niveaux ou de débits étaient notamment disponibles en aval du modèle (station de la Lauze) :

- 3 orages successifs en 1994 :
  - du 19 au 20 octobre 1994,
  - du 27 au 28 octobre 1994,
  - du 3 au 5 novembre 1994,

- Crue du 1er au 4 décembre 2003.

Les hyétogrammes correspondants à ces évènements ont été obtenus aux stations pluviométriques de Prades-le-Lez, Gignac, Montpellier-Fréjorgues, St-Martin-de-Londres et Montpellier-ENSAM. Les données à ces stations ont été moyennées et recalées par homothétie pour le sous bassin versant du Coulazou.

Les hydrogrammes obtenus par le modèle à l'échelle du bassin de la Mosson ont été comparés à ceux observés à la station de La Lauze, permettant de valider le paramétrage du modèle pluie-débit.

À noter que l'hydrogramme de la crue de 2003 a été reconstruit sur la base d'une nouvelle courbe de tarage proposée pour la station de la Lauze (station saturée en crue). Le débit de la Mosson à la Lauze atteint 460 m^3/s lors du pic de crue le 3 décembre 2003.

4.1.1.3.2 Débits de la crue centennale

Les pluies de projet ont été construites à partir des données de pluies centennales SHYREG.

Cette méthode n'est pas particulièrement adaptée aux bassins karstiques, mais la faible durée d'enregistrement des crues de la station de la Lauze (26 ans) ne permet pas de réaliser des ajustements statistiques fiables. Les pluies de projet sont construites suivant le modèle de pluie « simple triangle », forme qui est la plus pénalisante à l'échelle du bassin de la Mosson.

La pluie de 12 h fournit la plus forte réaction sur le bassin versant du Coulazou et est donc retenue pour l'estimation des débits de projet.

La forte variabilité de l'état de saturation des sols a conduit à fixer 2 types de conditions initiales :

- Pas de saturation initiale des sols,

- Saturation initiale des sols importante.

L'étude du bassin versant de la Mosson propose de retenir une valeur moyenne entre les débits obtenus par ces deux hypothèses.

Tableau 7 : Caractéristiques de la pluie de projet centennale en fonction de la saturation des sols (Source INGEROP 2011)

Caractéristiques de la pluie de projet centennale		
	Débit de pointe (m^3/s)	Temps de concentration (h)
Sols non saturés	220	12
Sols saturés	369	19
Valeur retenue	295	16

Ces valeurs moyennées concordent par ailleurs avec les études antérieures menées sur le bassin versant de la Mosson (Etude des zones inondables de la Mosson par SIEE en 1995, Dédoublement de l'A9 à Montpellier par INGEROP en 2008).

4.1.1.3.3 Débits des autres crues de référence

Les pluies de projet de période de retour 2 à 50 ans ont également été construites à partir des données SHYREG avec la méthode de représentation « simple triangle ».

Les temps de concentration associés à chaque crue ont été calculés par la méthode du SETRA.

Les pluies les plus pénalisantes sont de durée 12 h pour les périodes de retour de 10 à 100 ans et de durée 6 h pour les périodes de retour de 2 et 5 ans. De la même façon que pour l'établissement de la crue centennale, les valeurs de débit retenues sont issues de la moyenne entre les valeurs obtenues pour les deux hypothèses de saturation des sols.

Les débits donnés par le modèle hydrologique pour chaque période de retour, en fonction de la saturation ou non des sols, ainsi que les valeurs retenues sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Débits de pointe du Coulazou pour les crues de projet de référence (Source : Etude du bassin versant de la Mosson – INGEROP – 2011)

	Débits de pointe du Coulazou à Fabrègues en m^3/s						
Période de retour	**100 ans**	**50 ans**	**30 ans**	**20 ans**	**10 ans**	**5 ans**	**2 ans**
Pluie la plus pénalisante	**Pluie 12 h**	**Pluie 12 h**	**Pluie 12 h**	**Pluie 12 h**	**Pluie 12h**	**Pluie 6 h**	**Pluie 6 h**
Sols saturés	369	290.4	240.4	210.7	160.7	125.4	86.8
Sols non saturés	220	167.1	127.3	105.3	67.7	43.2	26.5
Valeur retenue	**295**	**229**	**184**	**158**	**114**	**84**	**57**

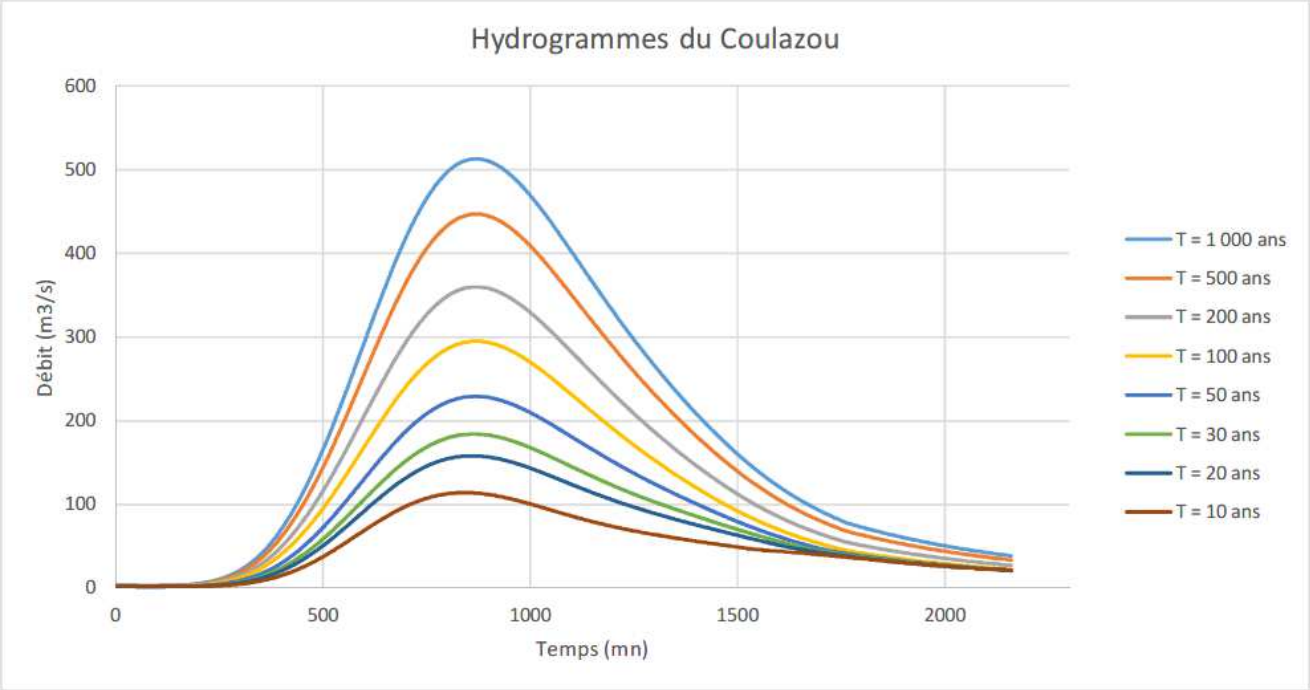
4.1.1.3.4 Débits des crues de période de retour supérieure à 100 ans

Les débits des crues de période de retour supérieure à 100 ans ont été estimés en supposant que l'échantillon des débits maxima annuels s'ajuste à une loi de Gumbel.

Tableau 9 : Débits de pointe du Coulazou pour les crues de projet supérieure à 100 ans

Période de retour	Débit de pointe (m^3/s)
200 ans	360
300 ans	399
500 ans	447
1 000 ans	513

Figure 4 : Hydrogrammes de crue du Coulazou



4.1.1.3.5 Validité de l'étude INGEROP 2011

L'étude hydrologique réalisée par INGEROP en 2011 est la référence sur le bassin versant de la Mosson et est à l'origine du programme d'aménagement du bassin versant de la Mosson.

Sur le sous bassin versant du Coulazou, cette étude est à la base des études suivantes :

- Etude hydraulique du bassin versant de la Mosson – 3M – INGEROP – Décembre 2011,
- Programme d'Actions de Prévention des Inondations sur le bassin versant du Lez pour les années 2015-2020 – Pièce E : Description des actions structurelles 7.2 et 7.2 du PAPI – Dossier de candidature à la labellisation PAPI2 – SYBLE,
- Prestations d'études hydrauliques et hydrologiques relatives à la connaissance et à la prévision des risques d'inondation sur le territoire de la Métropole de Montpellier – BC n° 2 : Etude des variantes d'aménagement à l'action 7.2 du PAPI Lez – Protection contre les crues du Coulazou à Fabrègues – 3M – Egis Eau – Juin 2018,
- Analyse Multicritères des scénarios d'aménagement du Coulazou à Fabrègues – 3M – Egis Eau – Mai 2018,
- Commune de Fabrègues – Réalisation d'aménagements de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues – Avant Projet – 3M – Cabinet MERLIN – Mars 2019,

- Commune de Fabrègues – Réalisation d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues – Projet – Cabinet MERLIN – Janvier 2020.

Toutes ces études ont été validées par le Maître d'Ouvrage (3M), les différents bureaux d'étude, le Maître d'œuvre (Cabinet MERLIN) et les différents Services de l'Etat.

4.1.2 Merdanson

4.1.2.1 Caractéristiques du bassin versant

Le ruisseau du Merdanson est un affluent du Coulazou dont l'exutoire se situe à l'amont de l'avenue de la gare à Fabrègues.

Prenant sa source au Mas de Mallet, la longueur maximale du cheminement des eaux jusqu'au Coulazou est de 4 750 m entre les courbes de niveau 50 et 20 m NGF, ce qui lui donne pour pente moyenne 0,6%.

La superficie du bassin versant du Merdanson est de 5,6 km² (délimitation opérée à partir de cartes au 1/25 000 par planimétrage et à la suite de visites de terrain).

Ce bassin versant est en globalité situé dans la plaine argileuse de Fabrègues, plantée de vignes, culture peu couvrante surtout en automne, et qui favorise un ruissellement intense lors d'évènements orageux extrêmes.

Cette aptitude au ruissellement se trouve, de plus renforcée par la partie aval du bassin versant, située dans la zone urbanisée de la commune de Fabrègues.

Le bassin versant du Merdanson a été découpé en 5 sous-bassins versants dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Caractéristiques physiques des sous bassins versants du Merdanson

N° du sous-bassin versant	Nature	Surface (Ha)	Longueur (m)	Pente (%)
A1	rural	326	2 850	0.71
A2	rural	144	3 115	0.99
A3	rural	18.2	1 125	0.71
A4	rural	44.8	775	2.06
A5	urbain	29.4	930	1.72

4.1.2.2 Débits de crue du Merdanson

4.1.2.2.1 Méthodologie de détermination

Une appréciation directe des débits de crue sur le ruisseau du Merdanson se révèle impossible puisqu'aucune station de jaugeage ne s'y trouve, qui aurait pu permettre un classement statistique des valeurs observées.

En l'absence de stations hydrométriques sur le bassin versant, les débits et hydrogrammes des crues de projet sont estimés par une modélisation pluie-débit.

Le logiciel retenu est le logiciel PCSWMM.

PCSWMM s'appuie sur un modèle de simulation hydraulique particulièrement complet (résolution totale des équations de Barré de Saint-Venant).

Il permet donc de simuler des pluies synthétiques ou observées (évènements ponctuels ou chroniques) et de propager les débits générés sur les bassins versants étudiés.

Il permet, à partir du découpage du bassin principal en sous-bassins homogènes, de :

- Générer le ruissellement sur chacun d'entre eux à l'aide d'un modèle pluie-débit,
- Propager les débits ainsi produits dans le réseau.

Le programme de calcul prévoit les fonctions suivantes pour la prise en compte de la pluviométrie :

- pluies de projet ou pluies réelles (lames d'eau calculées par sous-bassins versants ou par zone homogène),
- pour les pluies de projet, abattement spatial uniforme sur l'ensemble du bassin versant ou radial par rapport à l'épicentre de la pluie, déplacement de l'averse au cours du temps,
- pluies différentes sur les différentes zones du bassin.

4.1.2.2.2 Caractérisation du ruissellement – Fonction de production

L'infiltration dans PCSWMM peut être simulée par 3 modèles possibles (Horton/Green Ampt/SCS).

La méthode de production choisie est celle du SCS (Soil Conservation Service).

La méthode SCS du Soil Conservation Service a été mise au point aux Etats-Unis sur la base de résultats de mesures pluvio-hydrométriques pratiquées sur plusieurs centaines de bassins versants.

Cette méthode très employée en hydrologie permet de faire intervenir directement l'état du sol.

Elle fait appel à un coefficient d'aptitude au ruissellement CN (Curve Number) qui est estimé en fonction de la nature et de l'occupation du sol en se référant à des tables de correspondance du Soil Conservation Service pré-établies pour les valeurs les plus courantes.

Elle consiste à faire l'hypothèse suivante : à un instant t donné, le rapport entre l'infiltration cumulée jusqu'à l'instant t et l'infiltration potentielle en début d'épisode est égal au rapport entre le ruissellement cumulé et la pluie cumulée, soit :

$$(P(t)-R(t))/J = R(t)/P(t)$$

P(t) : hauteur de pluie tombée entre 0 et t,
R(t) : lame nette écoulée entre 0 et t,
J : capacité maximale d'infiltration,
P(t) – R(t) : infiltration cumulée entre 0 et t.

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

Q : débit
P : précipitation
S : potentiel de rétention après le début du ruissellement
Ia : pertes initiales (évapotranspiration, rétention de surface)

Les concepteurs de la méthode, dans un souci de simplification, et à partir d'observations sur des bassins versants jaugés ont évalué les pertes initiales (Ia) à 20% de la rétention potentielle maximale des sols (S).

Soit : **$Q = (P-0.2\ S)^2/(P+0.8\ S)$**

Comme S pouvait être une valeur avec plusieurs décimales (le S américain est exprimé en pouces) et qu'elle exprime une rétention pour le bassin versant, les auteurs ont jugé plus pratique de prendre un index numérique sans dimension, inversement proportionnel à S et qui, de fait, exprime un degré de facilité au ruissellement. Un « Curve Number » ou « coefficient d'indexation » (CN) intègre donc à la fois les pertes initiales et le potentiel de rétention des sols après le début du ruissellement.

Au travers du CN (Curve Number) la valeur de S (en pouces) est fonction du type de sol et de son couvert végétal.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Les coefficients CN intègrent donc implicitement les conditions initiales de saturation des sols.

CN varie sur une échelle de 0 à 100. Les surfaces proches de 0 étant fortement perméables et peu propices au ruissellement de surface du fait d'une végétation dense. A l'inverse, un CN proche de 100 résulte d'une surface très peu perméable au couvert végétal très pauvre.

Les catégories de sol de la méthode SCS sont les suivantes :

- Groupe A : sols avec un faible potentiel de ruissellement et de forts taux d'infiltration (sols perméables),
- Groupe B : sols avec des taux d'infiltration modérés (sols peu perméables),
- Groupe C : sols avec des faibles taux d'infiltration (sols très peu perméables),
- Groupe D : sols avec un fort potentiel de ruissellement et de très faibles taux d'infiltration (sols presque imperméables).

Sur la zone d'étude, la majorité des sols présents font partie du groupe C.

Le calcul du temps de concentration retenu dans le modèle pluie-débit est la moyenne entre le calcul « classique » de la méthode SCS et la formulation de Giandotti. Le calcul SCS du temps de concentration tend à le surestimer d'où le choix de pondérer avec une autre méthode de calcul.

Tableau 11 : CN des surfaces urbaines (USDA TR55 1986)

Table 2-2a Runoff curve numbers for urban areas [1]

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area [2]	A	B	C	D
Fully developed urban areas (vegetation established)					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) [3]:					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) [4]		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acres	12	46	65	77	82
Developing urban areas					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) [5]		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c).					

[1] Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

[2] The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4.

[3] CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type.

[4] Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

[5] Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4 based on the degree of development (impervious area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.

Tableau 12 : CN pour les surfaces arides et semi-arides (USDA TR55 1986)

Table 2-2d Runoff curve numbers for arid and semiarid rangelands [1]

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Hydrologic condition [2]	A [3]	B	C	D
Herbaceous—mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor		80	87	93
	Fair		71	81	89
	Good		62	74	85
Oak-aspen—mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush.	Poor		66	74	79
	Fair		48	57	63
	Good		30	41	48
Pinyon-juniper—pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor		75	85	89
	Fair		58	73	80
	Good		41	61	71
Sagebrush with grass understory.	Poor		67	80	85
	Fair		51	63	70
	Good		35	47	55
Desert shrub—major plants include saltbush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

1 Average runoff condition, and I_a = 0.2S. For range in humid regions, use table 2-2c.
2 Poor: <30% ground cover (litter, grass, and brush overstory).
Fair: 30 to 70% ground cover.
Good: > 70% ground cover.
3 Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

4.1.2.2.3 Fonction de propagation des hydrogrammes

Le transfert des hydrogrammes issus du ruissellement des BV est assuré par un écoulement concentré à surface libre de section trapézoïdale et de rugosité moyenne de Manning 0.033 (0.025 / 0.06).

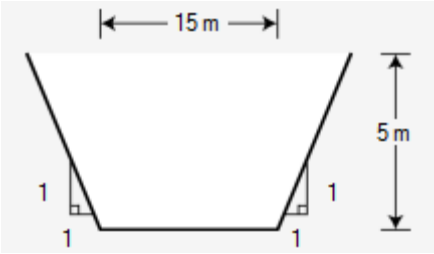


Figure 5 : Bassin versant du Merdanson

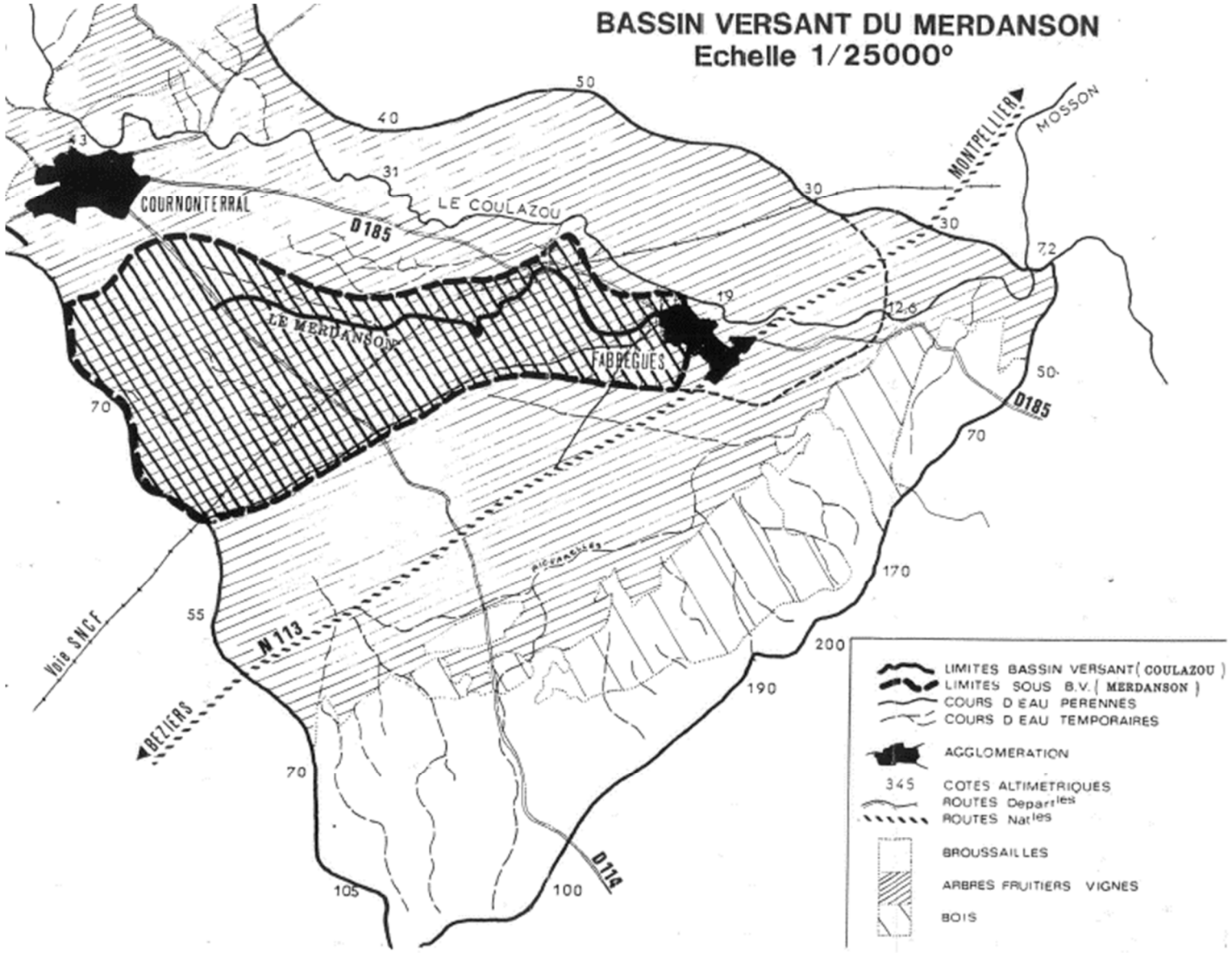
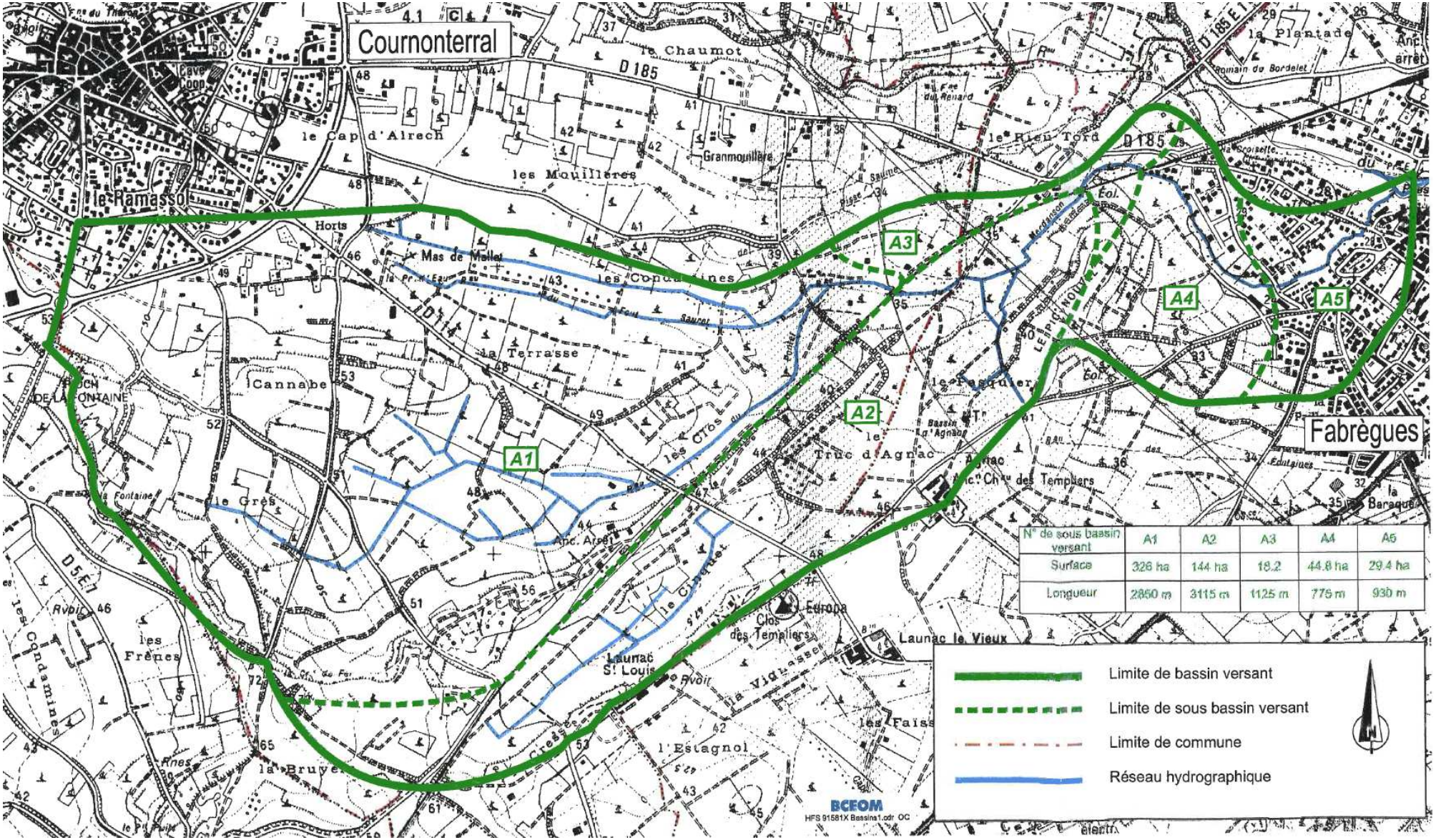


Figure 6 : Bassin versant du Merdanson – Découpage en sous-bassins versants



4.1.2.2.4 Valeurs des débits de référence du Merdanson

Le tableau ci-dessous expose les débits du ruisseau du Merdanson correspondant à des fréquences graduées :

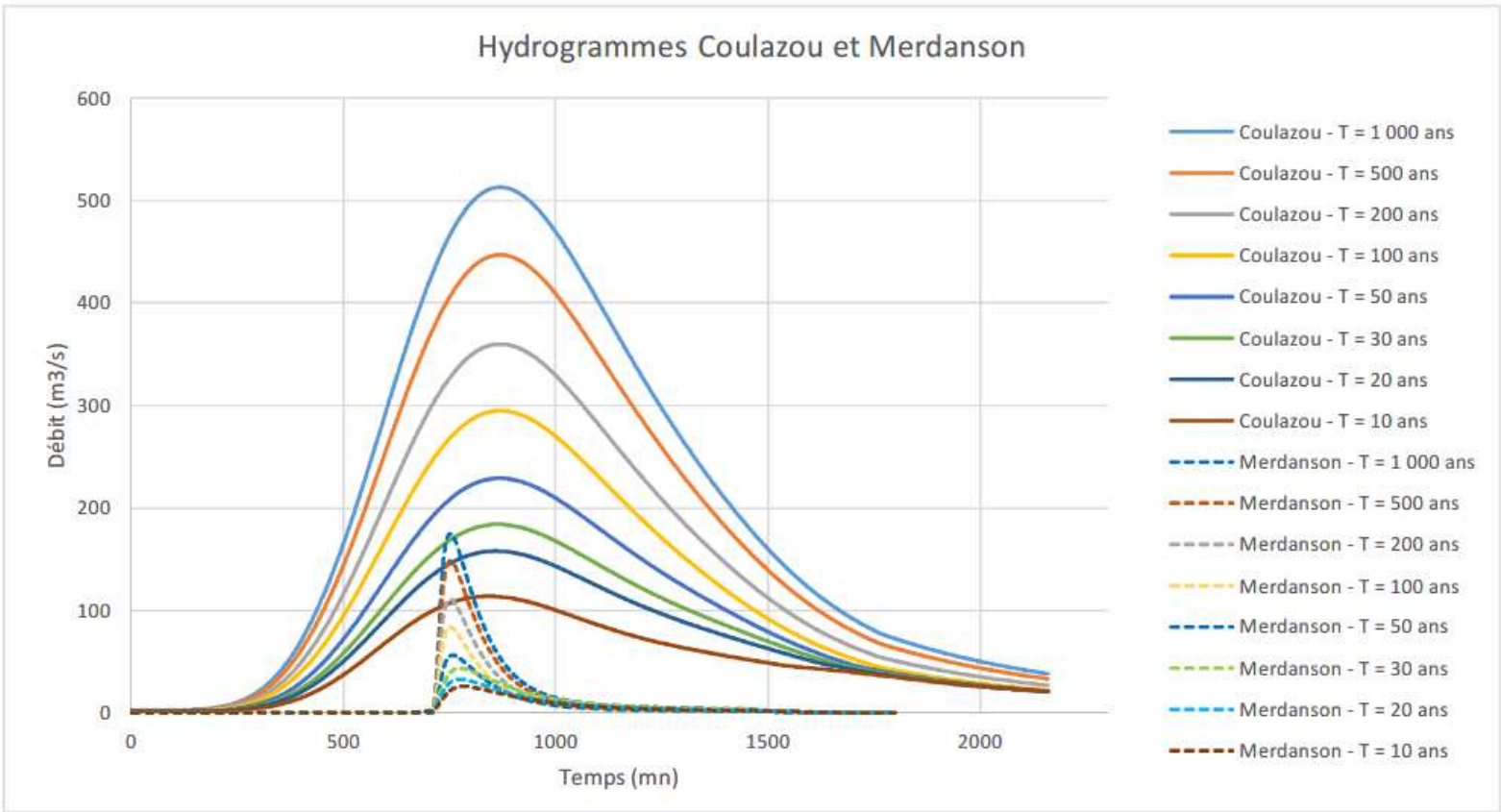
Tableau 13 : Débits de pointe du Merdanson

Période de retour	Débit (m^3/s)
10 ans	26
20 ans	33
30 ans	44
50 ans	56
100 ans	84
200 ans	112
300 ans	128
500 ans	148
1 000 ans	176

Au-delà de la période de retour centennale, les débits sont estimés en supposant que l'échantillon des débits maxima annuels s'ajuste à une loi de Gumbel.

4.1.2.3 Hydrogrammes de crue du Merdanson

Figure 7 : Hydrogrammes de crue du Merdanson

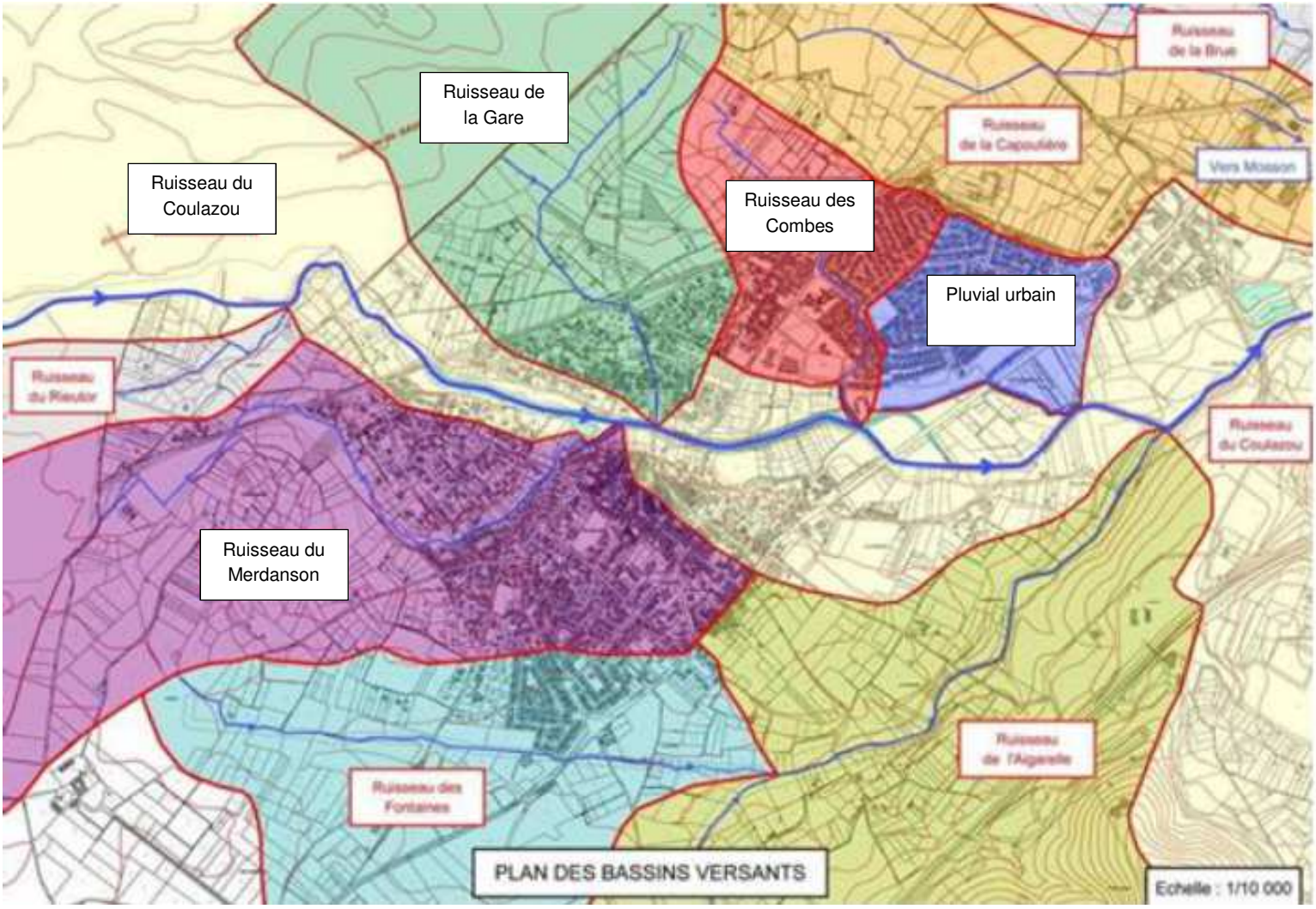


4.1.3 Autres cours d'eau

Les autres cours d'eau situés dans l'emprise de la zone protégée sont :

- Le ruisseau de la gare, en rive gauche du Coulazou,
- Le ruisseau des Combes, en rive gauche du Coulazou,
- Le réseau pluvial drainant la zone urbaine, en rive gauche du Coulazou.

Figure 8 : Bassins versants des autres cours d'eau



4.1.4 Crues historiques

De mémoire d'homme, les crues principales sur le bassin de la Mosson ont été les suivantes :

- 1907 : Le pont ferroviaire à l'aval de la RN 113 a été emporté,
- 1909 : Il reste des repères sur les thermes de Juvignac,
- 1933 : 26-27 septembre, crue générale sur le bassin ayant causé de nombreux dégâts.

Elle correspond à la plus forte crue vécue par des personnes encore en vie.
L'eau arrivait à la mairie de Grabels, passait sur la RN113 (Mas de Chot) et atteignait probablement 8 m NGF au pont de Villeneuve. Le débit estimé à St Jean de Védas (RN 113) par le CETE est de 400 m^3/s.

- 1971 : Nombreux repères de crue,
- 1982 : Nombreux repères de crue,
- 1984 : Nombreux repères de crue,
- 1987 : Nombreux repères de crue,
- 1994 : Les plus forts débits semblent avoir été observés à l'aval (pont autoroute – Villeneuve).
- 2002 : Le bassin versant de la Mosson a été fortement touché par l'épisode pluvieux des 10 – 12 décembre 2002 (cumul de pluies de 100 à 250 mm). Outre les dégâts importants engendrés par la rivière (stade de la Mosson, rupture de digues à Maurin et Villeneuve-lès-Maguelone), celle-ci a submergé la station d'hydrométrie installée à St Jean de Védas. La période de retour de l'événement est estimée à 30 ans par la DIREN.
- 2003 : Le débit estimé à La Lauze est de 258 m^3/s. Lors de cette crue, les digues de la Mosson ont rompu ou ont été submergées :
  - brèche en amont du pont ferroviaire Tarascon - Sète au droit du point de retour des eaux de la plaine,
  - surverse sur plus de 150 m à l'aval du pont ferroviaire Tarascon - Sète avec création de deux brèches.
- Et plus récemment les crues de septembre, octobre 2014 (débit non connu) et octobre 2016 (débit estimé à 175 m^3/s).

Photo 1 : Le Coulazou en crue le 29/09/2014 à Fabrègues (Passerelle Domergue – Source : Midi Libre)



4.1.5 Modélisation hydraulique

4.1.5.1 Description du modèle utilisé

L'étude hydraulique s'appuie sur la mise en œuvre d'un modèle mathématique bidimensionnel. Le modèle retenu est le modèle INFOWORKS RS 1D/2D développé par HR WALLINGFORD SOFTWARE et commercialisé en France par la société GEOMOD, basée à Lyon.

Cette suite logicielle bénéficie des dernières évolutions cartographiques (intégration d'outils SIG) et présente donc une convivialité très supérieure pour la construction du modèle, et pour l'exploitation graphique des résultats.

Ses caractéristiques permettront donc de :

- S'adapter à la complexité des écoulements sur la zone d'étude,
- D'optimiser les temps de calcul pour des simulations sur de longues durées comme cela sera nécessaire pour l'analyse des phénomènes de ressuyage des plaines inondées,
- D'améliorer les restitutions cartographiques des phénomènes modélisés.

Le module 2D a été développé par HR WALLINGFORD, permettant de modéliser les écoulements de surface complexes en zones inondables par un maillage bidimensionnel. La zone inondable est alors représentée par des mailles triangulaires. Les hauteurs d'eau et vitesses sont calculées localement en chaque point du maillage.

La modélisation 2D se justifie pour représenter finement les écoulements bidimensionnels à surface libre, et de calculer précisément le fonctionnement sur les secteurs particuliers (zones urbaines, digues, …).

Le module 2D utilise le principe de discrétisation de la zone inondable sous forme de mailles triangulaires et résout les équations de St Venant pour la hauteur et la vitesse en deux dimensions. La surface à modéliser est discrétisée en un maillage triangulaire. Le MNT doit être utilisé pour la création du maillage. Des zones de vides, des lignes de contrainte et des murs peuvent être inclus dans le maillage.

Toutes les lois d'hydraulique classiques sont modélisables en fonction du type d'ouvrage et de son fonctionnement (lois d'orifice, lois de Bernouilli, lois de seuils, siphons, vannes mobiles…).

L'intérêt du logiciel INFOWORKS réside dans ses possibilités d'adaptation aux écoulements à modéliser, du plus simple au plus complexe.

Il n'y a pas de limite théorique au nombre de mailles. Dans la pratique il est limité par la durée des simulations. Egis Eau a fait l'acquisition de machines très puissantes afin de réduire les temps de simulations en particulier pour l'étude de ressuyage. La dernière machine récemment acquise est une machine HP Z800, possédant 12 cœurs de calcul de puissance 3.47GHz chacun, et possédant 24 Go de RAM.

4.1.5.2 Construction du modèle

4.1.5.2.1 Limites géographiques du modèle

Le Coulazou est modélisé depuis l'amont de l'ancienne voie ferrée jusqu'à sa confluence avec la Mosson à l'aval, soit un linéaire de 4 km. Le modèle intègre le Merdanson entre le gué du Chemin des Courèches et la confluence avec le Coulazou, soit un linéaire de 660 m.

Le modèle couvre l'ensemble de la zone d'influence du système d'endiguement.

4.1.5.2.2 Maillage du modèle

Les lits mineurs du Coulazou, du Merdanson et du Ruisseau des Combes sont représentés en 1D, le lit majeur en 2D.

Le modèle est constitué de 116 000 mailles et comporte 131 profils en travers et 26 ouvrages.

Les données topographiques utilisées sont les suivantes :

- LIDAR IGN RGE Alti – Juillet 2013,
- Plan topographique – Cabinet Bbass – Mai 2015, comprenant des levés au 1/200 et 1/500, des profils en long et en travers des digues et des emprises nécessaires aux aménagements projetés. Des levés complémentaires ont été réalisés par le géomètre PAGES en 2018 sur les secteurs suivants :
  - Rue Sainte Baudile,
  - Le long des berges de part et d'autre de la RD27,
  - Secteur du Merdanson,
  - Rue Jean-Marc Rouan (secteur cimetière et secteur ruisseau des Combes),
  - Fossé des Campanelles.
- 19 profils en travers du Coulazou et 6 ouvrages – Cabinet Bbass – Mai 2015,
- 12 profils en travers du ruisseau des Combes et 2 ouvrages – S.A.S PAGES T.I.P – Mai 2016.

4.1.5.2.3 Prise en compte des ouvrages de franchissement

Au niveau du secteur d'étude, le Coulazou présente un lit de forme trapézoïdale avec une largeur en fond de l'ordre de 10 m et des berges de l'ordre de 2 à 4 m de hauteur.

Dans la traversée de Fabrègues, on dénombre huit ouvrages de franchissement

Tableau 14 : Ouvrages de franchissement dans la traversée de Fabrègues

Ouvrage	Nombre de travées	Largeur des travées (m)	Hauteur sous-poutre (m)
Ancienne voie ferrée	Ouvrage à poutrelles métalliques posées sur des culées maçonnées 1 travée	19.80	5.25
Passerelle piétonne – Rue Domergue	Ouvrage en béton armé 1 travée	17.70	2.20
Pont RD27	Ouvrage en maçonnerie 3 travées	3 x 9.30	2 à 7 m 1 à 4.60
Passerelle piétonne au droit du stade Jean Jeanton	Ouvrage en béton armé 1 travée	26.85	3.00
Ouvrage principal RD613	Ouvrage voute en maçonnerie 1 travée	11.75	5.80
Ouvrages de décharge RD613	6 arches en maçonnerie	4.80	1.90 à 2.70
Ouvrage sur le chenal de décharge	Ouvrage cadre béton armé Culées en palplanches	10.00	3.70 à 3.90
Ouvrage 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est	3 arches en maçonnerie	4.70	2.45 à 3.65

Figure 9 : Localisation des ouvrages (Source : Etude de dangers des digues du Coulazou – ANTEA – 2017)

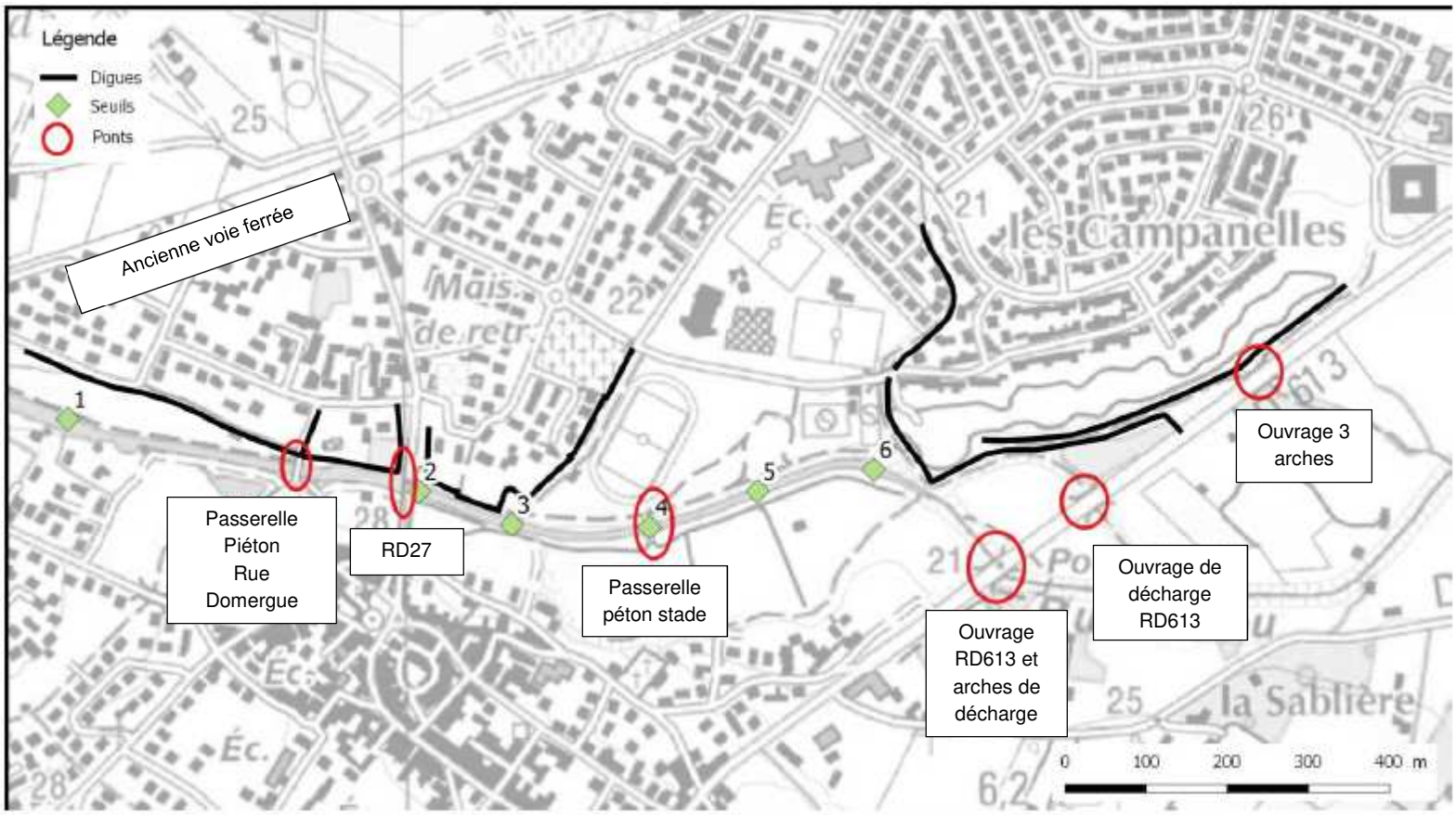


Figure 10 : Ouvrage ancienne voie ferrée

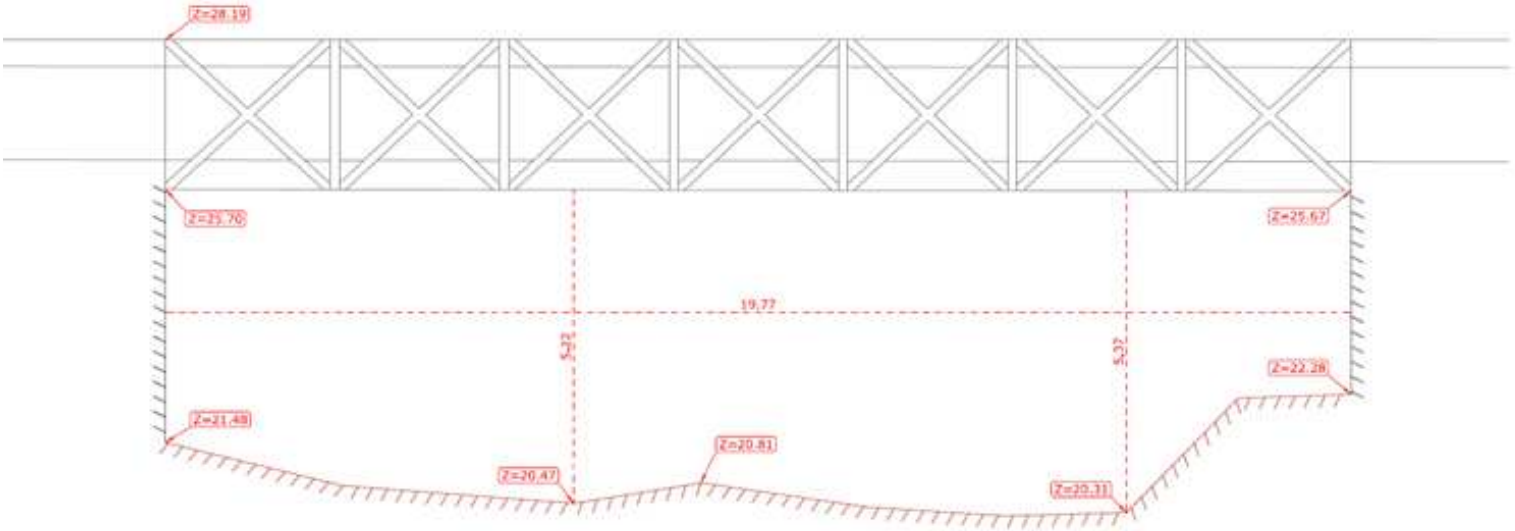


Photo 2 : Ouvrage ancienne voie ferrée

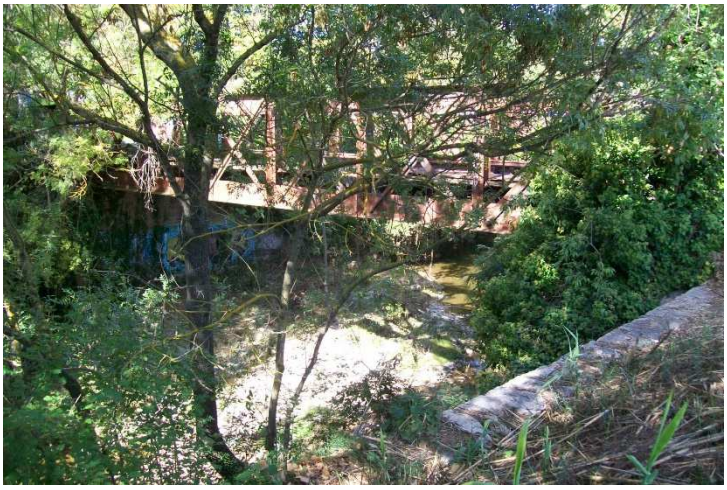


Figure 11 : Passerelle piétonne – Rue Domergue

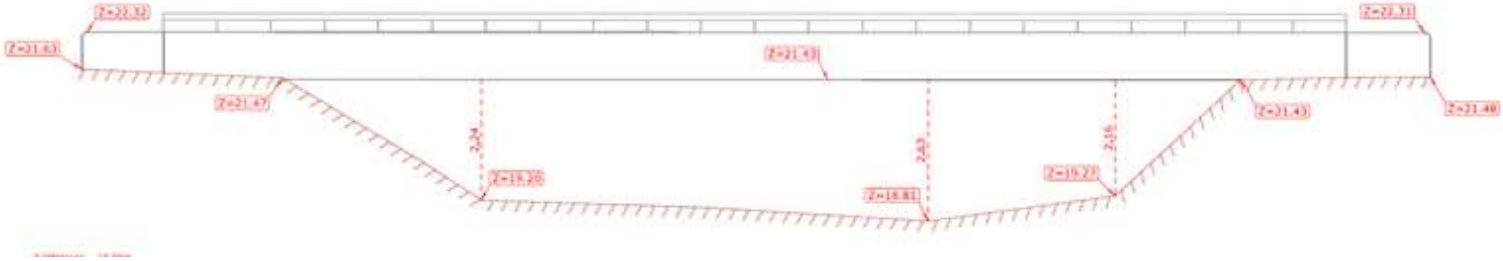


Photo 3 : Passerelle piétonne – Rue Domergue



Figure 12 : Pont RD27

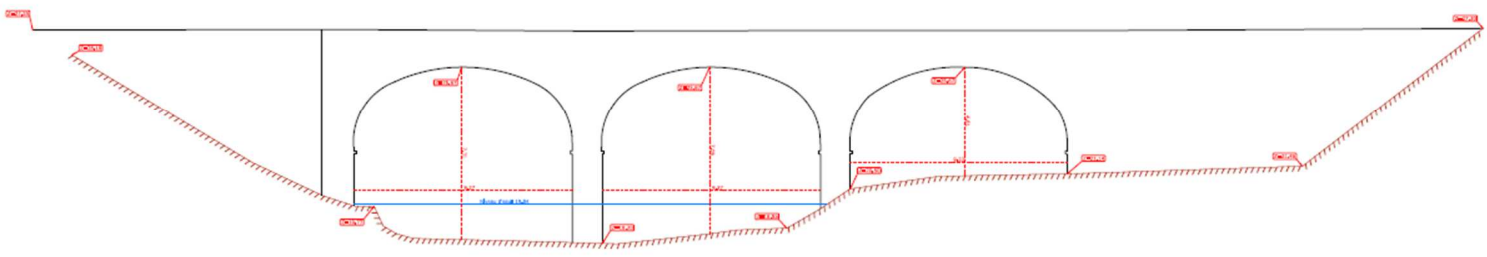


Photo 4 : Pont RD27



Photo 5 : Passerelle piétonne au droit du stade Jean Jeanton



Figure 13 : RD613 - Ouvrage principal sur le Coulazou et ses 6 ouvrages voûte de décharge



Photo 6 : RD613 – Ouvrage principal sur le Coulazou et ses ouvrages voûte de décharge



Figure 14 : RD613 - Ouvrage sur le chenal de décharge

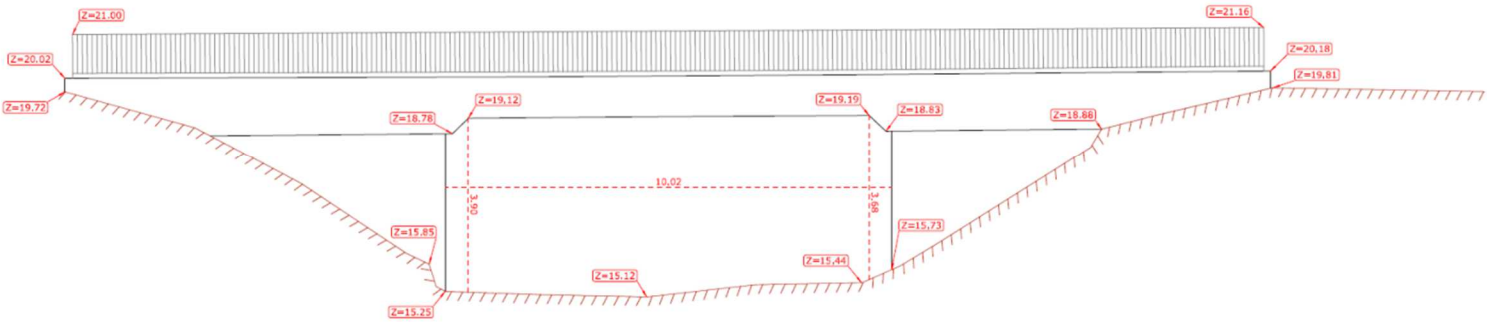


Photo 7 : RD613 – Ouvrage sur le chenal de décharge



Figure 15 : RD613 - Ouvrage 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est

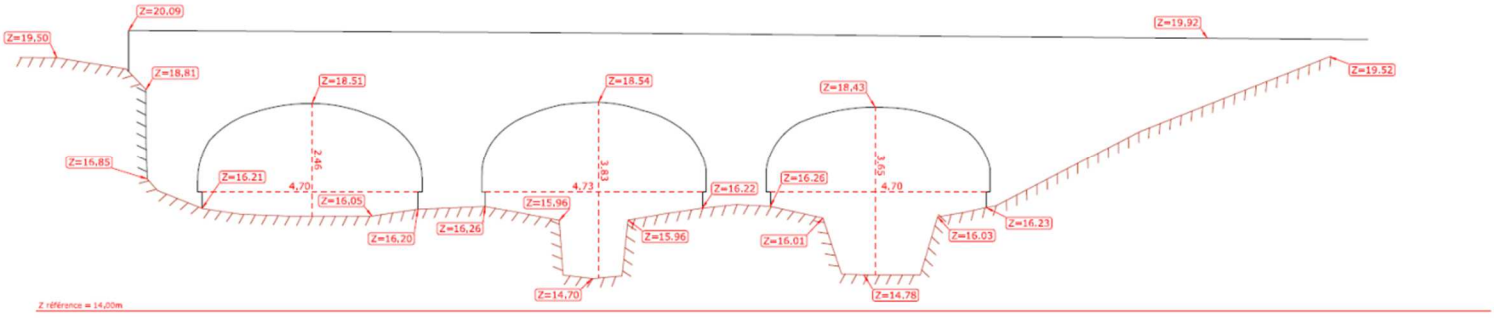


Photo 8 : RD613 – Ouvrages 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est



4.1.5.2.4 Prise en compte des seuils transversaux

Six seuils transversaux de faible hauteur sont présents dans le lit mineur du Coulazou sur le secteur d'étude (cf. localisation sur la figure n° 9 ci-dessus) :

- Seuil 1 : hauteur de chute : 90 cm,

Photo 9 : Seuil 1 (Source : SYBLE – 2011)



- Seuil 2 : hauteur de chute : 1.6 m,

Photo 10 : Seuil 2 (Source : Antéa Group – 2017)



- Seuil 3 : hauteur de chute : 1.1 m,

Photo 11 : Seuil 3 (Source : Antéa Group – 2017)



- Seuil 4 : hauteur de chute : 1.1 m,

Photo 12 : Seuil 4 (Source : Antéa Group – 2017)



- Seuil 5 : hauteur de chute 1.2 m – ouvrage ayant fait l'objet de travaux récents,

Photo 13 : Seuil 5 (Source : Antéa Group – 2017)



- Seuil 6 : hauteur de chute quasi nulle en basses eaux suite à des travaux récents.

Photo 14 : Seuil 6 (Source : Antéa Group – 2017)



4.1.5.2.5 Conditions aux limites du modèle

Les conditions limite amont du modèle sont constituées par les hydrogrammes de crue du Coulazou et du Merdanson.

La condition aux limites aval est une loi normale.

Figure 16 : Maillage du modèle

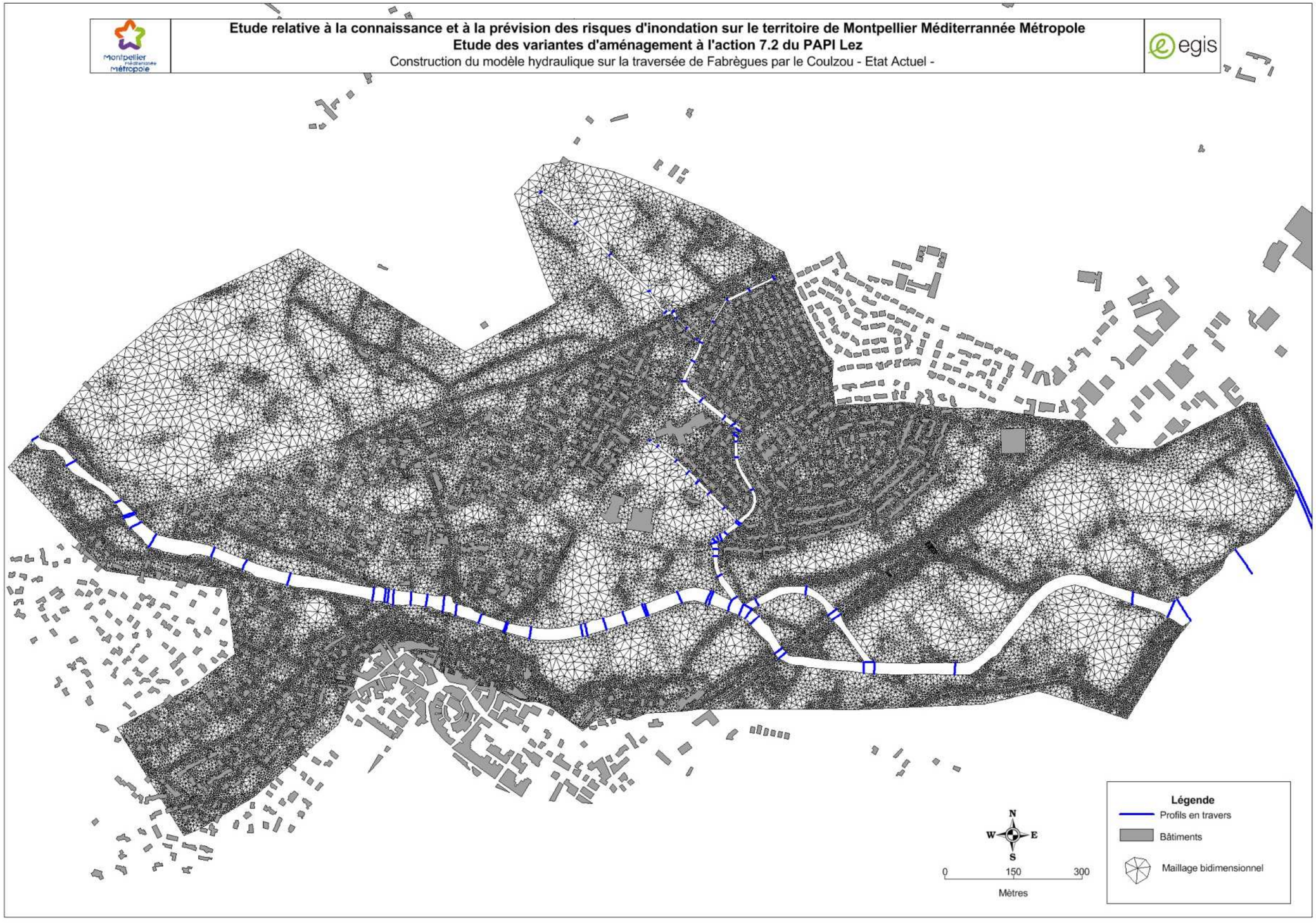
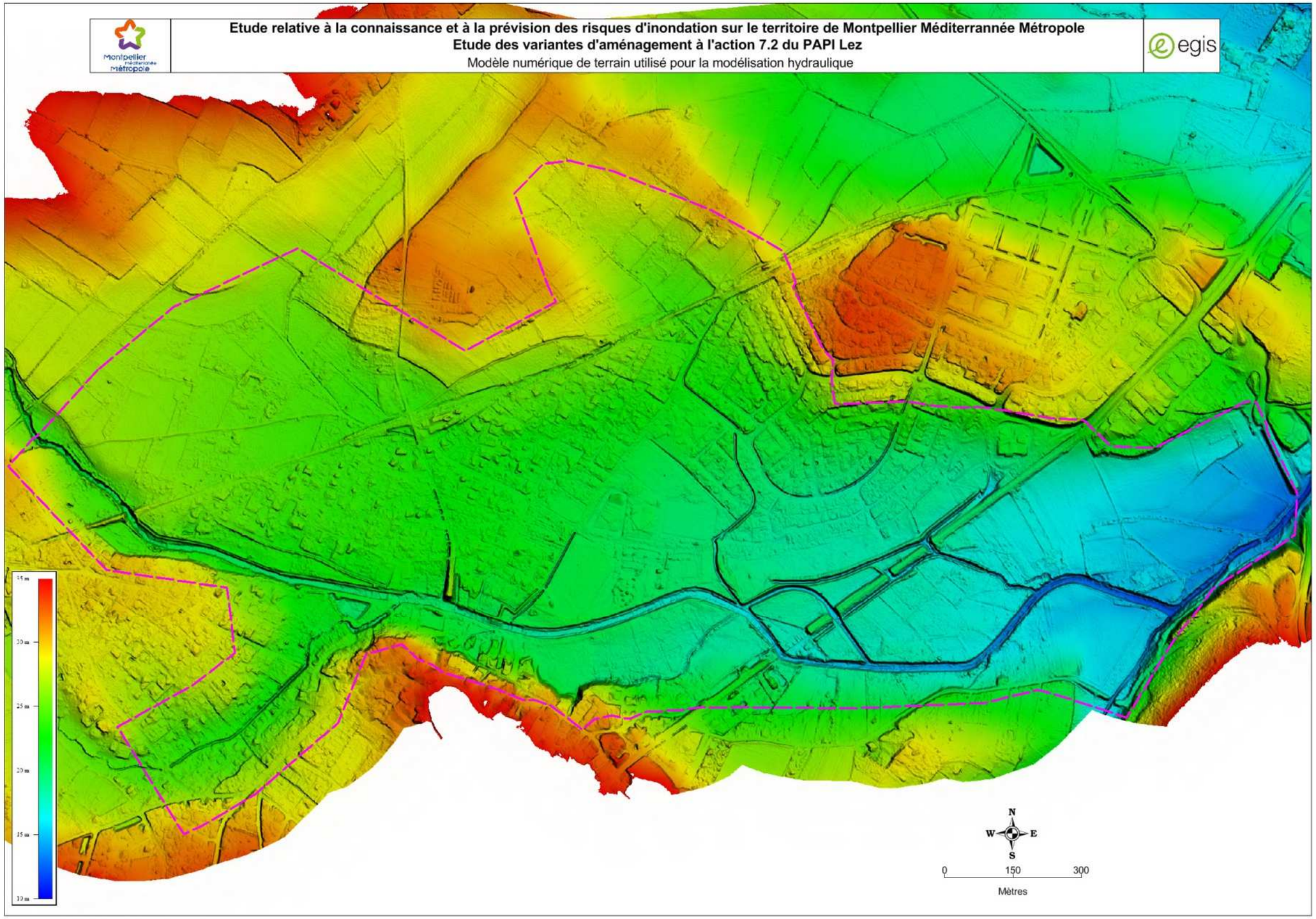


Figure 17 : Modèle numérique de terrain



4.1.5.3 Reconstitution de la crue du 14 octobre 2016

4.1.5.3.1 Episode méditerranéen du 12 au 14 octobre 2016

L'épisode a débuté dans la nuit de mercredi 12 à jeudi 13 octobre sur le Languedoc-Roussillon. Après une brève accalmie dans la journée du jeudi, le système pluvieux s'est réactivé dans la nuit du 13 au vendredi 14, avant de remonter vers l'Aveyron et l'Ardèche.

Durant les trois jours, le système pluvio-orageux très actif a généré de très importants cumuls de pluie sur la plaine languedocienne et les Cévennes. Ces cumuls ont atteint 200 mm* en 48 heures en plaine dans l'Hérault, du Minervois à l'ouest de Montpellier, avec localement des pointes entre 250 et 350 mm. Ces valeurs représentent une à deux fois le cumul mensuel moyen à cette période de l'année.

Figure 18 : Cumul des précipitations du 12 au 14 octobre 2016 (Source Météo France)

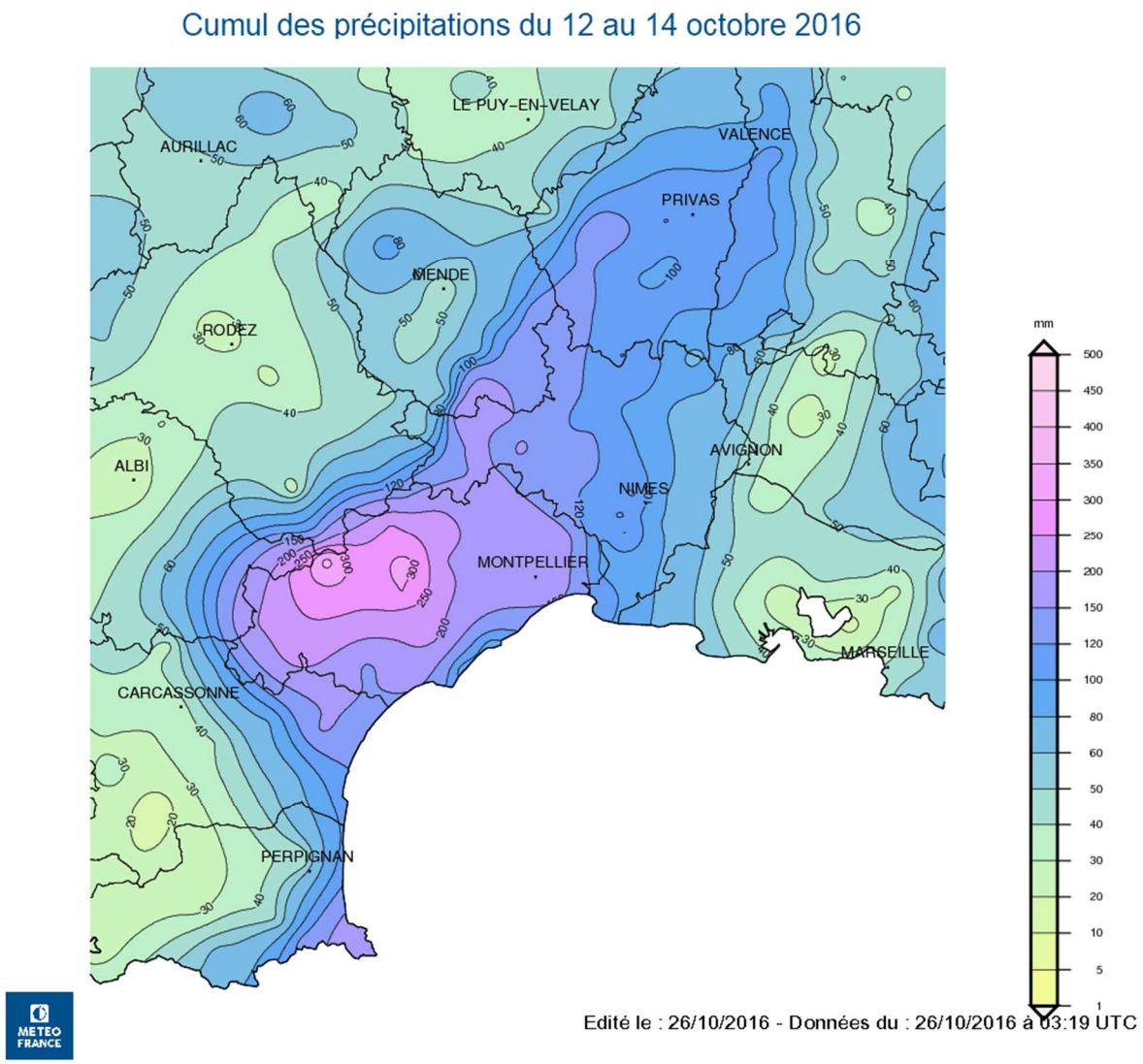


Figure 19 : Cumul des précipitations du 12 au 14 octobre 2016 (Source Prédict)

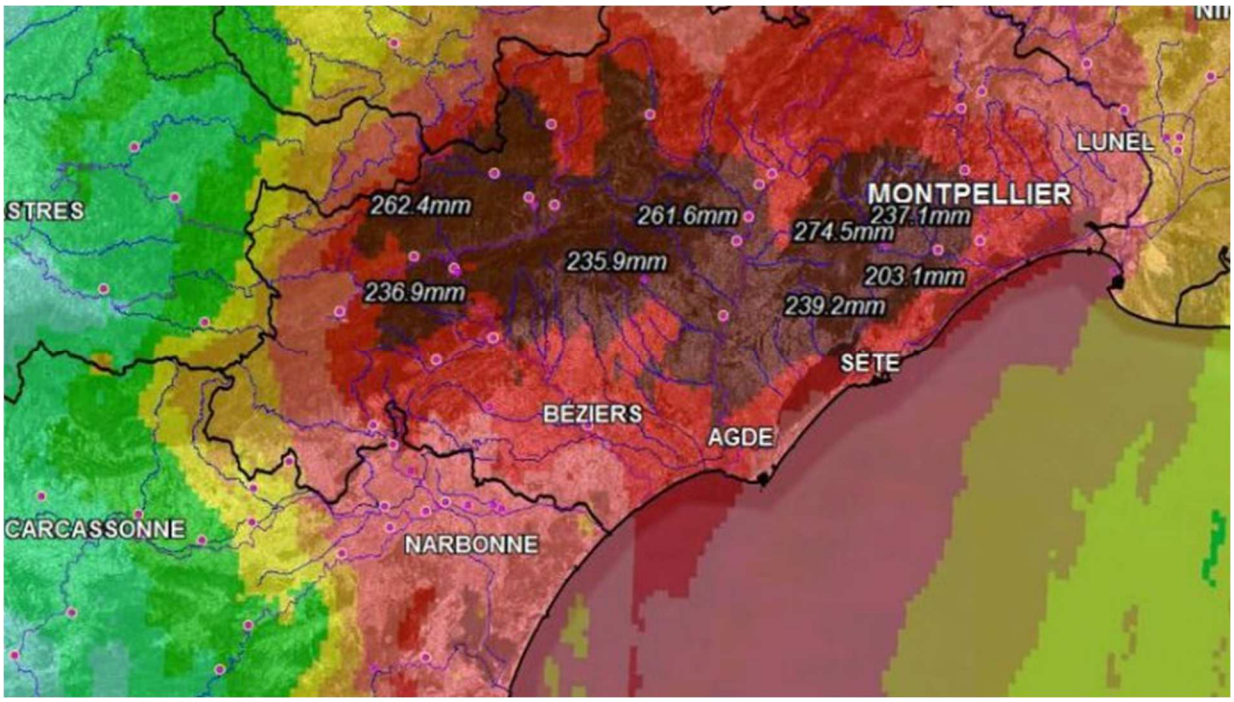


Tableau 15 : Cumuls de pluie du 12 au 14 octobre 2016

	Cumul sur 2 jours (du 12 - 06 utc au 14 - 06utc)	Cumul en 24 heures	Cumul moyen mensuel en octobre (normale 1981-2010)
Castanet-le-Haut (Hérault, altitude 424 mètres)	356.7 mm	269.5 mm	209.6 mm
Les Plans (Hérault, altitude 844 mètres)	235.7 mm	180.6 mm	220.8 mm
Pézenas (Hérault)	230.9 mm	200.9 mm	101.9 mm
Saint Jean de Minervois (Hérault)	229.3 mm	164.6 mm	113.1 mm
Murviel-les-Béziers (Hérault)	213.6 mm	173.9 mm	97.4 mm
Cap Béar (Pyrénées-Orientales)	198.3 mm	184 mm	84.8 mm
Prades-le-Lez (Hérault)	164.3 mm	136 mm	117.7 mm

Montpellier-Aéroport (Hérault)	157.6 mm	126.7 mm	96.8mm

4.1.5.3.2 Repères de crue

Quatorze repères de crue ont été identifiés lors d'une visite de terrain le 14 octobre 2016. Ils ont été nivelés par la S.A.S PAGES T.I.P le 28/10/2016.

Ils sont localisés sur la figure page suivante.

4.1.5.3.3 Evaluation du débit de pointe de la crue du Coulazou

L'évaluation du débit de pointe de la crue est réalisée à l'aide du modèle mathématique décrit précédemment pour reconstituer les niveaux atteints par les PHE.

Le débit retenu est de **175 m^3/s** correspondant à une période de retour de l'ordre de **30 ans**.

Tableau 16 : Crue du 14/10/2016 – Cotes observées et cotes calculées

N° PHE	Cote observée (1) (m NGF)	Cote calculée (2) (m NGF)	Ecart (2) – (1) (m)
1	22,36	22,46	+0,10
2	22,40	22,51	+0,11
3	21,52	21,61	+0,09
4	21,38	21,53	+0,15
5	21,37	21,51	+0,14
7	21,15	21,13	-0,02
8	19,09	19,20	+0,11
9	19,13	19,20	+0,07
10	19,08	19,20	+0,12
13	18,87	18,82	-0,05
14	18,87	18,75	-0,12
16	18,95	18,86	-0,09
17	21,22	20,95	Non valide

Figure 20 : Localisation des repères de crue

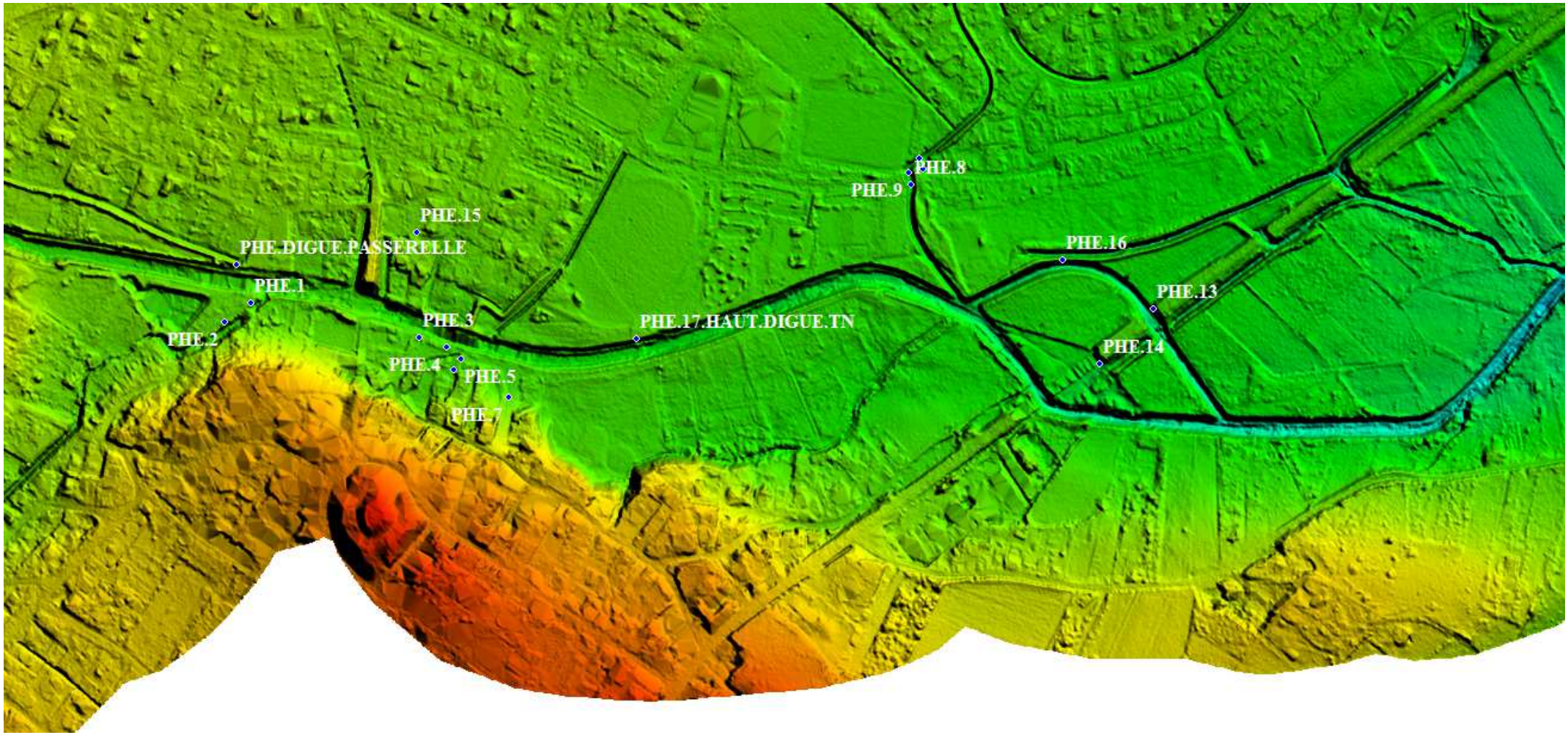


Figure 21 : Profil en long de la ligne d'eau pour un débit de 175 m³/s

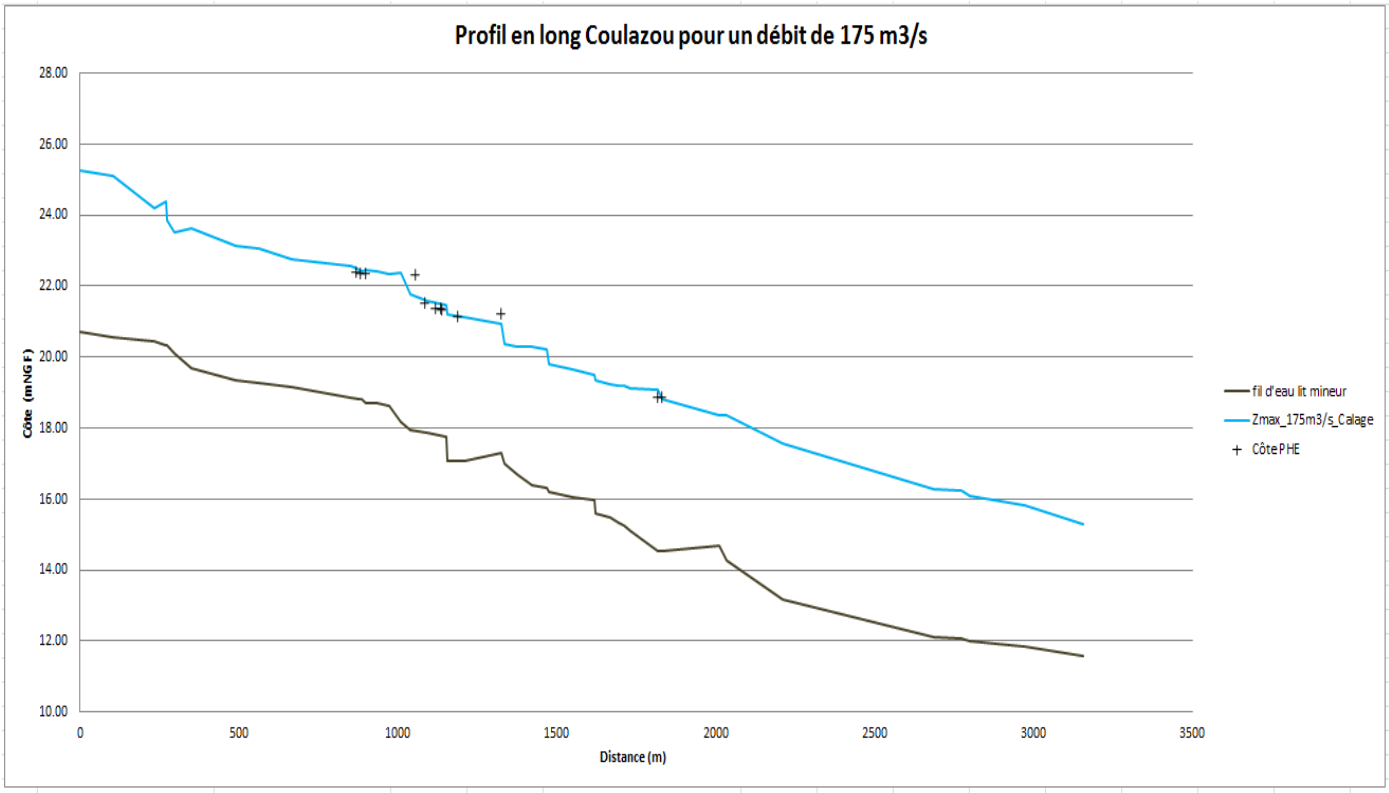


Figure 22 : Crue du 14/10/2016 – Carte des hauteurs d'eau

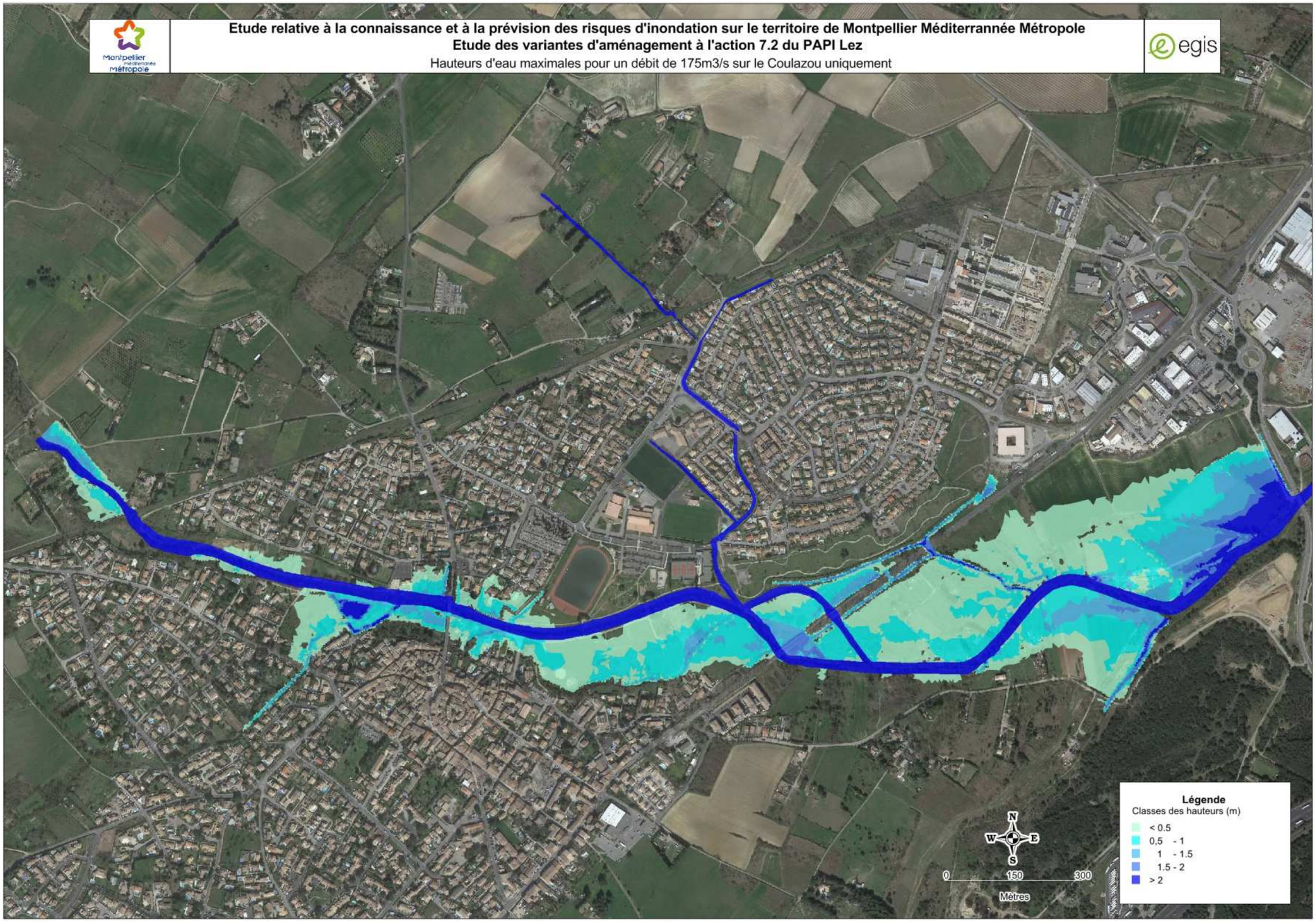
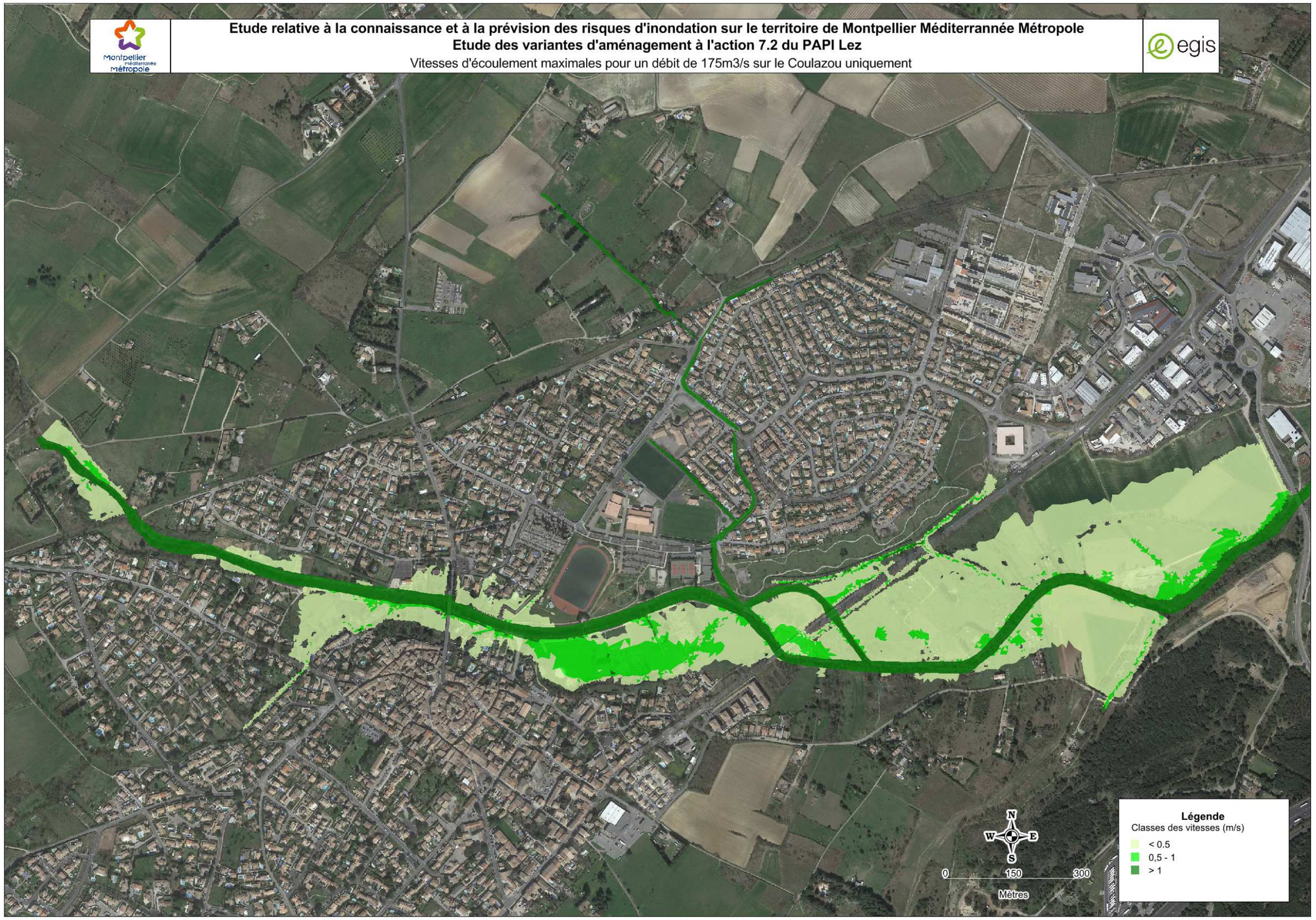


Figure 23 : Crue du 14/10/2016 – Carte des vitesses d'écoulement



4.1.5.4 Exploitation du modèle

4.1.5.4.1 Scénarios modélisés

Le modèle a été exploité en situation actuelle (avec prise en compte des digues existantes sans rupture) pour une crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson.

Le modèle a été exploité en situation projet pour sept scénarios, **en supposant une obturation des arches principales sous la RD613 à 50% et 100% pour les arches secondaires.**

L'hypothèse d'obturation des arches résulte de l'analyse de la formation d'embâcles au droit des ouvrages de franchissement (Voir chapitre 4.1.6).

Les scénarios 1 et 2 correspondent à des niveaux inférieurs au niveau de protection du système d'endiguement.

Le scénario 3 correspond au niveau de protection du système d'endiguement.

Les scénarios 4 et 5 correspondent à des niveaux dépassant le niveau de protection du système d'endiguement.

Le scénarion 6 correspond au niveau de danger du système d'endiguement.

Le scénario 7 correspond à un niveau dépassant le niveau de danger du système d'endiguement.

Tableau 17 : Scénarios hydrologiques retenus en état projet

	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6	SC7
T Coulazou	10 ans (114 m^3/s)	30 ans (184 m^3/s)	100 ans (295 m^3/s)	100 ans (295 m^3/s)	200 ans (360 m^3/s)	300 ans (399 m^3/s)	1 000 ans (513 m^3/s)
T Merdanson	10 ans (26 m^3/s)	30 ans (44 m^3/s)	100 ans (84 m^3/s)	200 ans (111 m^3/s)	100 ans (84 m^3/s)	300 ans (128 m^3/s)	1 000 ans (176 m^3/s)
Niveaux au droit du lieu de référence (m NGF)	22.18	22.97	24.08	24.23	24.53	25.08	25.38

4.1.5.4.2 Caractéristiques des écoulements (cotes et vitesses) – Etat projet

Sont récapitulées dans les deux tableaux suivants, les caractéristiques des écoulements (cotes et vitesses) dans les lits mineurs du Coulazou et du Merdanson pour tous les scénarios étudiés.

Pour la crue correspondant au niveau de protection, les vitesses dans le lit mineur du Coulazou varient :

- entre la voie SNCF et la passerelle Domergue : 2.42 à 4.57 m/s,
- entre la passerelle Domergue et la RD27 : 2.02 à 2.97 m/s,
- entre la RD27 et la passerelle du stade : 3.30 à 3.85 m/s,
- entre la passerelle du stade et la RD613 : 1.66 à 2.99 m/s.

Pour la crue correspondant au niveau de protection, les vitesses dans le lit mineur du Merdanson varient de 1.00 à 2.30 m/s, à l'aval de la RD185.

En fonction de ces vitesses, des protections de berge sont prévus dans le cadre du projet (Voir chapitres 5 et 7).

Tableau 18 : Lit mineur du Coulazou – Cotes et vitesses d'écoulement

				Q10-Q10		Q30-Q30		Q100-Q100		Q200-Q100		Q100-Q200		Q300-Q300		Q1000-Q1000	
Ouvrage	Distance (m)	N° Profil	Fond du lit (m NGF)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)	Section level (m AD)	Section velocity (m/s)
	0	P1	20,691	24,525	2,886	25,328	3,552	25,952	4,776	26,279	5,372	25,955	4,772	26,482	5,683	26,957	6,595
	103	P2	20,544	24,239	2,961	25,186	3,036	25,84	3,751	26,17	4,106	25,845	3,747	26,38	4,282	26,785	4,815
	235	P3	20,436	23,455	4,339	24,322	4,73	25,244	4,862	25,699	4,871	25,265	4,862	25,992	4,876	26,404	5,297
OH SNCF	270	profil_amont_OA1	20,31	23,58	2,08	24,524	2,428	25,531	2,673	26,022	2,736	25,555	2,666	26,357	2,766	26,864	2,836
	274	profil_amont_OA1!	20,31	23,197	2,442	23,998	2,862	24,909	3,13	25,374	3,21	24,97	3,12	25,761	3,244	26,15	3,29
	299	P4	20,084	22,923	3,688	23,672	4,382	24,642	4,57	25,116	4,581	24,71	4,57	25,545	4,587	25,929	4,599
	352	P5	19,67	23,011	2,115	23,774	2,462	24,68	2,813	25,132	2,932	24,769	2,8	25,552	2,979	25,893	3,112
	489	P6	19,34	22,649	2,642	23,35	3,143	24,257	3,748	24,657	4,016	24,395	3,721	25,141	4,107	25,426	4,429
	563	P7	19,267	22,578	2,156	23,292	2,653	24,229	3,242	24,633	3,502	24,376	3,218	25,111	3,601	25,387	3,879
	666	P8	19,165	22,37	2,301	23,108	2,743	24,132	3,194	24,549	3,357	24,305	3,194	25,068	3,445	25,368	3,646
	854	P12	18,867	22,231	1,635	22,997	1,998	24,059	2,417	24,493	2,609	24,229	2,407	25,019	2,695	25,34	2,889
Passerelle amont confluence Merdamon	880	profil_amont_OA2	18,81	22,223	1,958	23,049	1,964	24,166	2,019	24,644	2,117	24,324	2,012	25,16	2,161	25,523	2,268
	887	profil_amont_OA2!	18,81	21,988	2,434	22,769	2,459	23,844	2,466	24,276	2,469	24,006	2,466	24,797	2,471	25,111	2,518
	899	P14	18,682	21,99	2,199	22,759	2,223	23,822	2,231	24,257	2,234	23,981	2,231	24,761	2,235	25,083	2,339
	918	P14-P15	18,689	21,99	2,033	22,761	2,044	23,821	2,049	24,255	2,132	23,981	2,049	24,762	2,179	25,087	2,306
	938	P15	18,697	22	2,094	22,769	2,521	23,827	2,853	24,265	2,95	24,001	2,909	24,814	3,059	25,147	3,294
	972	P16	18,631	21,953	2,14	22,728	2,557	23,766	2,971	24,199	3,083	23,937	3,035	24,742	3,221	25,058	3,449
OH D27	1010	P17	18,183	21,989	1,694	22,828	1,895	23,915	2,169	24,35	2,278	24,097	2,215	24,896	2,377	25,283	2,431
	1030	P17!-P18!	17,957	21,491	2,056	22,084	2,586	22,78	3,299	23,039	3,596	22,888	3,424	23,327	3,92	23,46	4,187
	1086	P18	17,866	21,307	2,651	21,881	3,224	22,57	3,93	22,82	4,249	22,675	4,067	23,098	4,586	23,214	4,898
	1144	P18!	17,766	21,221	2,554	21,786	3,106	22,525	3,636	22,816	3,828	22,646	3,716	23,139	4,032	23,31	4,137
	1144	P20!	17,068	21,001	2,319	21,384	3,032	21,832	3,852	22,008	4,153	21,903	3,98	22,197	4,494	22,352	4,673
	1198	P20	17,068	20,957	2,084	21,323	2,695	21,723	3,469	21,883	3,756	21,788	3,593	22,058	4,071	22,239	4,223
passerelle au niveau du stade	1312	P21	17,308	20,725	2,393	21,204	2,541	21,867	2,569	22,137	2,561	21,979	2,573	22,412	2,582	22,667	2,565
	1312	P22!	17	20,21	2,428	20,515	2,779	20,972	2,99	21,176	2,961	21,051	3,016	21,393	2,965	21,725	2,941
	1355	P22	16,673	20,156	2,272	20,436	2,663	20,89	2,932	21,102	2,908	20,97	2,965	21,333	2,918	21,693	2,873
	1400	P23	16,404	20,128	2,029	20,408	2,359	20,863	2,604	21,074	2,617	20,942	2,644	21,308	2,659	21,666	2,628
	1447	P24	16,308	20,053	2,108	20,374	2,284	20,918	2,365	21,147	2,333	21,004	2,387	21,394	2,337	21,75	2,347
	1447	P26!	16,203	19,579	2,194	20,046	2,239	20,696	2,287	20,934	2,262	20,785	2,314	21,186	2,267	21,57	2,277
	1523	P26	16,053	19,435	2,283	19,973	2,286	20,666	2,309	20,909	2,318	20,757	2,309	21,167	2,322	21,549	2,332
	1590	P26!!	15,953	19,276	2,473	19,927	2,478	20,688	2,502	20,936	2,511	20,778	2,502	21,194	2,515	21,566	2,526
	1590	P27!	15,577	19,103	2,313	19,807	2,319	20,596	2,349	20,844	2,362	20,686	2,349	21,101	2,368	21,474	2,382
	1634	P27	15,477	19,018	2,4	19,736	2,407	20,561	2,44	20,807	2,454	20,653	2,44	21,08	2,46	21,424	2,475
	1661	P28!	15,324	19,006	2,117	19,717	2,141	20,52	2,154	20,759	2,168	20,615	2,154	21,014	2,173	21,377	2,186
	1678	P28	15,233	19,006	1,313	19,715	1,402	20,545	1,612	20,801	1,737	20,634	1,697	21,059	1,876	21,368	2,053
	1698	P30	15,084	18,951	1,37	19,688	1,555	20,496	1,659	20,744	1,808	20,591	1,739	21,003	1,94	21,343	2,063
OH D613	1784	P32_RD_am	14,549	18,85	1,366	19,54	1,654	20,289	1,94	20,548	2,01	20,399	1,964	20,826	2,068	21,195	2,104
	1796	P32_RD_av	14,549	18,422	1,585	18,86	2,104	19,21	2,646	19,327	2,789	19,228	2,694	19,477	2,909	19,735	2,998
	1979	P36.2	14,678	18,107	1,516	18,512	1,665	18,85	1,898	18,982	1,962	18,895	1,925	19,142	2,053	19,416	2,151
	2002	P37	14,264	18,108	1,147	18,516	1,281	18,859	1,478	18,995	1,54	18,9	1,506	19,156	1,632	19,436	1,731
	2178	P38	13,182	17,338	2,074	17,749	2,216	18,175	2,339	18,367	2,375	18,241	2,358	18,585	2,435	18,961	2,502
	2652	P39	12,111	16,09	1,283	16,569	1,49	17,267	1,583	17,598	1,596	17,364	1,603	17,928	1,656	18,451	1,672
	2740	P-LIDAR_01	12,084	16,003	1,084	16,518	1,103	17,247	1,115	17,584	1,12	17,338	1,115	17,913	1,146	18,447	1,165
	2766	P-LIDAR_02	12	15,843	2,001	16,421	2,007	17,187	2,029	17,531	2,047	17,298	2,029	17,864	2,043	18,401	2,052
	2938	P-LIDAR_03	11,849	15,459	1,429	16,245	1,441	17,1	1,448	17,448	1,451	17,197	1,448	17,792	1,454	18,358	1,457
	3121	P-LIDAR_04	11,571	14,997	1,812	15,728	2,065	16,464	2,375	16,786	2,469	16,55	2,403	17,052	2,635	17,519	2,789
	3129	P-LIDAR_04!	11,51	14,997	1,862	15,728	2,119	16,464	2,43	16,786	2,516	16,55	2,457	17,052	2,665	17,519	2,691
	3227	P-LIDAR_05	11,18	14,714	1,464	15,47	1,678	16,194	1,98	16,467	2,1	16,269	2,025	16,745	2,171	17,209	2,18
	3342	P-LIDAR_06	10,461	14,423	1,309	15,244	1,377	15,963	1,506	16,254	1,558	16,043	1,528	16,544	1,612	17,004	1,685
	3626	P-LIDAR_07	9,381	13,891	1,211	14,831	1,408	15,438	1,732	15,687	1,866	15,466	1,78	15,891	2	16,309	2,184
	4012	P-LIDAR_08	9,025	13,425	0,968	14,631	0,959	15,169	1,129	15,37	1,201	15,179	1,159	15,501	1,281	15,88	1,384
	4190	P-LIDAR_09	8,947	13,342	0,619	14,606	0,69	15,123	0,881	15,308	0,965	15,13	0,911	15,428	1,046	15,783	1,158
	4637	P-LIDAR_10	8,993	12,925	0,903	14,123	1,213	14,62	1,331	14,798	1,372	14,626	1,332	14,914	1,399	15,255	1,477
	5166	P-LIDAR_11	9,545	12,302	1,05	13,489	1,258	13,982	1,344	14,159	1,375	13,989	1,345	14,273	1,396	14,611	1,457
	5553	P-LIDAR_12	8,607	11,264	1,817	12,531	2,191	13,007	2,371	13,174	2,436	13,013	2,373	13,283	2,479	13,596	2,607
	5989	P-LIDAR_13	4,766	10,193	1,536	11,359	1,631	11,801	1,696	11,962	1,719	11,806	1,697	12,068	1,733	12,376	1,779
	6512	P-LIDAR_14	3,108	9,066	1,257	10,127	1,646	10,55	1,805	10,704	1,857	10,556	1,807	10,804	1,89	11,091	1,986
	7028	P-LIDAR_15	2,663	8,427	1,336	9,566	1,344	10,009	1,348	10,168	1,349	10,014	1,348	10,271	1,349	10,571	1,349
	7551	P-LIDAR_16	3,193	7,714	1,117	8,796	1,472	9,332	1,609	9,39	1,656	9,238	1,61	9,49	1,688	9,777	1,783
	8052	P-LIDAR_17	2,379	6,587	1,851	7,755	1,853	8,191	1,855	8,36	1,856	8,197	1,855	8,459	1,856	8,74	1,857
	8293	P_trav1	0,68	5,609	2,487	6,88	2,512	7,323	2,514	7,519	2,515	7,329	2,514	7,618	2,516	7,893	2,517
	8448	Ptrav_2	-0,49	4,726	2,577	5,95	3,007	6,351	3,22	6,58	3,246	6,356	3,222	6,658	3,27	6,874	3,483
	8462	Ptrav_2!	-0,49	4,67	2,626	5,844	3,243	6,229	3,431	6,463	3,447	6,234	3,433	6,537	3,452	6,743	3,631
	8643	Ptrav_3	0,38	3,049	4,124	4,153	4,936	4,655	5,099	5,41	5,099	4,664	5,099	5,467	5,099	5,604	5,099

Tableau 19 : Lit mineur du Merdanson – Cotes et vitesses d'écoulement

				Q10-Q10		Q30-Q30		Q100-Q100		Q200-Q100		Q100-Q200		Q300-Q300		Q1000-Q1000	
Ouvrage	Distance (m)	N° Profil	Fond du lit (m NGF)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)	Cote PHE (m NGF)	Vitesse (m/s)
	0	Merd_01	22,885	24,517	3,001	24,817	3,811	25,109	5,256	25,122	5,227	25,577	6,012	25,759	6,392	26,179	7,289
	20	Merd_01-0-Merdanson_P0	22,77	24,392	2,676	24,696	3,071	25,176	3,862	25,193	3,808	25,436	4,275	25,624	4,466	26,04	4,965
	40	Merd_01-1-Merdanson_P0	22,656	24,315	2,424	24,65	2,841	25,136	3,275	25,159	3,265	25,39	3,617	25,591	3,799	26,002	4,235
	60	Merd_01-2-Merdanson_P0	22,541	24,263	2,412	24,619	2,524	25,108	3,078	25,134	3,058	25,361	3,42	25,57	3,596	25,981	4,031
	80	Merd_01-3-Merdanson_P0	22,426	24,199	2,503	24,579	2,721	25,074	3,171	25,101	3,003	25,325	3,404	25,546	3,472	25,956	3,909
	100	Merd_01-4-Merdanson_P0	22,311	24,187	2,299	24,568	2,301	25,06	2,889	25,092	2,793	25,311	3,188	25,537	3,348	25,948	3,814
	120	Merd_01-5-Merdanson_P0	22,197	24,186	2,249	24,571	2,26	25,063	2,634	25,096	2,619	25,318	3,035	25,549	3,218	25,975	3,729
	140	Merd_01-6-Merdanson_P0	22,082	24,155	2,298	24,542	2,435	25,027	2,795	25,062	2,777	25,282	3,276	25,529	3,473	25,962	4,131
	160	Merd_01-7-Merdanson_P0	21,967	24,154	2,226	24,542	2,242	25,028	2,51	25,064	2,495	25,289	2,972	25,549	3,138	25,972	3,78
	180	Merd_01-8-Merdanson_P0	21,853	24,151	2,114	24,541	2,054	25,021	2,35	25,06	2,338	25,275	2,784	25,51	2,952	25,924	3,483
	200	Merd_01-9-Merdanson_P0	21,738	24,154	2,033	24,544	1,874	25,027	2,205	25,069	2,192	25,278	2,592	25,519	2,755	25,928	3,21
	220	Merd_01-10-Merdanson_P0	21,623	24,121	2,126	24,505	2,058	24,966	2,62	25,019	2,584	25,222	3,129	25,469	3,336	25,857	3,948
	240	Merd_01-11-Merdanson_P0	21,508	24,144	1,878	24,527	1,718	25,001	2,001	25,06	1,97	25,262	2,393	25,518	2,538	25,935	2,981
	260	Merd_01-12-Merdanson_P0	21,393	24,124	1,846	24,504	1,707	24,966	2,467	25,014	2,448	25,198	2,976	25,452	3,192	25,832	3,837
	280	Merd_01-13-Merdanson_P0	21,274	24,117	1,72	24,496	1,604	24,957	2,312	25,001	2,291	25,2	2,78	25,451	2,976	25,833	3,578
	300	Merd_01-14-Merdanson_P0	21,155	24,116	1,59	24,497	1,443	24,955	2,065	25	2,047	25,174	2,435	25,422	2,596	25,797	3,047
	320	Merd_01-15-Merdanson_P0	21,037	24,116	1,377	24,496	1,329	24,951	1,948	24,997	1,929	25,168	2,3	25,418	2,445	25,794	2,895
	340	Merd_01-16-Merdanson_P0	20,918	24,121	1,237	24,501	1,225	24,928	1,808	24,976	1,887	25,135	2,296	25,381	2,433	25,745	2,862
	360	Merd_01-17-Merdanson_P0	20,8	24,144	1,099	24,58	1,022	25,12	1,092	25,168	1,057	25,37	1,385	25,617	1,541	26,002	2,027
OH D185	368	Merd_01-17-Merdanson_P0-Merdanson_P0	20,75	24,152	1,173	24,808	1,067	25,189	0,53	25,243	0,49	25,495	0,639	25,769	0,679	26,254	0,879
	368	Merdanson_P0	20,696	22,676	2,863	23,262	2,331	24,177	1,515	24,556	1,264	24,967	1,85	25,081	1,8	25,377	2,418
	377	Merdanson_P1	20,665	22,658	2,829	23,268	2,234	24,178	1,457	24,559	1,244	24,964	1,86	25,087	1,782	25,384	2,383
	387	Merdanson_P2	20,633	22,582	2,868	23,236	2,223	24,189	1,418	24,565	1,175	24,992	1,75	25,099	1,7	25,411	2,332
	397	Merdanson_P3	20,595	22,455	3,081	23,129	2,404	24,157	1,604	24,567	1,38	24,947	1,932	25,105	1,834	25,428	2,421
	407	Merdanson_P4	20,573	22,424	2,636	23,045	2,18	24,119	1,66	24,557	1,53	24,297	1,956	25,1	1,939	25,414	2,457
	417	Merdanson_P5	20,522	22,468	1,969	23,05	1,745	24,108	1,316	24,535	1,063	24,39	1,581	25,075	1,355	25,384	1,731
	426	Merdanson_P6	20,5	22,477	1,752	23,054	1,565	24,104	1,225	24,536	0,953	24,285	1,479	25,063	1,206	25,379	1,507
	436	Merdanson_P7	20,476	22,44	1,879	23,033	1,65	24,092	1,266	24,528	0,972	24,272	1,531	25,058	1,211	25,363	1,502
	446	Merdanson_P8	20,451	22,427	1,828	23,029	1,619	24,088	1,257	24,523	0,959	24,271	1,521	25,05	1,193	25,363	1,474
	456	Merdanson_P9	20,425	22,422	1,762	23,028	1,583	24,086	1,249	24,516	0,949	24,27	1,508	25,05	1,183	25,362	1,464
	466	Merdanson_P10	20,412	22,395	1,879	23,021	1,618	24,084	1,271	24,512	0,966	24,269	1,533	25,043	1,19	25,361	1,462
	476	Merdanson_P11	20,333	22,359	1,889	23,012	1,633	24,087	1,297	24,514	1,002	24,267	1,554	25,049	1,214	25,388	1,474
	486	Merdanson_P12	20,289	22,3	2,175	22,996	1,679	24,076	1,356	24,505	1,076	24,255	1,615	25,05	1,279	25,362	1,51
	496	Merdanson_P13	20,263	22,241	2,268	22,988	1,659	24,074	1,377	24,501	1,111	24,245	1,64	25,049	1,313	25,364	1,542
	506	Merdanson_P14	20,238	22,183	2,389	22,971	1,69	24,06	1,434	24,495	1,171	24,239	1,719	25,029	1,397	25,364	1,626
	516	Merdanson_P15	20,213	22,183	2,099	22,972	1,565	24,062	1,38	24,488	1,154	24,241	1,632	25,033	1,366	25,386	1,58
	525	Merdanson_P16	20,19	22,186	1,725	22,971	1,367	24,066	1,252	24,501	1,043	24,233	1,485	25,032	1,247	25,358	1,465
	535	Merdanson_P17	20,171	22,147	1,775	22,959	1,412	24,05	1,312	24,493	1,11	24,224	1,558	25,039	1,343	25,349	1,552
	546	Merdanson_P18	20,13	22,178	1,334	22,977	1,143	24,056	1,109	24,491	0,984	24,229	1,344	25,028	1,153	25,357	1,345
	557	Merdanson_P19	20,038	22,184	1,188	22,98	1,059	24,067	1,065	24,495	0,936	24,234	1,26	25,038	1,13	25,363	1,314
	567	Merdanson_P20	20,001	22,171	1,235	22,974	1,091	24,046	1,068	24,483	0,953	24,221	1,251	25,008	1,122	25,341	1,273
	576	Merdanson_P21	19,965	22,134	1,468	22,96	1,183	24,028	1,146	24,472	1,015	24,205	1,323	24,992	1,176	25,328	1,289
	586	Merdanson_P22	19,928	22,102	1,572	22,936	1,135	24,006	1,26	24,439	1,124	24,182	1,434	24,974	1,287	25,315	1,394
	596	Merdanson_P23	19,893	22,057	1,733	22,896	1,538	23,966	1,478	24,411	1,345	24,153	1,652	24,926	1,489	25,281	1,616
	607	Merdanson_P24	19,852	22,073	1,465	22,9	1,36	23,965	1,463	24,407	1,396	24,151	1,608	24,926	1,569	25,27	1,737
	618	Merdanson_P25	19,577	22,002	1,837	22,847	1,671	23,937	1,783	24,39	1,736	24,124	1,917	24,93	1,877	25,296	2,069
	628	Merdanson_P26	19,289	21,915	2,176	22,707	1,998	23,906	2,072	24,355	2,019	24,084	2,248	24,923	2,138	25,282	2,312
	638	Merdanson_P27	19,002	21,932	1,81	22,701	2,052	23,904	2,305	24,31	2,31	24,102	2,491	24,884	2,529	25,207	2,687
	650	Merdanson_P28	18,714	21,922	1,532	22,684	1,827	23,76	1,934	24,203	1,85	23,889	2,139	24,689	2,054	25,013	2,18
Confluence	665	P14-P15	18,689	21,89	0,732	22,761	0,906	23,821	1,007	24,255	0,972	23,981	1,103	24,762	1,092	25,087	1,159

4.1.5.4.3 Cartographie des hauteurs et des vitesses d'écoulement

Figure 24 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat actuel – Carte des hauteurs d'eau

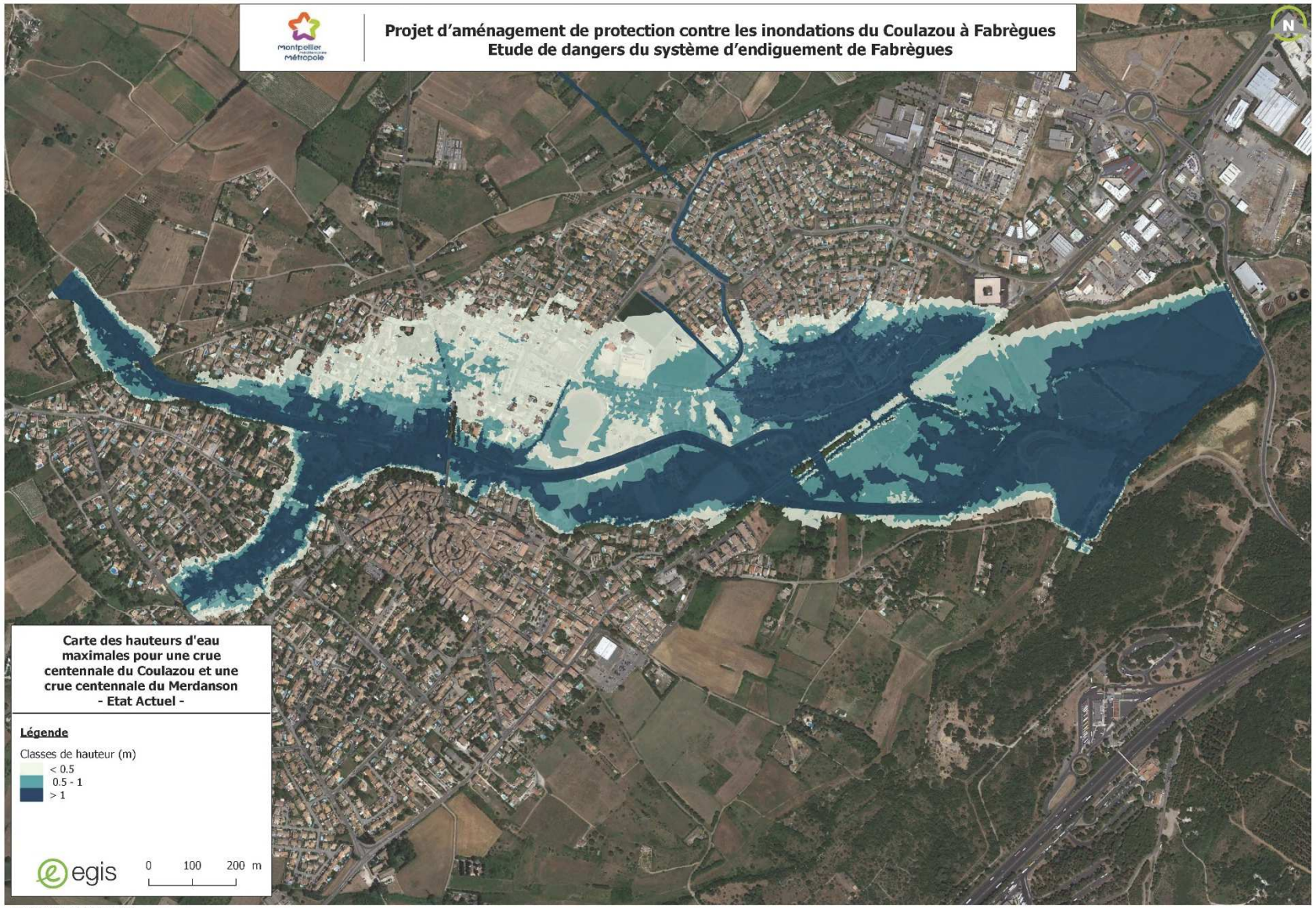


Figure 25 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

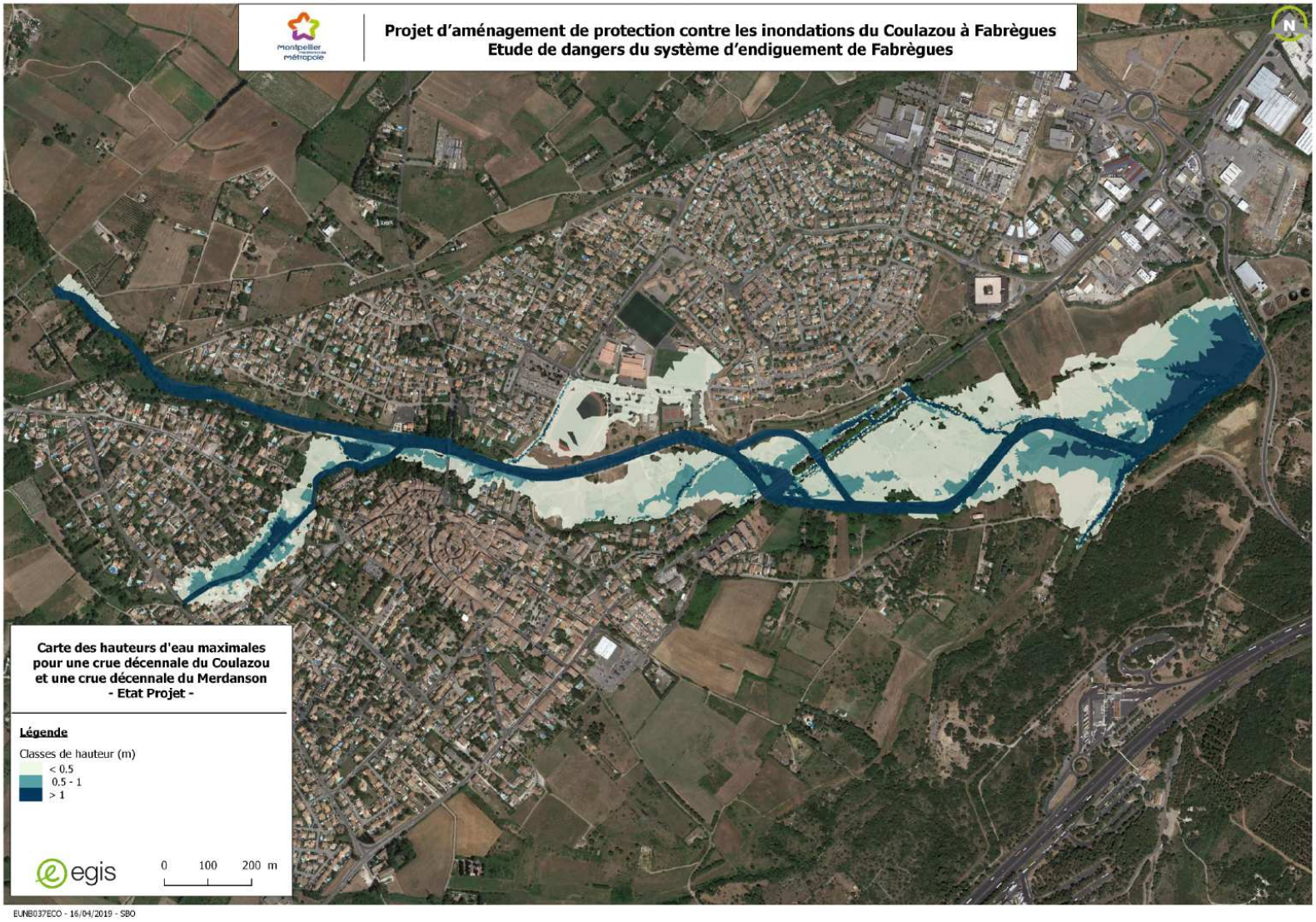


Figure 26 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement

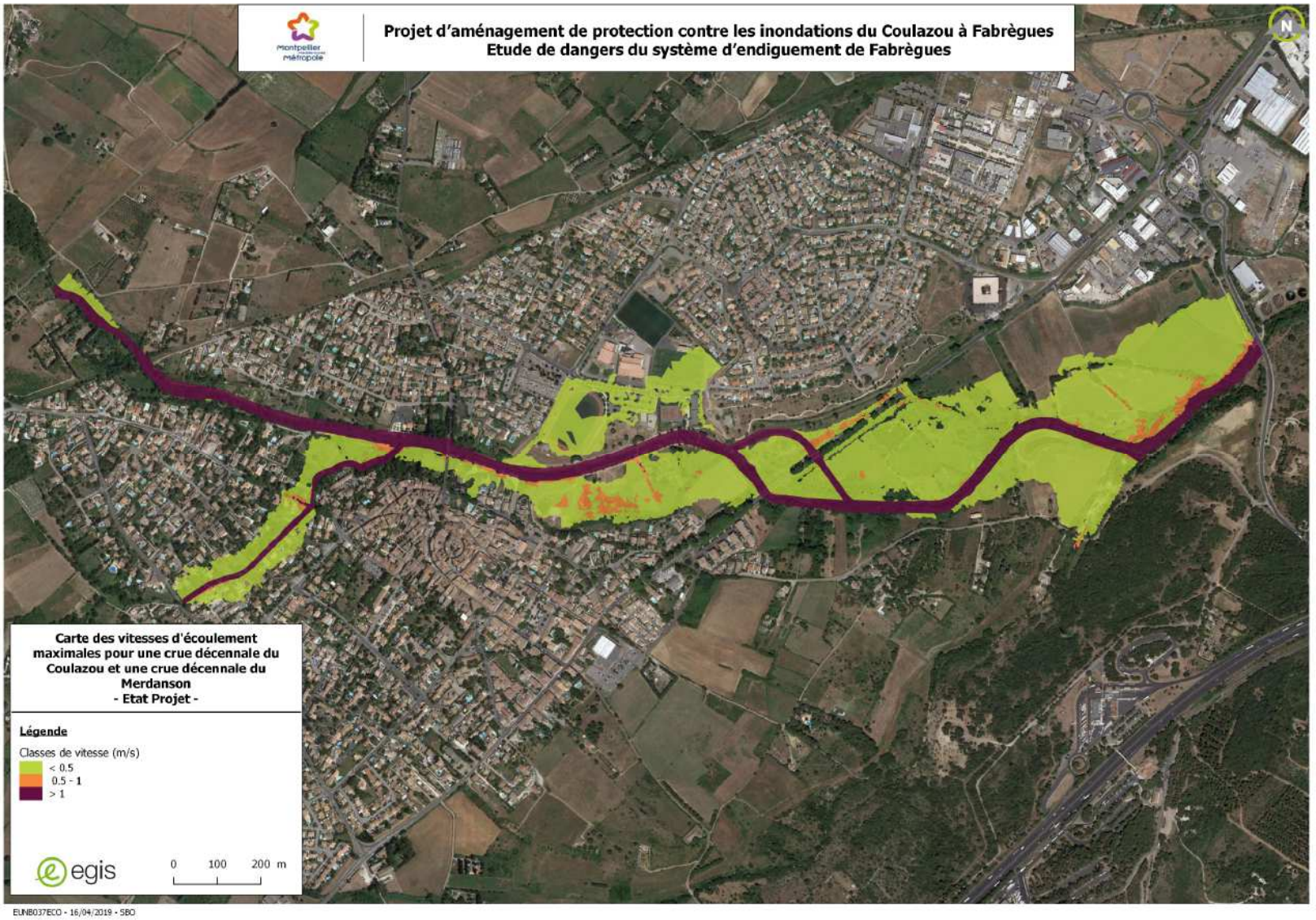


Figure 27 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

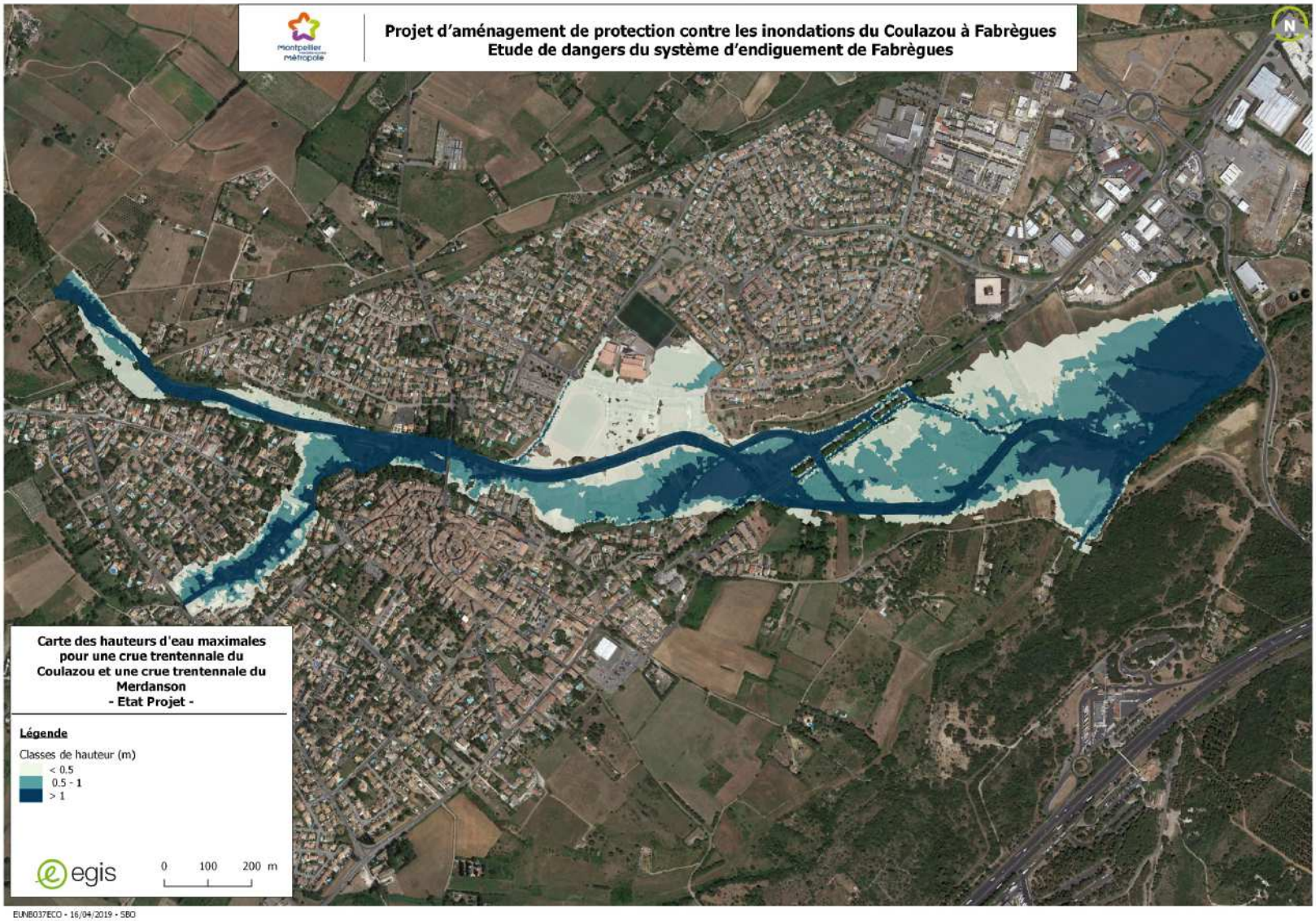


Figure 28 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des viteses d'écoulement

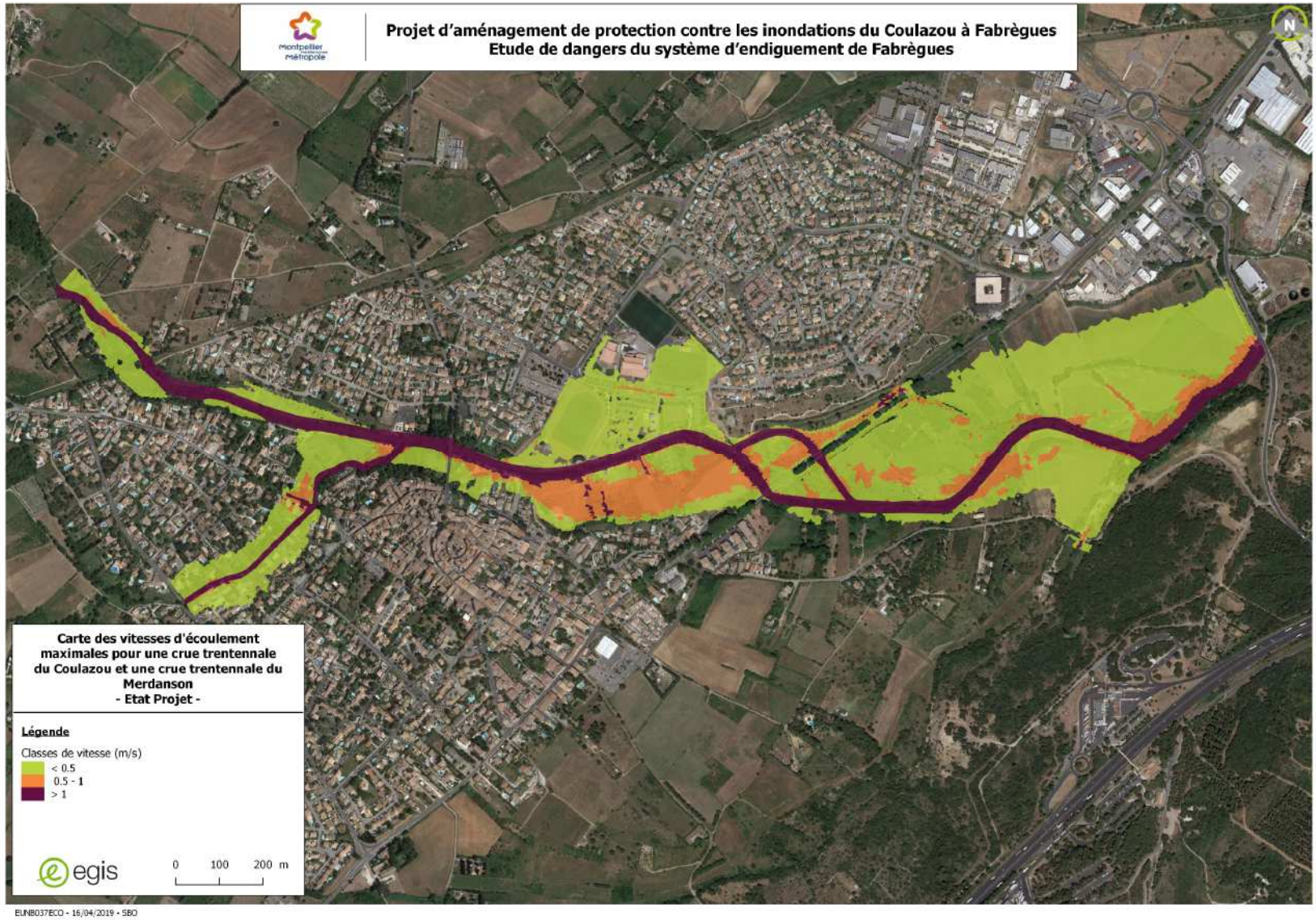


Figure 29 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

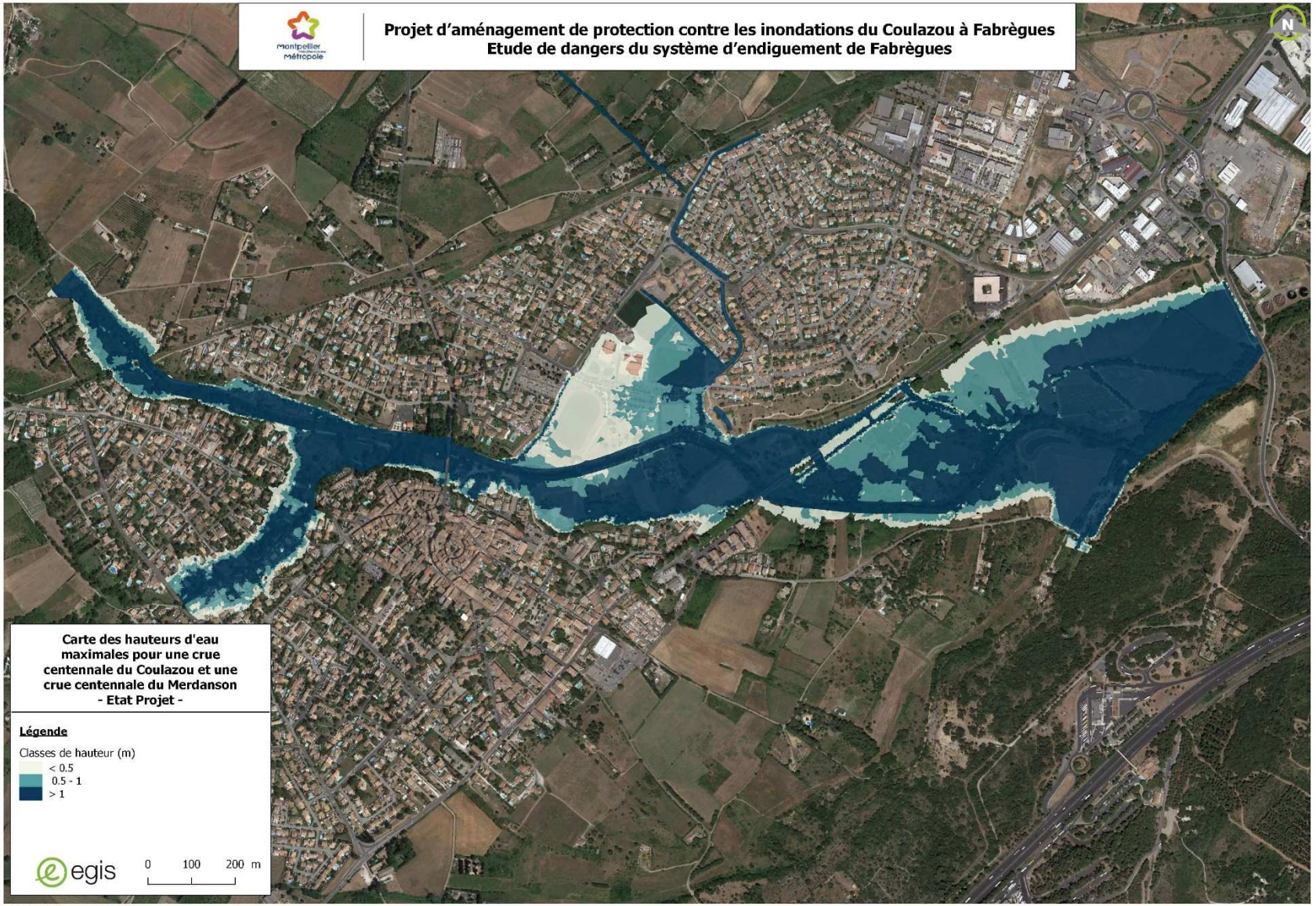
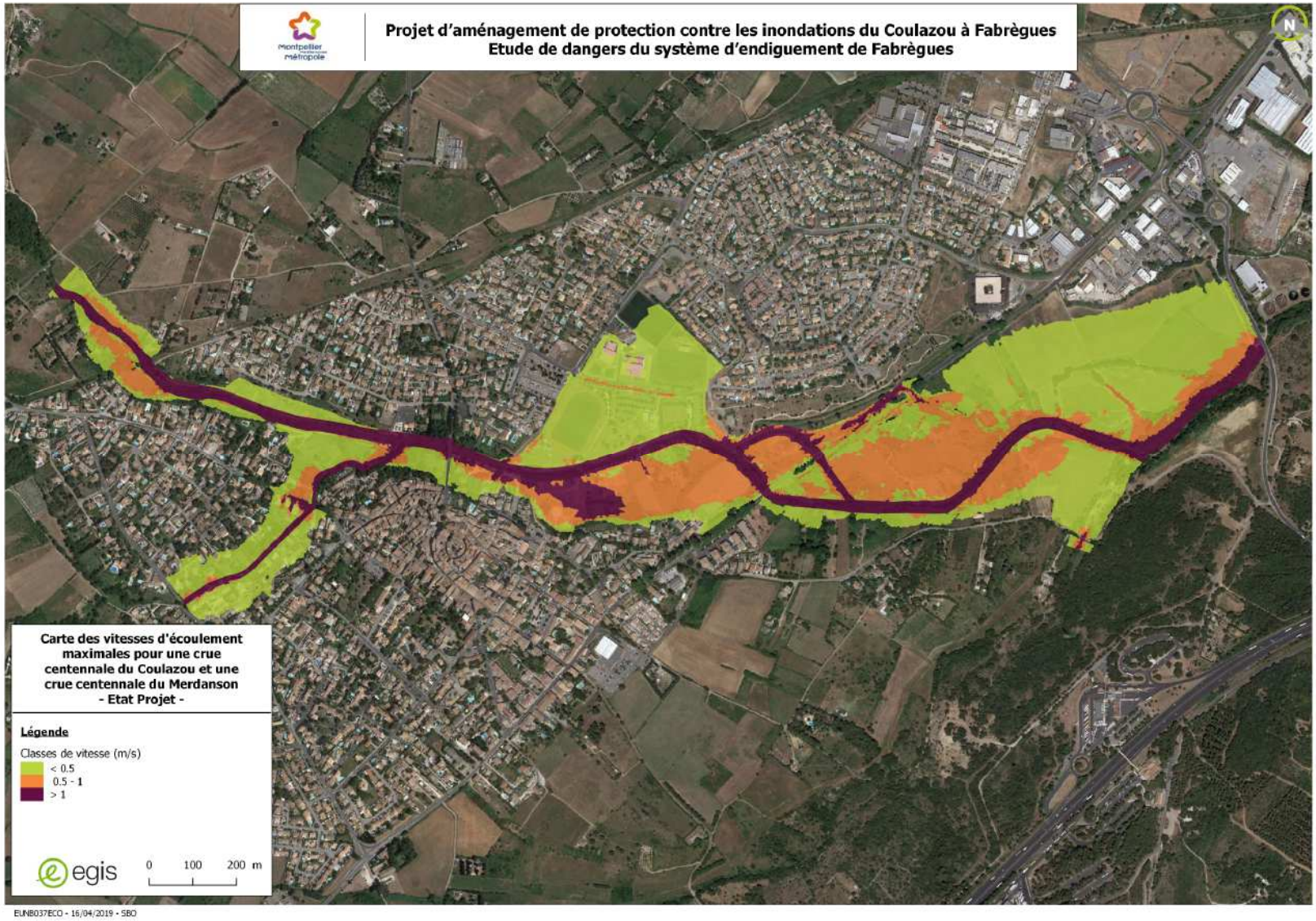


Figure 30 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement



4.1.5.4.4 Profils en long des lignes d'eau

Les profils en long les lignes d'eau au droit de chaque secteur homogène du système d'endiguement sont reportés pages suivantes.

Les points de repère sont localisés sur les plans de projet joints en Annexe n° 4.

Figure 31 : Profil en long - Digue de la Plantade

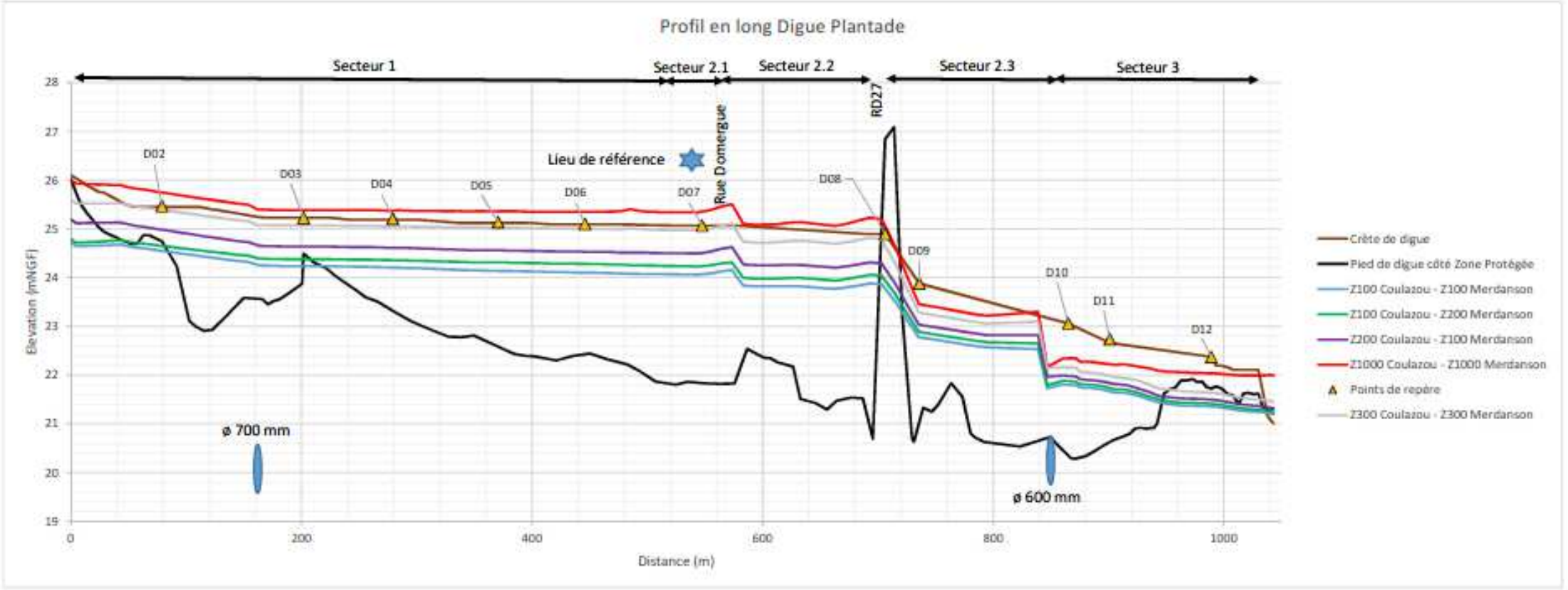


Figure 32 : Profil en long – Digue des Campanelles

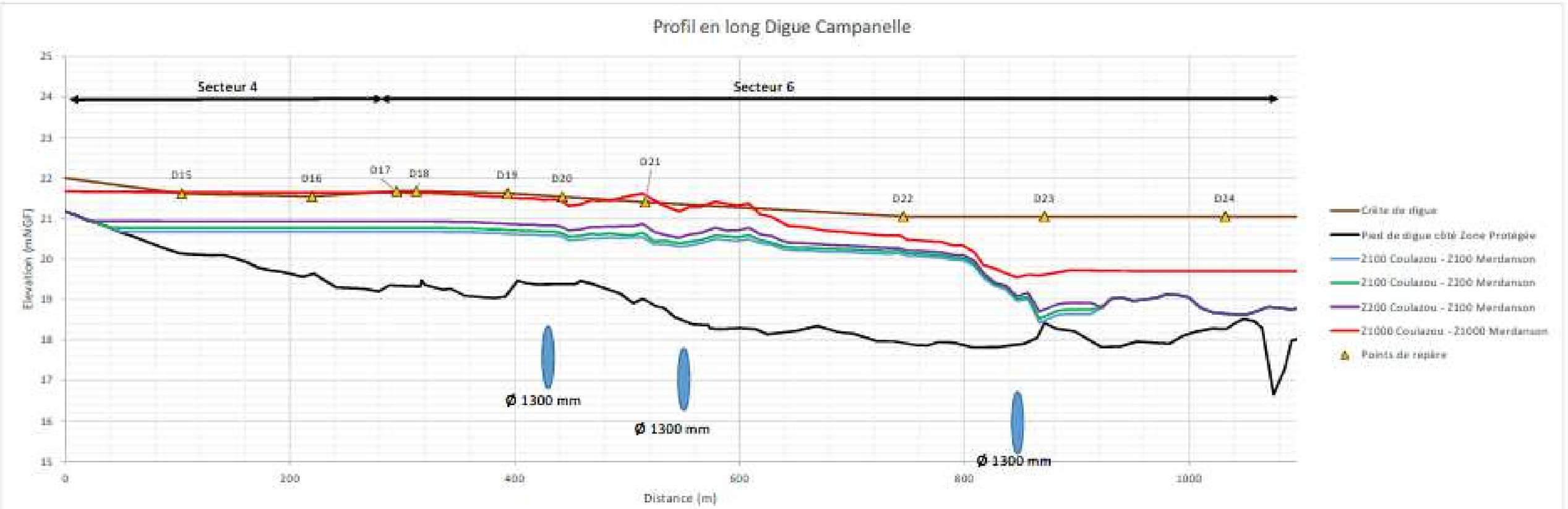


Figure 33 : Profil en long – Mur du Merdanson



4.1.5.4.5 Limnigrammes et vitesses d'écoulement

Les limnigrammes et les vitesses d'écoulement au droit des points particuliers localisés sur la figure suivante sont reportés sur les graphiques ci-après.

Figure 34 : Localisation des points de calcul des limnigrammes et des vitesses d'écoulement

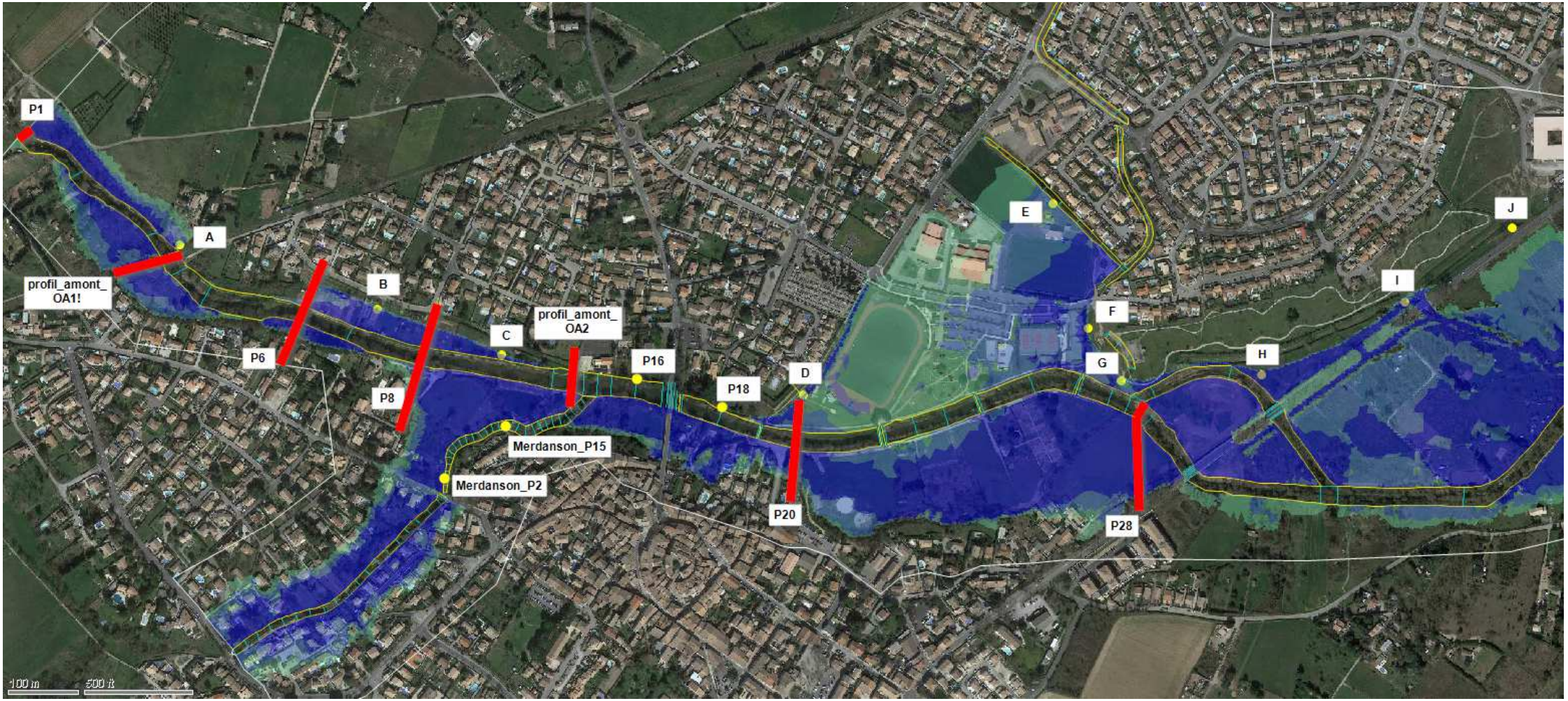


Figure 35 : Limnigrammes de crue – T = 100 ans

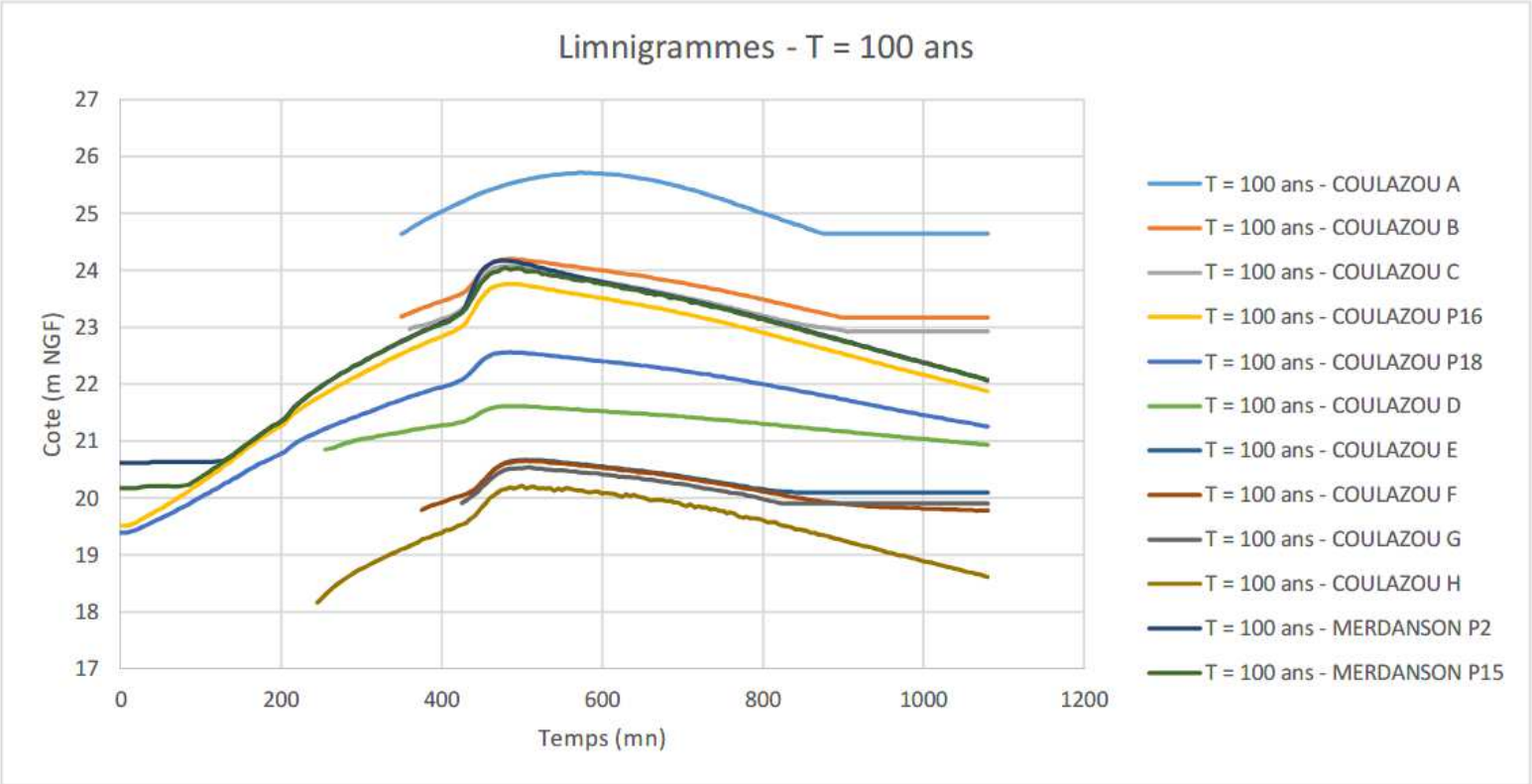


Figure 36 : Limnigrammes de crue – T = 1 000 ans

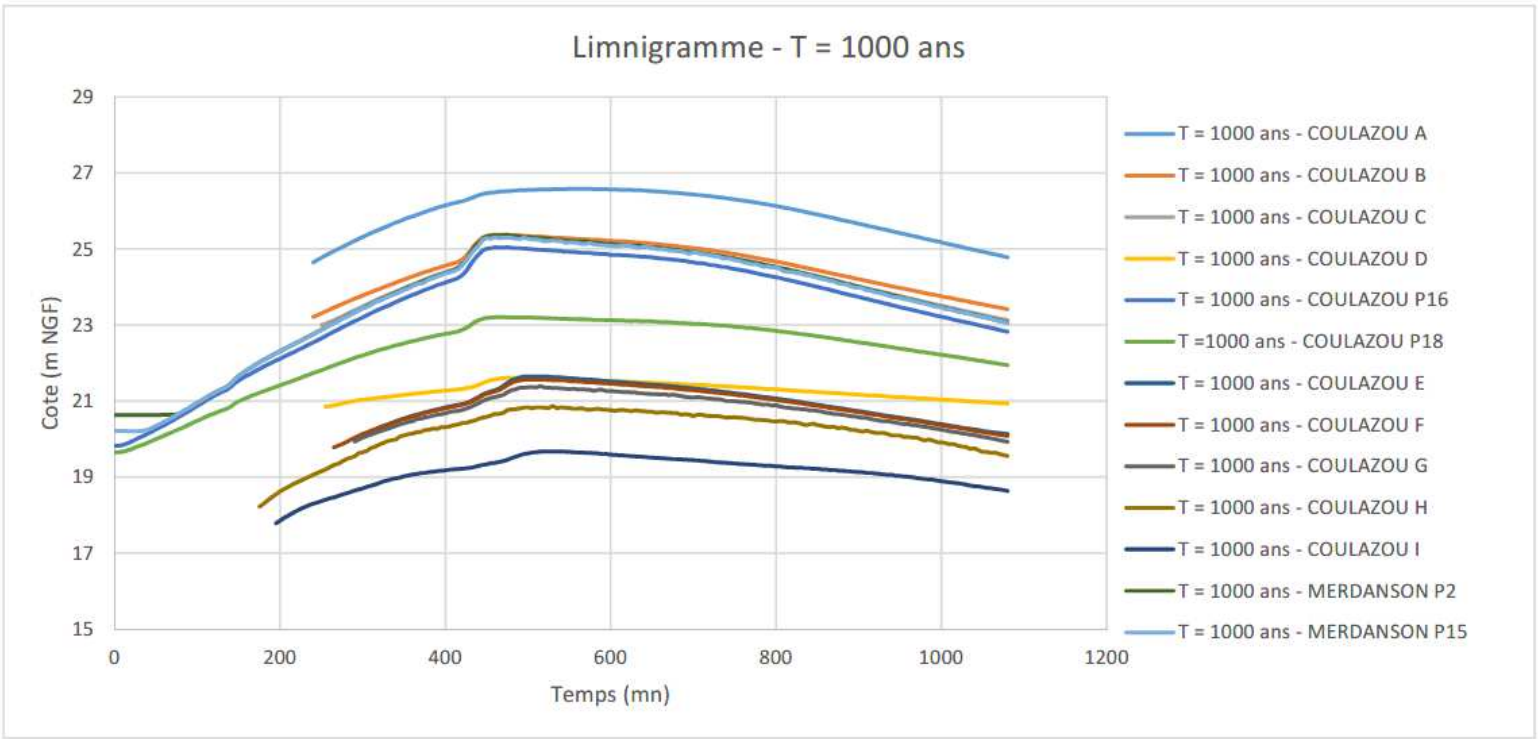


Figure 37 : Vitesses d'écoulement – T = 100 ans

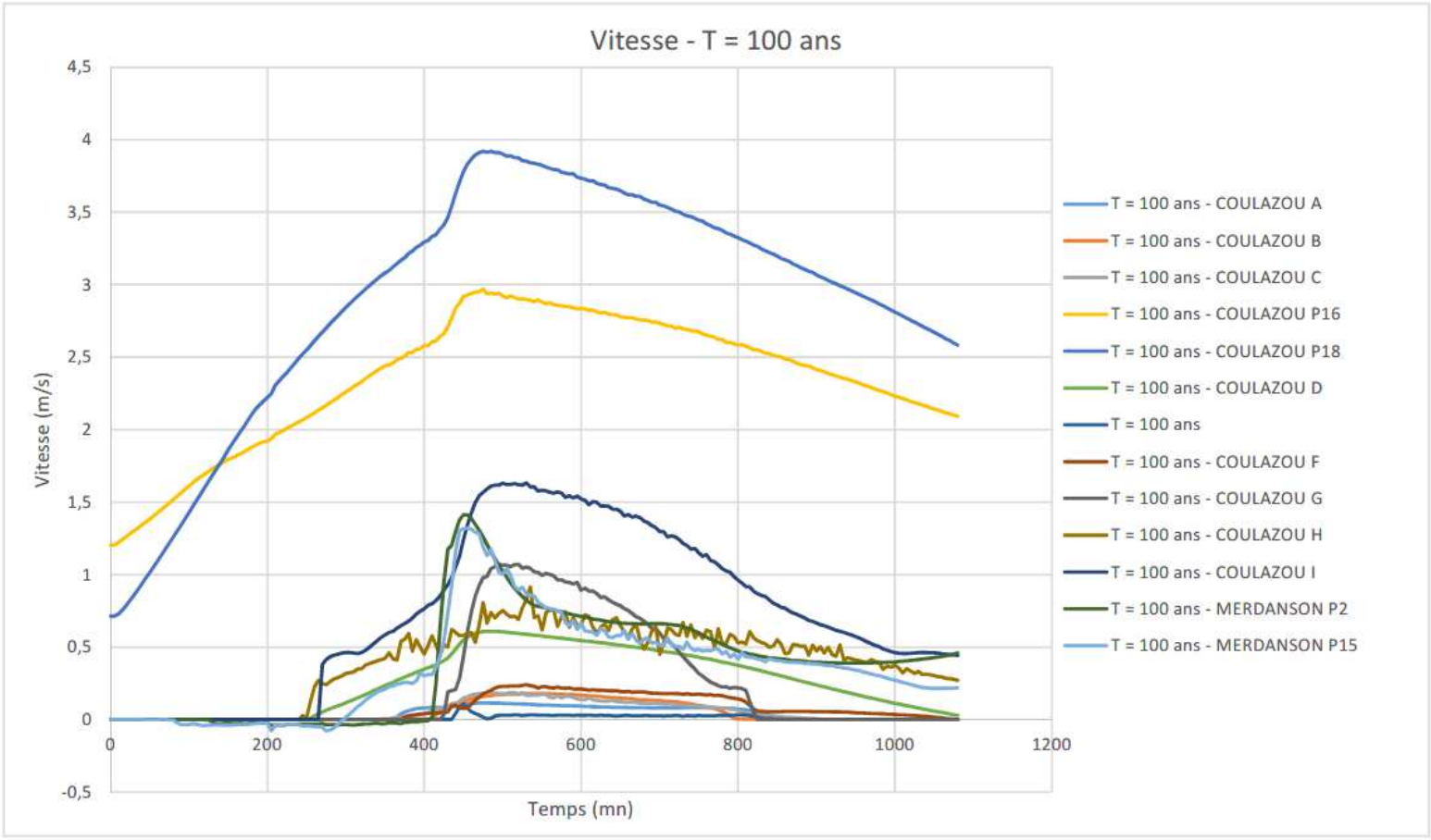
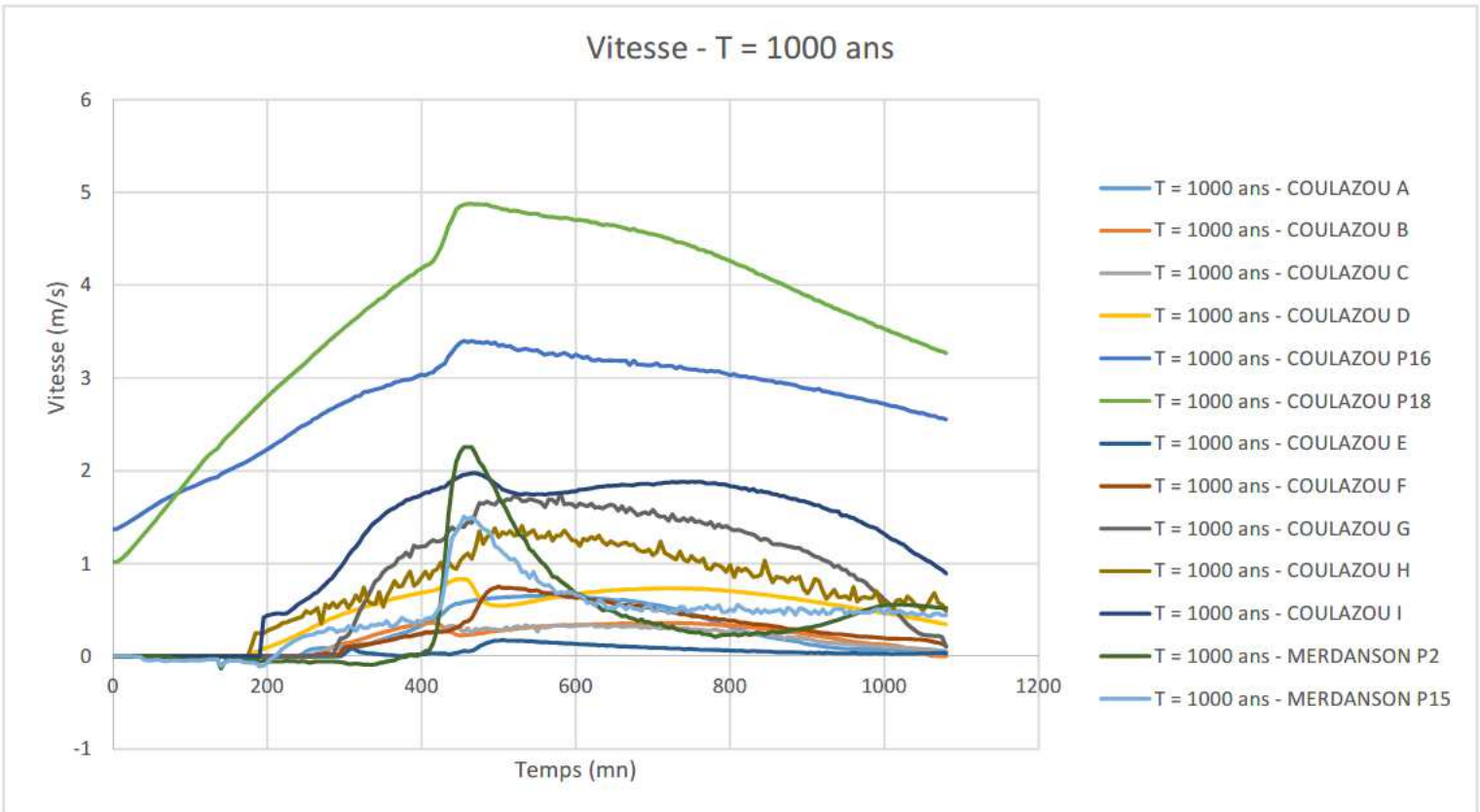


Figure 38 : Vitesses d'écoulement – T = 1 000 ans



4.1.5.4.6 Synthèse des paramètres d'écoulement en état projet pour les crues de 100 ans (Coulazou et Merdanson) et de 1 000 ans (Coulazou et Merdanson)

Les tableaux pages suivantes synthétisent ces données.

Tableau 20 : Synthèse des données de débits, de hauteurs et de vitesses pour T = 100 ans et T = 1000 ans

Q100 Coulazou + Q100 Merdanson projet v2 Sc2

Profil/Point	P1	A			profil_amont_OA1!			P6			B			P8			C			profil_amont_OA2			P16			P18			P20		
MAX =	294,9	0,8	25,4	0,1	295,2	258,9	36,5	295,4	284,3	11,5	1,0	24,2	0,2	295,9	281,4	15,2	1,2	24,1	0,2	268,7	216,1	52,6	5,1	23,8	3,0	4,7	22,6	3,9	352,2	287,1	65,1
	Débit (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)

D			P28			E			F			G			H			I			J			Merdanson_P2			Merdanson_P15		
0,8	21,6	0,6	301,1	157,2	150,6	0,6	20,7	0,1	0,9	20,7	0,2	0,6	20,5	1,1	2,1	20,2	0,9	1,6	19,1	1,6	0,0	0,0	0,0	3,5	24,2	1,4	3,8	24,0	1,3
Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)			

Q1000 Coulazou + Q1000 Merdanson projet v2 Sc2

Profil/Point	P1	A			profil_amont_OA1!			P6			B			P8			C			profil_amont_OA2			P16			P18			P20		
MAX =	0,0	1,9	26,6	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,2	25,4	0,4	0,0	0,0	0,0	2,4	25,3	0,3	0,0	0,0	0,0	6,4	25,0	3,4	5,3	23,2	4,9	0,0	0,0	0,0
	Débit (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)

D			P28			E			F			G			H			I			J			Merdanson_P2			Merdanson_P15		
1,3	22,2	0,8	0,0	0,0	0,0	1,6	21,6	0,2	1,8	21,6	0,8	1,5	21,4	1,8	2,8	20,9	1,4	2,2	19,7	2,0	0,4	19,7	0,5	4,7	25,4	2,5	5,1	25,3	1,5
Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Débit TOTAL (m3/s)	Débit lit mineur (m3/s)	Débit lit majeur (m3/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)	Hauteur (m)	Cote (mNGF)	Vitesse (m/s)			

Tableau 21 : Synthèse des données de forces tractrices pour T = 100 ans et T = 1000 ans

	P1	profil_amont_OA1!	P6	P8	profil_amont_OA2	P20	P28	Merdanson_P2	Merdanson_P15
Force tractrice (N/m²)	129,264	40,6	82,7	63,3	28,9	71,2	35,5	8,4	7,7

4.1.5.4.7 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection

Les cartes suivantes permettent de suivre l'évolution de la crue au cours du temps.

Figure 39 : Carte d'évolution de la crue correspondant au niveau de protection

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



T = 5 h



T = 6 h



T = 7 h



T = 8 h



T = 9 h



T = 10 h



Les premiers débordements ont lieu en rive droite à la confluence Coulazou – Merdanson et en rive droite en aval de la RD27 (T = 3 h).

L'ensemble de la rive droite du Coulazou est inondé à partir de T = 4 h.

Le stade en rive gauche est inondé à partir de T = 5 h.

L'ensemble de la rive gauche entre les digues de la Plantade et des Campanelles est inondé à T = 6 h.

Les zones urbaines du Merdanson situées en amont de l'Avenue de Cournonterral sont inondées pour des crues du Merdanson de périodes de retour comprises entre 5 et 10 ans.

4.1.5.5 Impact du projet d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues

Le projet d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou et du Merdanson à Fabrègues protège les secteurs suivants :

- zone urbanisée en rive droite du Merdanson entre la RD185 (Avenue de Cournonterral) et le Coulazou,
- zone urbanisée en rive gauche du Coulazou entre la Voie SNCF à l'amont et le stade à l'aval (Secteur des Plantades),
- zone urbanisée en rive gauche du Coulazou entre la rue Georges Pompidou à l'amont et la RD613 à l'aval (Secteur des Campanelles).

On ne note pas d'autres secteurs urbanisées non protégés sur la commune de Fabrègues à l'exception des zones situées en amont de la RD185 (Avenue de Cournonterral) sur le Merdanson.

Par ailleurs, les infrastructures sportives de la commune situées en rive gauche du Coulazou en aval de la RD27 ne sont pas protégées.

4.1.5.5.1 Impact sur les hauteurs d'eau

Sont reportés sur la figure en page suivante, les impacts du projet sur les hauteurs d'eau en crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crues des autres cours d'eau).

Apparaissent :

- en bleu, les zones où l'impact se traduit par des abaissements du niveau d'eau (entre 0.05 et 0.50 m en allant du bleu clair au bleu foncé),
- en blanc, les zones où l'impact est nul,
- en vert, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau d'eau compris entre 0.05 et 0.10 m,
- en jaune, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau d'eau compris entre 0.10 m et 0.25 m,
- en orange, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau d'eau compris entre 0.25 et 0.50 m,
- en rouge, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau d'eau supérieur à 0.50 m.

L'impact du projet est donc nul :

- sur le Coulazou, en amont de l'ancienne voie ferrée, et 500 m en aval de la RD613.

- sur le Merdanson, en amont de l'avenue de Cournonterral.

En rive droite du Coulazou (rive opposée au projet de protection), les impacts se traduisent par les surélévations de hauteurs suivantes :

- de 0.10 à 0.50 m en amont du Merdanson,

- de 0.10 à 0.25 m entre le Merdanson et la RD27,

- de 0.05 à 0.50 m entre la RD17 et la RD613.

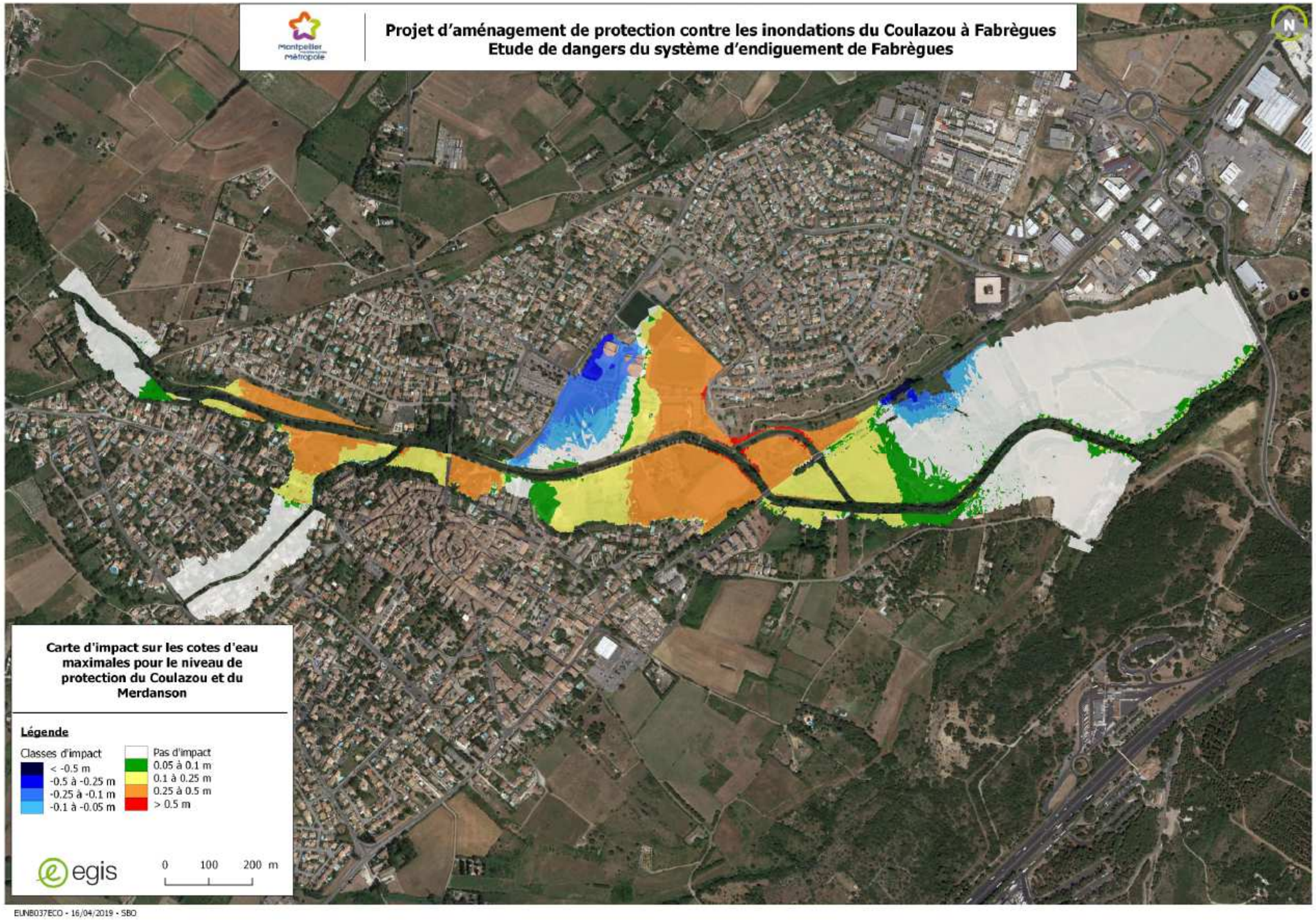
4.1.5.5.2 Evolutions morphologiques liées au système d'endiguement

L'évolution géomorphologique du lit du Coulazou au cours du temps est présentée au chapitre 4.5.

Le projet n'est pas de nature à engendrer une évolution géomorphologique du cours d'eau, la section d'écoulement du lit mineur n'étant pas modifiée.

De plus, la présence des 6 seuils transversaux (voir chapitre 4.1.5.2.4) dans la traversée de Fabrègues permet de stabiliser le fond du lit du Coulazou et aucun abaissement du fond du lit n'est à redouter.

Figure 40 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson – Carte d'impact sur les hauteurs d'eau



4.1.5.6 Comparaison des résultats de l'étude hydraulique avec les résultats des études hydrauliques du PPRI

Le Plan de Prévention des Risques Naturels d'Inondation (PPRI) de la vallée du Coulazou – Communes de Cournonterral, Fabrègues, Cournonsec a été approuvé le 23/09/2002.

4.1.5.6.1 Hypothèses hydrologiques retenues dans le PPRI

Le PPRI a été établi sur la base du débit centennal du Coulazou.

L'estimation du débit centennal de pointe a été réalisée grâce à différentes méthodes de calcul, à partir :

- des caractéristiques topographiques des bassins versants,
- de la valeur de la pluie décennale et de la pluie centennale journalières,
- d'un coefficient de ruissellement centennal.

Sur le bassin versant du Coulazou, les valeurs suivantes ont été calculées :

Tableau 22 : Calcul des débits centennaux en différents points du bassin

Situation	Surface (km²)	Longueur (km)	Pente (%)	Coeff. Ruissellement	Débit centennal (m^3/s)
Coulazou	86.0	27.0	0.7	0.40	200
Merdanson	5.7	5.6	0.4	0.40	41

On constate que les débits du PPRI sont bien inférieurs à ceux qui sont retenus dans la présente étude de danger (295 m^3/s sur le Coulazou et 84 m^3/s sur le Merdanson).

Une étude a été réalisée en 1994 par BCEOM après la crue de 1984 qui a inondé fortement des extensions récentes du village, notamment en rive gauche. Dans le cadre de cette étude, le débit centennal du coulazou a été estimé entre 200 et 400 m^3/s, cet intervalle d'incertitude résultant de la nature karstique du bassin amont, l'importance du ruissellement variant notablement suivant l'état de saturation des sols.

A la suite de cette étude, d'importants travaux ont été menés, comprenant le recalibrage du Coulazou au droit de la zone agglomérée, la suppression de méandres ainsi que l'édification de digues de protection. Le débit de projet était de 150 m^3/s.

Du fait de ces travaux de protection et de l'incertitude sur les débits à prendre en compte, d'importants effets de seuil peuvent se produire en fonction de l'importance de la crue et du bon fonctionnement des ouvrages.

4.1.5.6.2 Hypothèses retenues pour les zones de risques dans le PPRI

Afin de prendre suffisamment en compte ces effets, et dans une logique de développement durable, les principes de détermination de l'aléa et du zonage réglementaire ont été envisagés comme suit :

- **zone de risques graves :**

- pour les secteurs où les hauteurs d'eau calculées sont supérieures à 0.50 m pour une crue de 200 m^3/s,
- pour les secteurs où les hauteurs d'eau calculées dépassent 1 mètre pour une crue de 400 m^3/s.

- **Zone de risques importants :**
  - Pour le reste des secteurs où la hauteur d'eau est inférieure à 0.50 m.

4.1.5.6.3 Zonage réglementaire retenu dans le PPRI

Quatre types de zone ont été définis sur la commune de Fabrègues :

- **Zone rouge R**, qui correspond à une zone de fort écoulement, **non urbanisée** :
  - Le champ d'inondation du Merdanson, défini dans une étude BCEOM du mois de mars 2000 relative à la protection contre les inondations du Merdanson, sur lequel les résultats de la modélisation de la crue centennale donnent une hauteur d'eau supérieure à 0.50 m ou une vitesse supérieure à 0.50 m/s,
  - Le champ d'inondation du Coulazou, défini dans l'étude réalisée par BCEOM en 1994, sur lequel les résultats de la modélisation de la crue centennale donnent une hauteur d'eau supérieure à 0.50 m ou une vitesses supérieure à 0.50 m/s.

- **Zone rouge RUI**, qui correspond à une **zone urbanisée** dans laquelle les hauteurs d'eau sont supérieures à 0.50 m ou les vitesses supérieures à 0.50 m/s :
  - Les secteurs urbanisés situés dans le champ d'inondation du Coulazou, définis selon les critères suivants :
    - Pour les secteurs où les hauteurs calculées sont supérieures à 0.50 m pour une crue de 200 m^3/s,
    - Pour les secteurs où les hauteurs d'eau calculées dépassent 1 mètre pour une crue de 400 m^3/s.

- **Zone bleue BN**, qui correspond à des secteurs **non urbanisés**, situés dans le champ d'inondation du Merdanson, sur lesquels les résultats de la modélisation de la crue centennale donnent une hauteur d'eau inférieure à 0.50 m et une vitesse inférieure à 0.50 m/s.

- **Zone bleue BU** :
  - Les secteurs **urbanisés**, situés dans le champ d'inondation du **Merdanson**, sur lesquels les résultats de modélisation de la crue centennale donnent une hauteur d'eau inférieure à 0.50 m et une vitesse inférieure à 0.50 m/s,
  - Les secteurs **urbanisés**, situés dans le champ d'inondation du **Coulazou**, sur lesquels les résultats de la modélisation de la crue calculée à 400 m^3/s donnent une hauteur d'eau inférieure à 0.50 m et une vitese inférieure à 0.50 m/s.

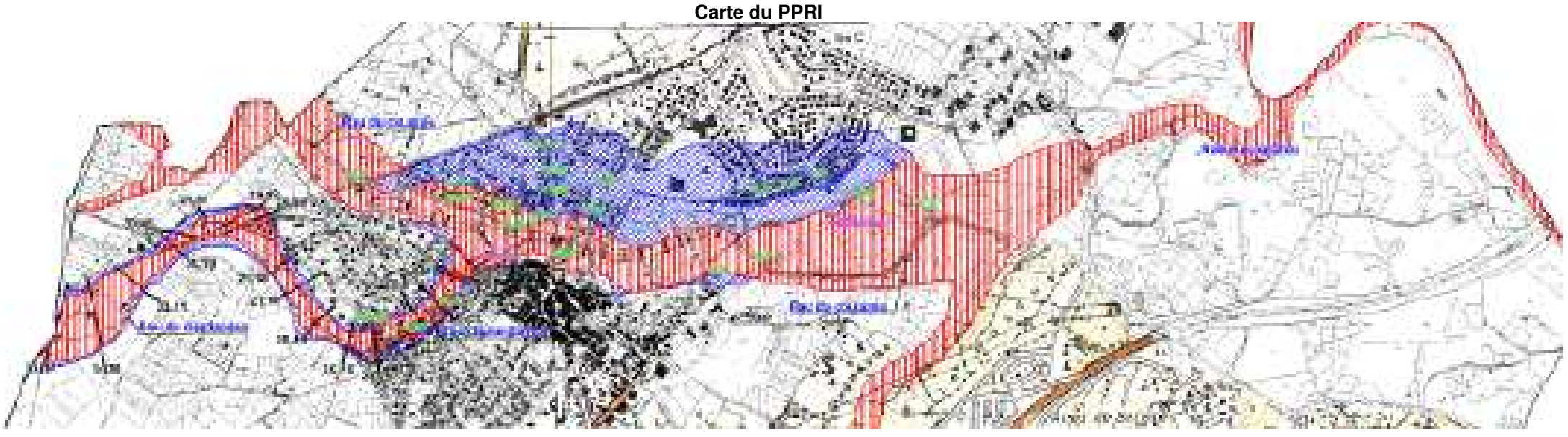
Par mesure de précaution, les cotes de référence à prendre en compte pour caler les planchers des bâtiments seront les cotes de la crue de 400 m^3/s.

4.1.5.6.4 Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et les cartes d'aléas de l'EDD

Les cartes d'aléas du PPRI et les cartes d'aléas de l'EDD sont reportées page suivante.

Figure 41 : Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et de l'EDD

Carte du PPRI



Carte EDD



4.1.5.7 Incertitude sur les résultats

L'attention du lecteur est attirée sur les incertitudes associées aux données et résultats affichés dans la présente étude de dangers.

Elles sont de plusieurs ordres et concernent divers domaines. On retiendra en particulier celles liées à la topographique, à l'hydrologique, à l'hydraulique et aux enjeux, dont une évaluation est faite dans le tableau ci-dessous, mais également celles liées aux probabilités de rupture, associées à l'analyse géotechnique, qui sont difficilement quantifiables.

Tableau 23 : Incertitudes connues ou estimées sur les données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers

Domaine	Données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers	Plage d'incertitude connue ou estimée
Topographie	**Levés topographiques terrestres de différentes sources, dont certains ont une dizaine d'années**	**+/- 10 cm en altimétrie et planimétrie**
Hydrologie	**Hydrogrammes de crue et débit de pointe pour une période de retour donnée**	**+/- 15 %**[1]
Hydraulique	**Niveaux et hauteurs d'eau maximum dans le lit endigué et dans la zone protégée en cas d'entrée d'eau**	**+/- 20 cm**[2]
Enjeux	**Nombre d'habitants dans la zone protégée**	**+/- 5 % sur les données INSEE**

En conséquence, les revanches prises en compte dans l'évaluation des niveaux de protection des ouvrages sont cohérentes avec les incertitudes des évaluations hydrauliques.

[1] Valeur estimée au regard des variations existantes sur les estimations des débits de référence
[2] Ordre de grandeur des incertitudes existantes au niveau des laisses de crue et des résultats de calage

4.1.6 Les embâcles au droit des ponts

Les ouvrages de franchissement sont susceptibles d'être le siège de création d'embâcles qui peuvent entraîner des exhaussements de lignes d'eau en amont et d'aggraver les débordements.

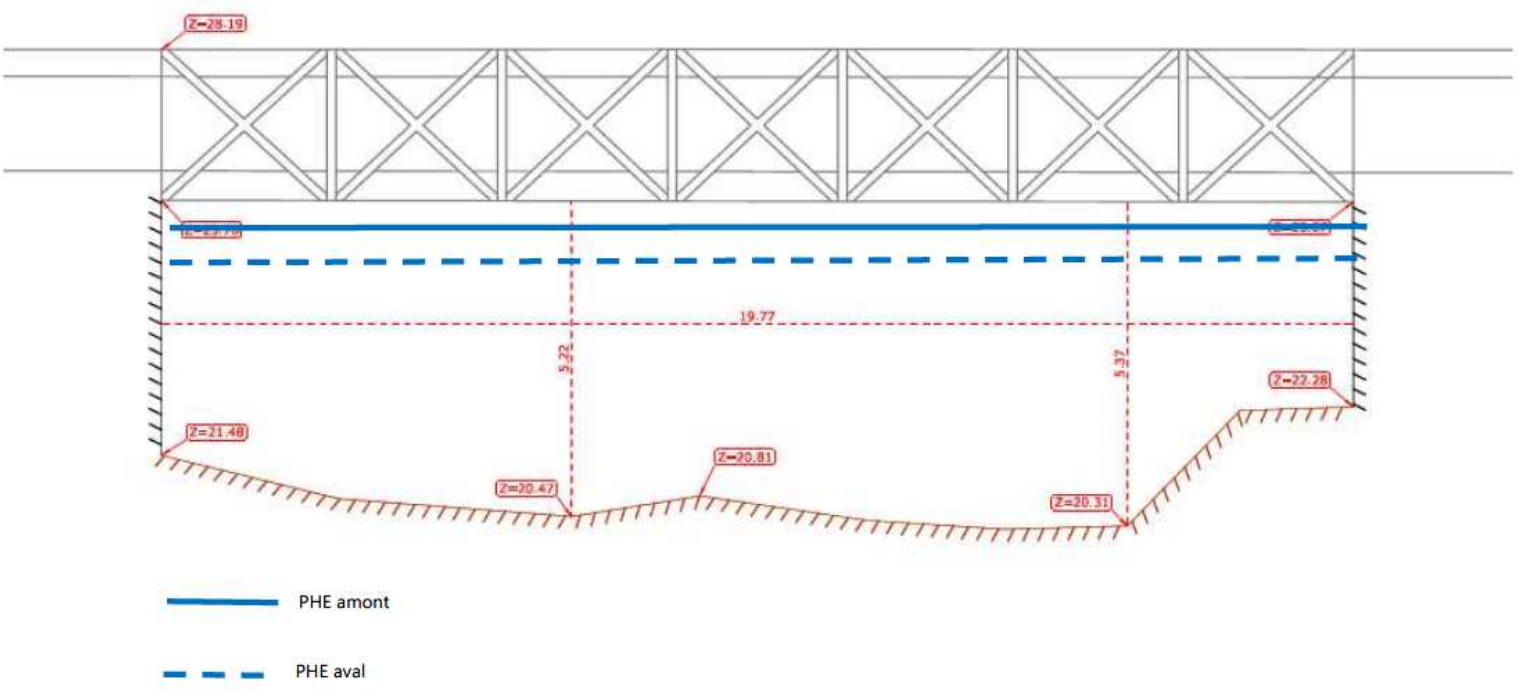
Les embâcles sont des accumulations de débris, la plupart du temps végétaux, qui peuvent souvent être accompagnés de déchets d'origine anthropique. Les débris végétaux sont généralement des couches d'arbres, des arbres tombés dans le cours d'eau ou des branchages. Ces embâcles vont, le plus souvent, obstruer le lit du cours d'eau et donc perturber le bon écoulement de l'eau.

Ce phénomène est d'autant plus important au droit des piles de pont qui favorisent le risque d'accumulation des débris.

Les ouvrages de franchissement du Coulazou sont décrits au chapitre 4.1.5.2.3.

- L'ouvrage de l'ancienne voie SNCF est un ouvrage à travée unique de 19.77 m d'ouverture pour un tirant d'eau de 5.20 m. Pour le niveau de protection, la côte des PHE est de 24.91 m NGF à l'aval et de 25.53 m NGF à l'amont :

Figure 42 : PHE correspondant au niveau de protection au droit du pont SNCF



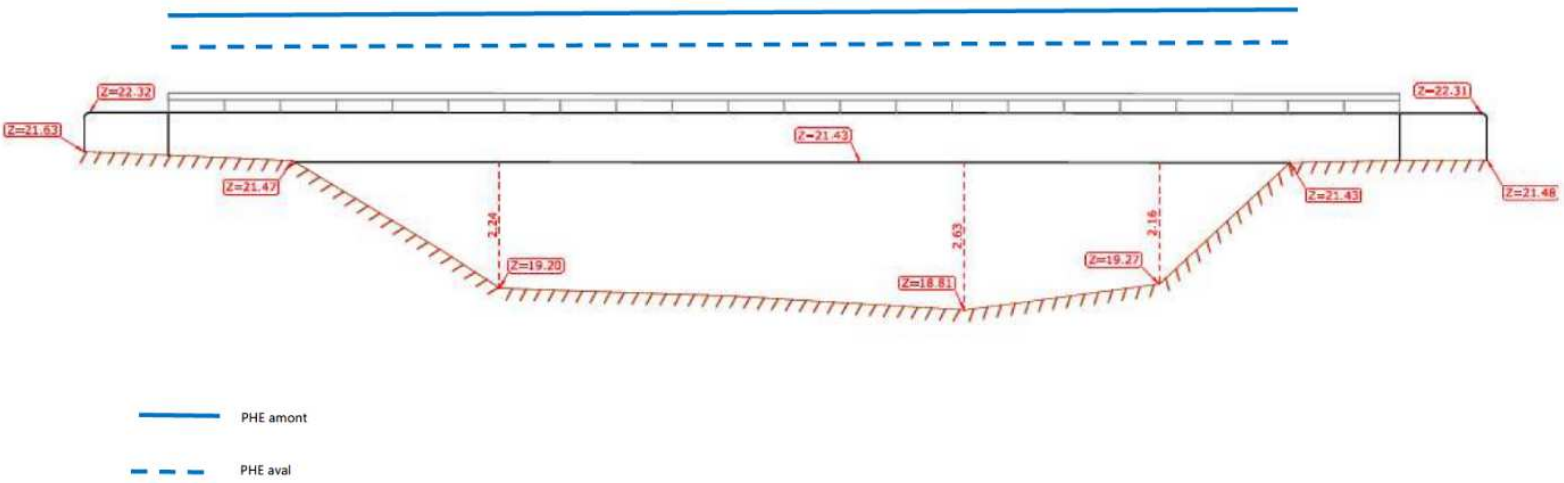
- La passerelle de la rue Gaston Domergue est un ouvrage à travée unique de 17.70 m d'ouverture pour un tirant d'eau de 2.20 m. Pour le niveau de protection, la côte des PHE est de 23.84 m NGF à l'aval et de 24.16 m NGF à l'amont.

  Dans le cadre du dossier de levés de réserve de la CMI, concernant l'action 7.2 du PAPI2 Lez, labellisé par la CMI en juillet 2015, quatre solutions ont été envisagées pour l'amélioration des écoulements au droit des passerelles piétonnes de la Rue Gaston Domergue et du stade :

- Solution 0 : pas de modification des passerelles exisatantes,
- Solution 1 : surélévation des passelles pour permettre l'écoulement de la crue centennale avec un tirant d'air suffisant,
- Solution 2 : création d'un radier en fond de lit, équipé de buses permettant l'écoulement du débit d'étiage du Coulazou,
- Solution 3 : mise en place d'ouvrages moins impactant du point de vue hydraulique.

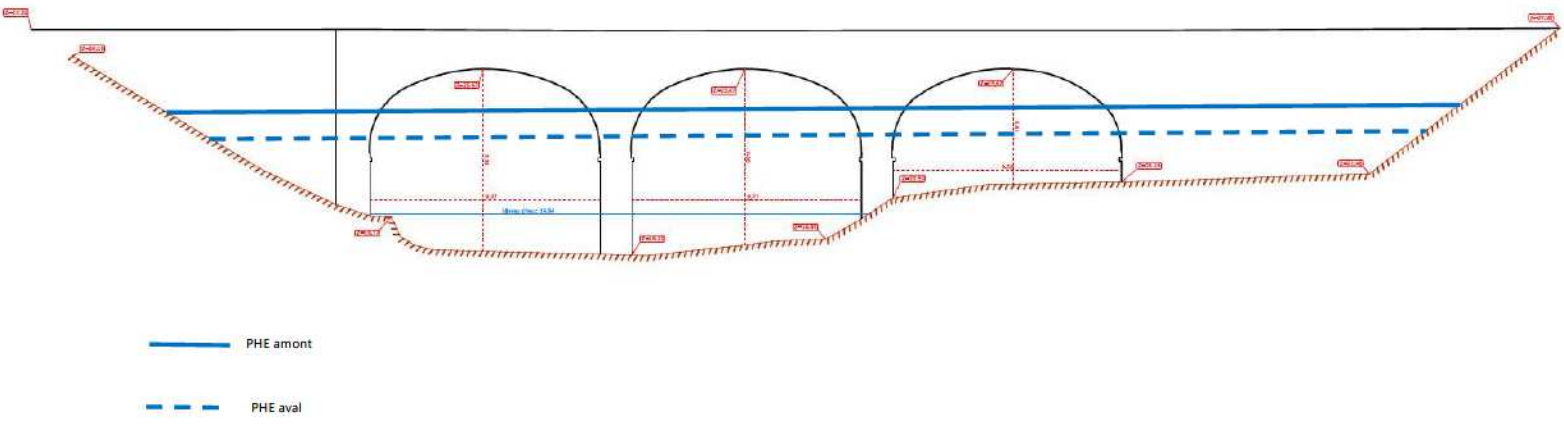
L'analyse technico-économique de ces quatre solutions a conduit à retenir la solution 0.

Figure 43 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de la passerelle Gaston Domergue



- Le pont de la RD27 est un ouvrage comportant 3 travées : 9.27 x 9.27 x 9.22 d'ouverture. Pour le niveau de protection, la cote des PHE est de 22.78 m NGF à l'aval et et de 23.91 m NGF à l'amont.

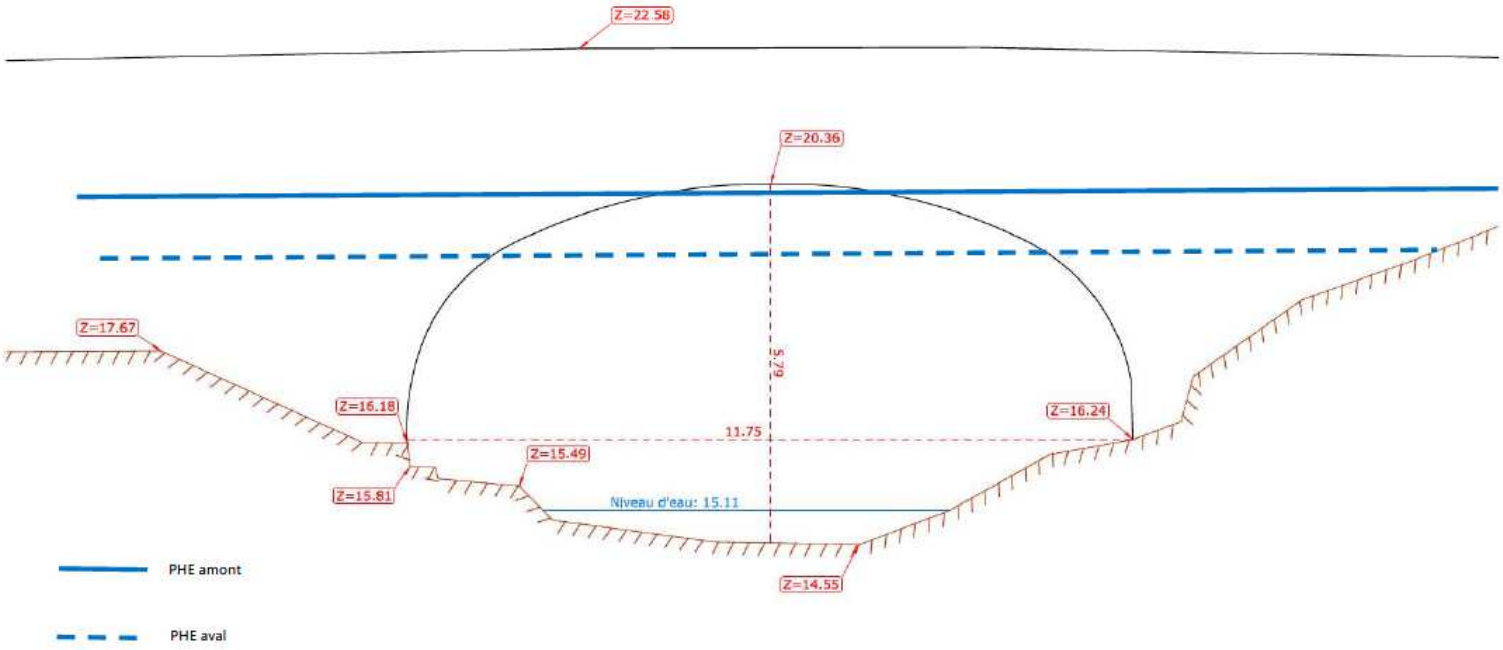
Figure 44 : PHE correspondant au niveau de protection au droit du pont de la RD27



- La passerelle du stade : de configuration identique à la passerelle de la Rue Gaston Domergue,

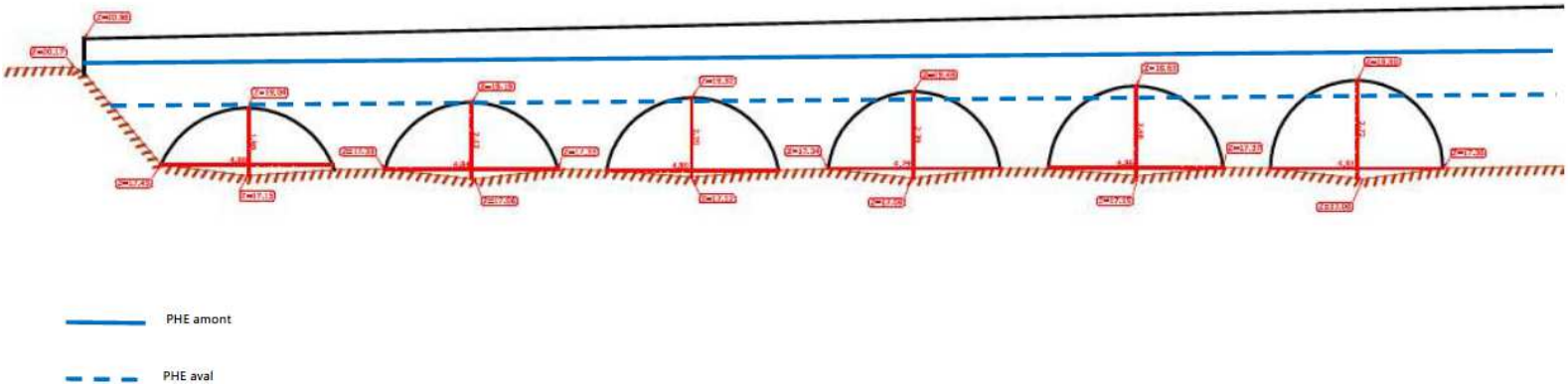
- L'ouvrage principal de la RD613 est un ouvrage comportant une travée unique de 11.75 m d'ouverture pour un tirant d'eau de 5.79 m. Pour le niveau de protection, la cote des PHE est de 19.21 m NGF à l'aval et de 20.29 m NGF à l'amont.

Figure 45 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage principal de la RD613



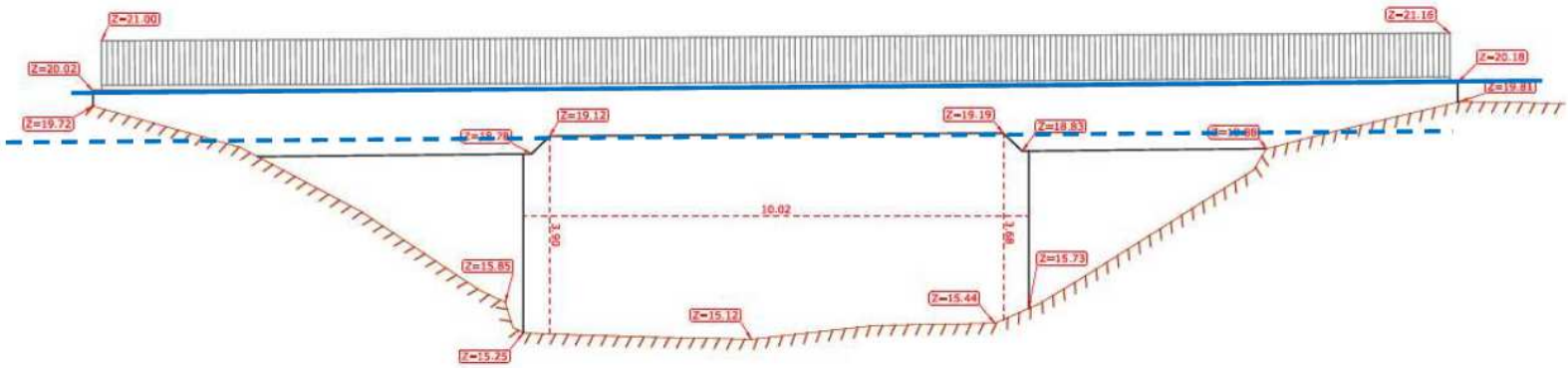
- Les ouvrages secondaires de la RD613 sont au nombre de 6 et présente des travées de 4.80, 4.84, 4.80, 4.79, 4.86 et 4.81 m d'ouverture. Pour le niveau de protection, la cote des PHE est de 19.21 m NGF à l'aval et de 20.29 m NGF à l'amont.

Figure 46 : PHE correspondant au niveau de protection au droit des ouvrages secondaires de la RD613



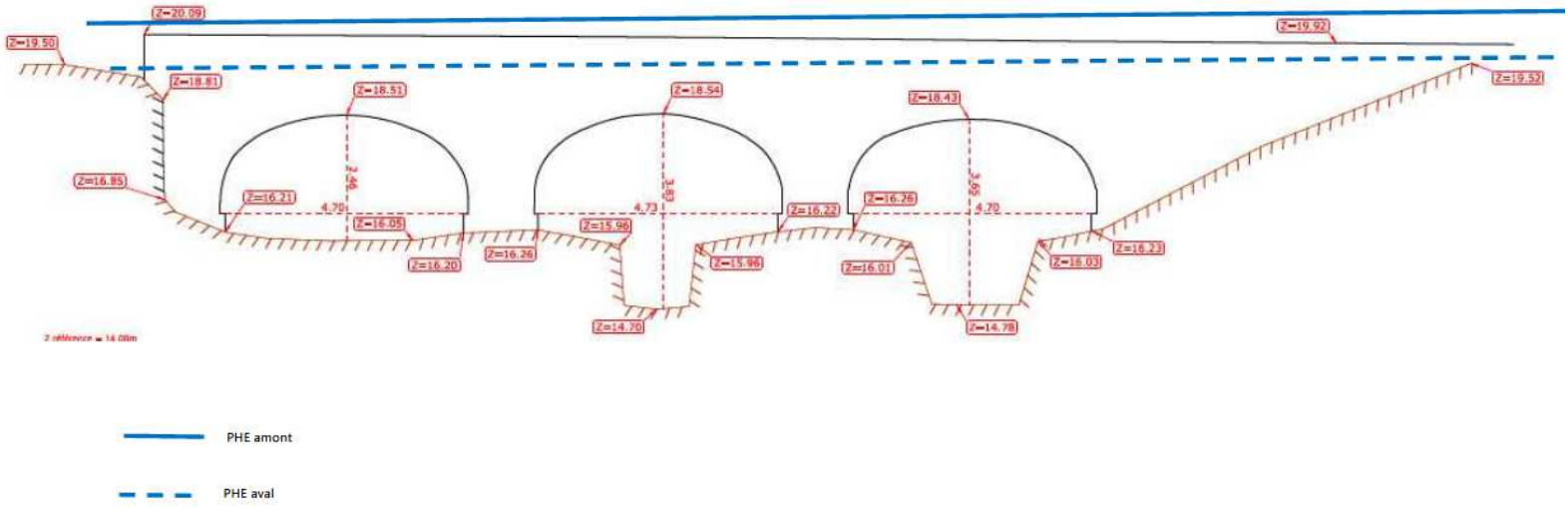
- L'ouvrage de décharge de la RD613 est un ouvrage à travée unique de 10.02 m d'ouverture et de 3.70 m de tirant d'eau. Pour le niveau de protection, la cote des PHE est de 19.21 m NGF à l'aval et de 20.29 m NGF à l'amont.

Figure 47 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage de décharge de la RD613



- Les ouvrages 3 arches sur le fossé pluvial au Nord-Est présentent des ouvertures de 4.70, 4.73 et 4.70 m. Pour le niveau de protection, la cote des PHE est de 19.21 m NGF à l'aval et de 20.29 m NGF à l'amont.

Figure 48 : PHE correspondant au niveau de protection au droit de l'ouvrage de décharge de la RD613



Les ouvrages susceptibles de générer des embâcles sont essentiellement les ouvrages de décharge de la RD613.

Le projet de protection contre les inondations de Fabrègues a retenu les hypothèses suivantes d'obstruction des arches :

- **50 % pour les arches principales des ouvrages de la RD613,**

- **100 % pour les arches secondaires des ouvrages de la RD613.**

4.2 Contexte géologique

D'après la carte géologique au 1/50 000 (cf. Figure en page suivante) et les résultats des reconnaissances géotechniques, les formations en place au droit de la digue du Coulazou sont les suivantes, des terrains les plus récents au plus anciens :

- Remblais liés à l'aménagement du site :

  Il s'agit des remblais d'apport constitutifs de la digue.

  Localement, d'après les sondages réalisés par HYDROGEOTECHNIQUE SUD OUEST, il s'agit de cailloux et cailloutis dans une matrice limoneuse. Par nature les remblais sont susceptibles d'être extrêmement hétérogènes (nature, épaisseurs, blocs de toutes dimensions…) mais la profondeur moyenne de ce remblai et de 2 m.

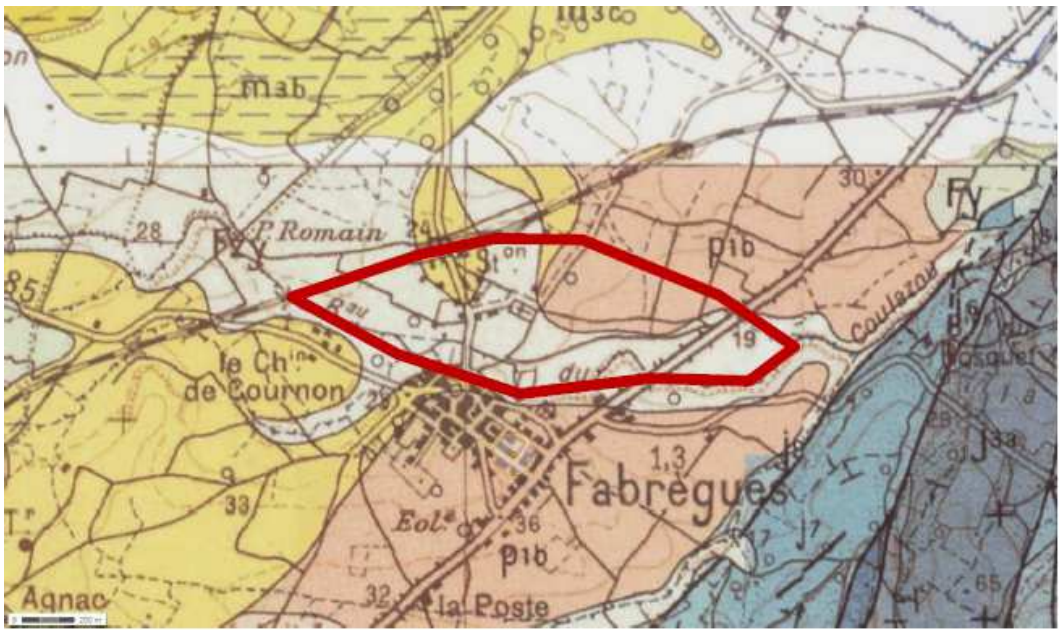
- Formations géologiques :
  - Digue des Campanelles

  Selon la carte géologique au 1/50 000ème du BRGM, la digue des Campanelles est implantée sur le Pliocène P1, formation caillouteuse ou de sables jaune. En outre deux sondages supplémentaires (prof 12 m, cote de tête inconnue – réf 10163X0061/S) sont disponibles sur la Banque de données du sous-sol du BRGM et situés en partie est de la digue. Ces sondages indiquent la présence d'argiles entrecoupées de niveaux graveleux, jusqu'à 8 m de profondeur, reposant sur un substratum marneux au-delà.

  - Digue de la Plantade

  Selon la carte géologique au 1/50 000ème du BRGM, la digue de La Plantade est implantée sur des alluvions récentes (Fz) de composition variable mais à prédominance limoneuse. En outre un forage supplémentaire profond (prof 73 m, cote de tête inconnue – réf 10162X0071/F) est disponible sur la Banque de données du sous-sol du BRGM et situé en partie Ouest de la digue. Ce forage, peu précis, indique la présence de remblais jusqu'à 2 m puis d'alternance de calcaires et de marnes du Miocène.

Figure 49 : Extrait de la carte géologique



Le caractère karstique des formations géologiques du bassin versant amont n'apparait plus au droit de Fabrègues.

Les conclusions des études géotechniques sont les suivantes :

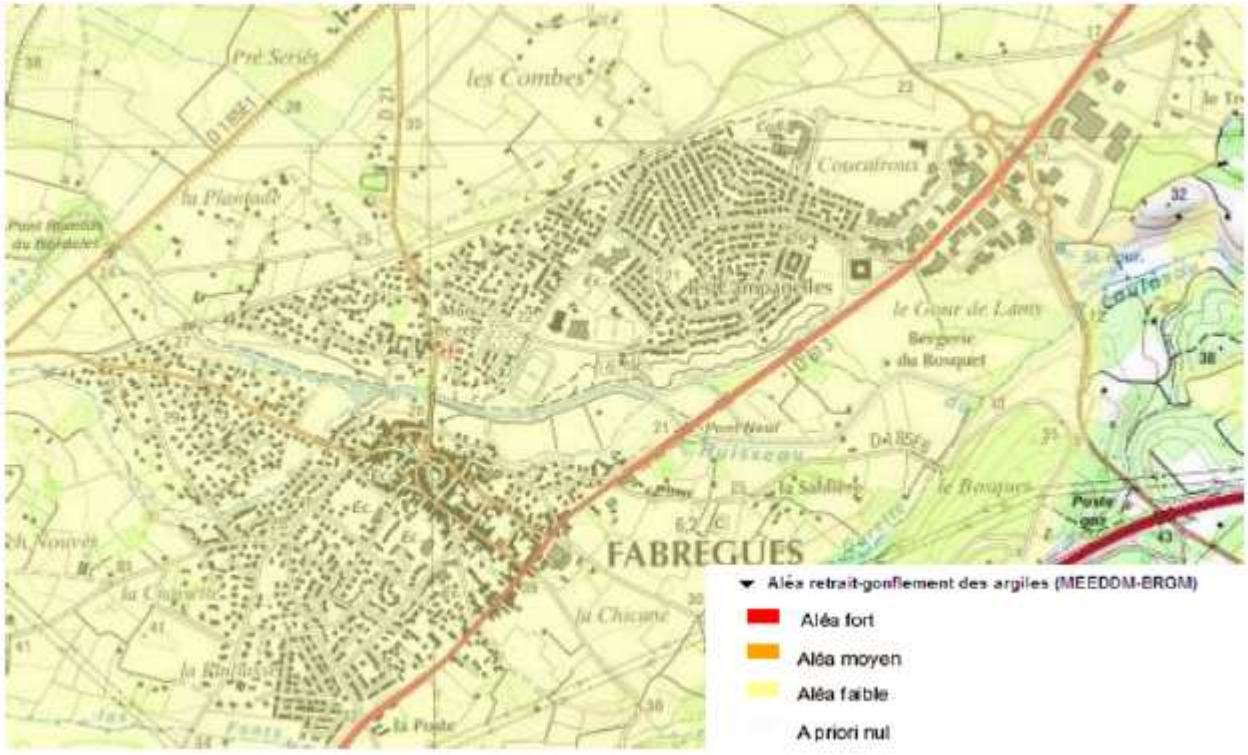
- Pour **les digues en terre**, les matériaux d'apport devront être de type GTR A1 ou A2 et présenter un IPI minimum de 10 ainsi qu'une perméabilité k > 1 x 10^{-7} m/s. Les dispositions constructives retenues sont les suivantes :
  - Réalisation d'une clé d'étanchéité à 1.00 m de profondeur minimum sur une largeur de 3.00 m,
  - Dressage des talus à 5B/2H,
  - Protection des talus au moyen d'un enrochement percolé ou d'une végétalisation,
  - Création d'une piste sommitale de 3.00 m de largeur minimum.

- Pour les **murs de soutènement en béton armé**, on s'orientera vers une solution de mur type Cantilever ancré dans la couche C1.2 de limon argileux +/- sableux, à argile +/- limoneuse à nombreux cailloux, cailloutis, gravillons, graviers compacts, …

4.3 Aléa retrait-gonflement des argiles

En période de sécheresse, la tranche d'argile la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent. L'amplitude de ce tassement est d'autant plus importante que la couche de sol argileux concernée est épaisse et qu'elle est riche en minéraux gonflants.

Figure 50 : Carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le secteur d'étude (Source : BRGM)



D'après les données du BRGM, l'ensemble du secteur d'étude est situé en zone d'aléa faible pour le retrait-gonflement des argiles. Dans les zones où l'aléa est qualifié de faible, la survenance de sinistres est possible en cas de sécheresse importante, mais ces désordres ne toucheront qu'une faible proportion des bâtiments (en priorité ceux qui présentent des défauts de construction ou un contexte local défavorable, avec par exemple des arbres proches ou une hétérogénéité du sous-sol).

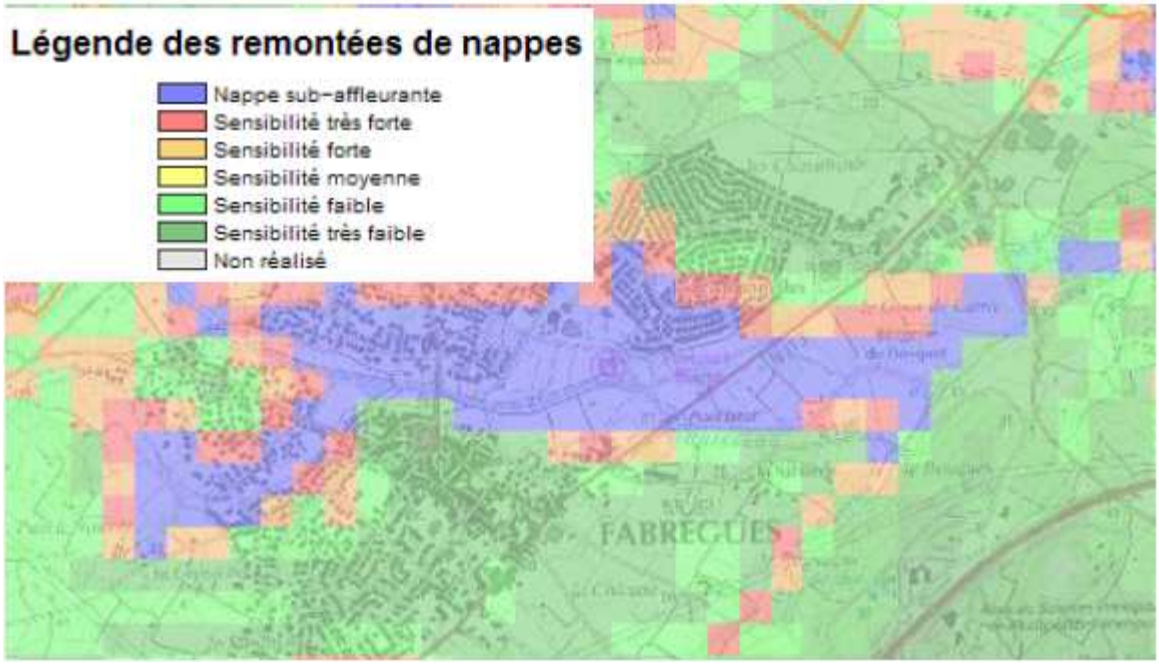
La commune n'a pas fait l'objet d'arrêté relatif aux « mouvements de terrain différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols ».

Par ailleurs, les formations recoupées en forage par HYDROGEOTECHNIQUE SUD OUEST sont de natures caillouteuses/limono-caillouteuses (remblais et alluvions). Le site ne semble donc pas présenter de risques particuliers vis-à-vis des phénomènes de retrait et de gonflement.

4.4 Risque de remontées de nappe

Le risque de remontée de nappe est théoriquement présent au droit du secteur d'étude si l'on se réfère aux données du BRGM. La nappe serait sub-affleurante sur la quasi-totalité des tronçons de digue, exceptée sur la partie aval du tronçon 1 de la digue des Campanelles, où la sensibilité serait très forte.

Figure 51 : Carte du risque de remontée de nappes dans le secteur d'étude (Source : BRGM)



Toutefois, les rapports d'investigations géotechniques réalisés récemment sur les digues ou dans la zone protégée ne font pas état de la présence de nappe.

Par ailleurs, le risque de remontée de nappe, même s'il engendre une entrée d'eau dans la zone protégée, n'est pas de nature à aggraver le risque de rupture des digues. Il ne se traduit donc pas comme un potentiel de dangers significatif pour les ouvrages.

4.5 Evolution géomorphologique

Afin d'apprécier l'évolution morphologique du Coulazou à Fabrègues, il a été réalisé une analyse de photographies aériennes historiques ainsi que de la carte d'état-major.

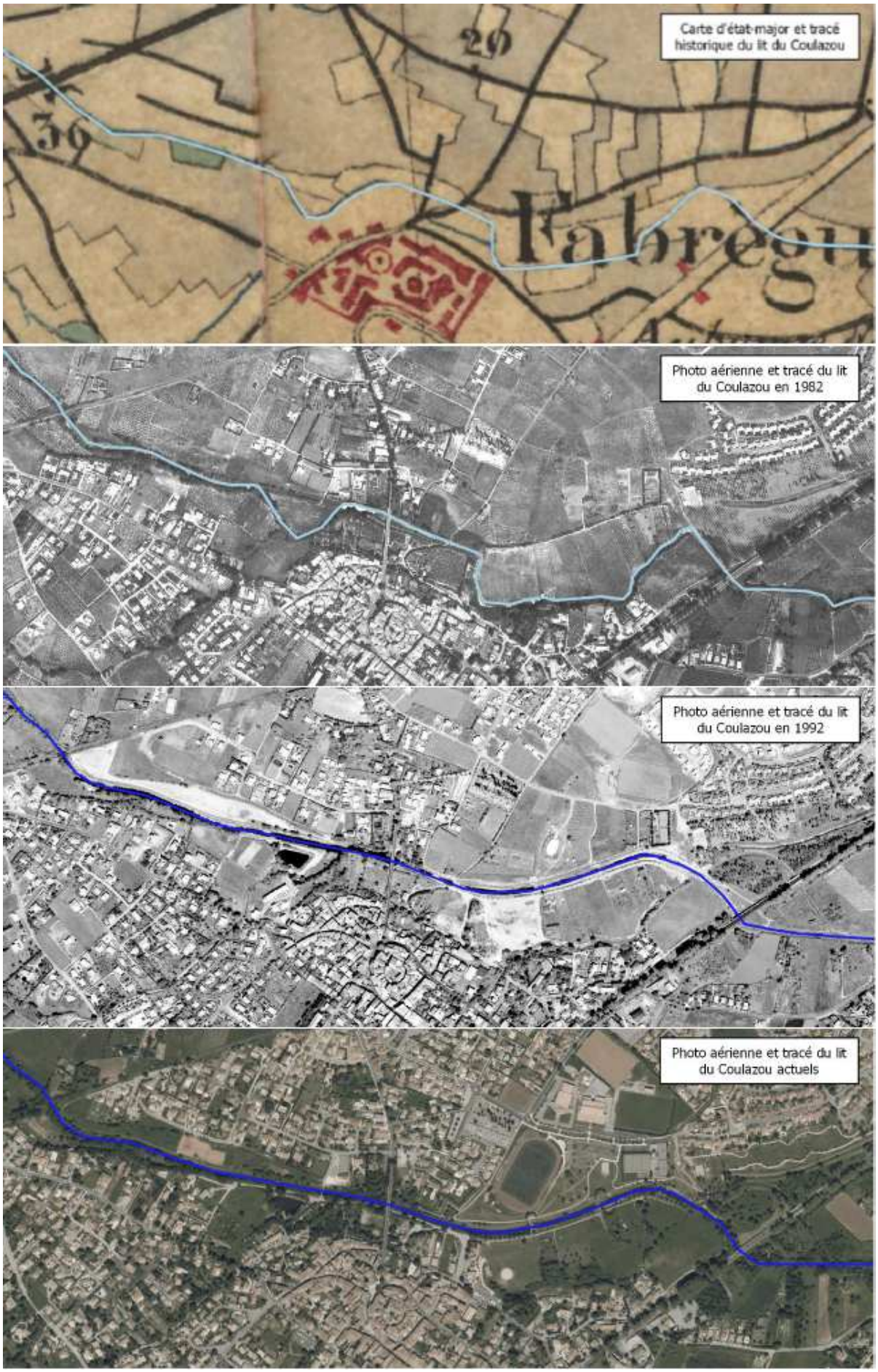
Celle-ci met en évidence une faible dynamique morphologique naturelle du Coulazou sur le secteur d'étude :

- Le tracé du lit du Coulazou établi d'après la carte d'état-major et celui déduit de la photographie aérienne de 1982 sont tout à fait similaires. La stabilité du tracé est par ailleurs confirmée par des photographies aériennes intermédiaires (1926, 1963),

- Une évolution du lit est visible entre 1982 et 1992, suite à la rectification artificielle du lit (travaux réalisés en 1992), accompagnée de la création des digues. Depuis ce recalibrage, le lit ne présente pas d'évolution morphologique notable (soit sur une période de 27 ans).

- Lors du recalibrage du lit du Coulazou en 1992, 6 seuils transversaux de faible hauteur ont été édifiés, permettant de stabiliser le profil en long du cours d'eau.

Figure 52 : Evolution du tracé du lit du Coulazou



4.6 Risque d'érosion de berges

Les protections des berges ont été définies selon les forces tractrices calculées par modélisation.

Sur le secteur n° 1 (digue de la Plantade), les forces tractrices exercées varient pour atteindre un maximum de 82,7 N/m² au droit de la Rue Sainte Baudile, les talus seront renforcés par un géotextile enherbé pour assurer la stabilité des digues jusqu'à 120 N/m².

De part et d'autre du pont de la RD27 (secteur 2), il est prévu des enrochements pour réduire l'emprise des travaux et protéger la digue de l'érosion engendrée par la confluence avec le Merdanson.

La digue des Campanelles (secteur 6) n'est pas en contact direct avec le lit mineur du Coulazou mais est bordée par un fossé pluvial et par un bras de décharge du Coulazou. Tous les pieds de digues sont en bon état actuellement, mais une action érosive peut toutefois être provoquée par un épisode intense.

L'aléa érosion de berge peut donc être présent sur la digue des Campanelles, mais il restera limité par la faible durée de la crue du fossé pluvial ou du bras de décharge.

Sur le secteur 7 (Aménagement et mur du Merdanson), sur les tronçons exposés à l'érosion, des enrochements percolés au béton seront mis en place sur une épaisseur d'un mètre.

Les différents secteurs sont localisés sur la figure n° 59.

4.7 Séismes

4.7.1 Définition

Un séisme est une fracturation brutale des roches en profondeur, créant des failles dans le sol et parfois en surface, puis se traduisant par des vibrations du sol, transmises aux bâtiments. Les dégâts observés sont fonction de l'amplitude, de la durée et de la fréquence des vibrations.

Concrètement, un séisme se caractérise par :

- Son foyer : le point de départ du séisme,
- Sa magnitude : identique pour un même séisme, elle mesure l'énergie libérée par celui-ci (échelle de Richter),
- Son intensité : variable en un lieu donné selon sa distance au foyer, elle mesure les dégâts provoqués en ce lieu,
- La fréquence et la durée des vibrations : ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface,
- La faille provoquée (verticale ou inclinée) : elle peut se propager en surface.

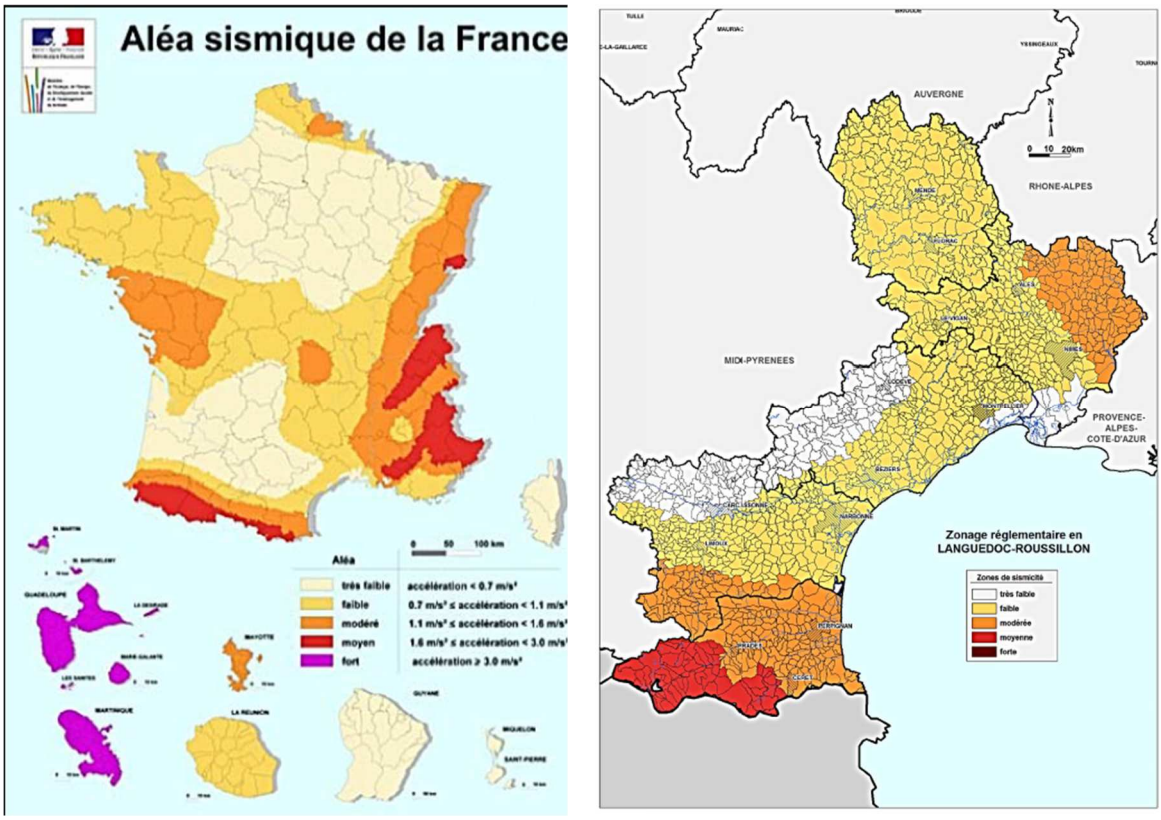
Le nouveau zonage sismique de la France (entré en vigueur le 1er mai 2011) figurant en annexe des articles R.563-1 à R.563-8 du Code de L'Environnement modifiés par les décrets n° 2010-1254 et n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 ainsi que par l'arrêté du 22 octobre 2010 définit :

- Une zone de sismicité 1 où il n'y a pas de prescription parasismique particulière (l'aléa sismique associé à cette zone est qualifié de très faible,

- Quatre zones de sismicité 2 à 5, où les règles de construction parasismique sont applicables.

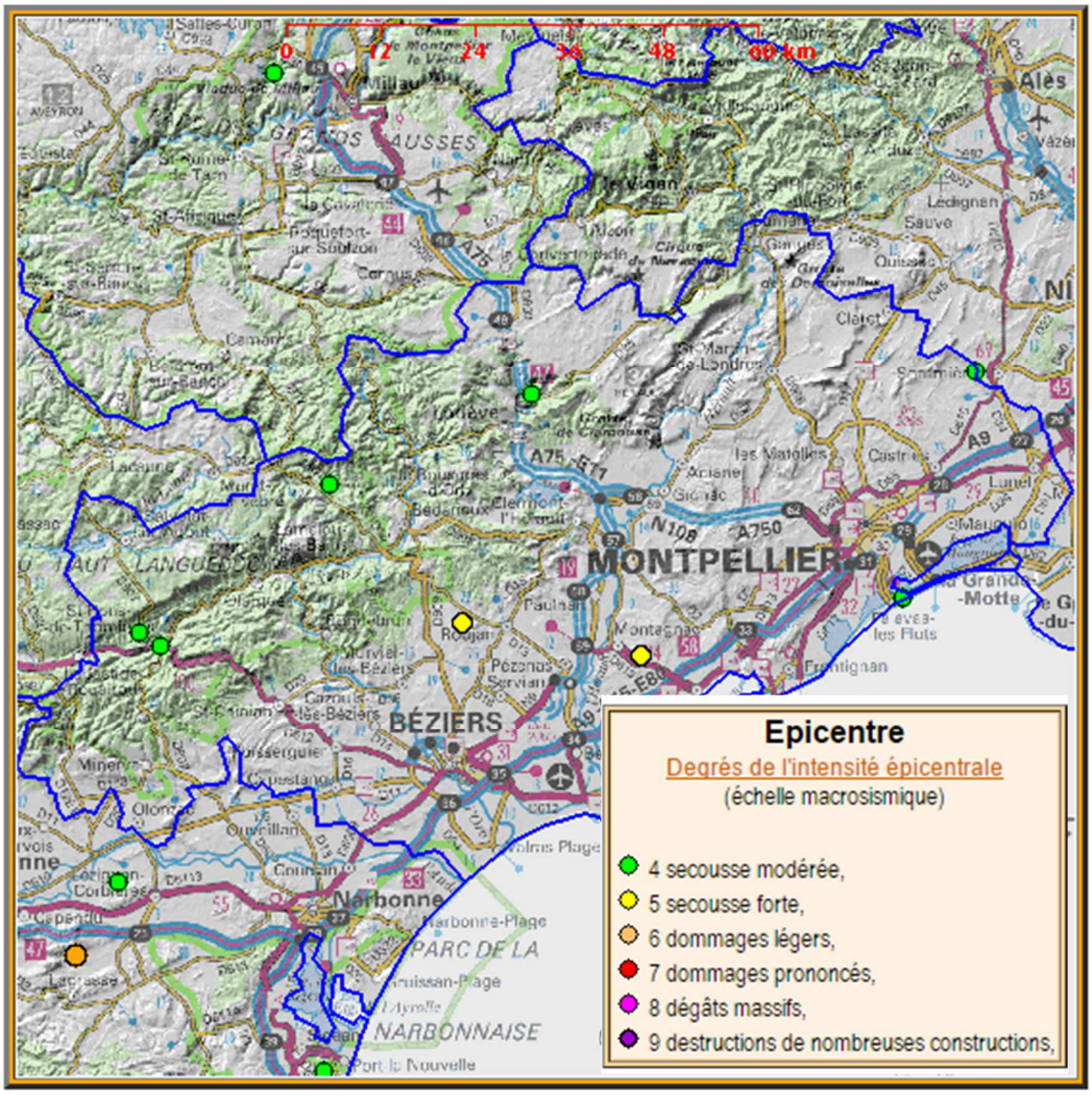
La commune de Fabrègues se situe en zone de sismicité 2 (faible).

Figure 53 : Représentation de l'aléa sismique dans les départements français (Sources : Décret du 22 octobre 2010 et DREAL LR)



4.7.2 Historique dans le département de l'Hérault

Figure 54 : Localisation des épicentres de séismes – département de l'Hérault



4.7.3 Séismes les plus importants ressentis sur la commune de Fabrègues

Tableau 24 : Séismes les plus importants ressentis dans la commune de Fabrègues

Commune	Intensité interpolée	Intensité interpolée par classes	Qualité du calcul	Fiabilité de la donnée observée SisFrance	Date du séisme	Services disponibles
FABREGUES	5.47	V-VI	calcul précis	données incertaines	02/02/1428	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.79	V	calcul très précis	données assez sûres	11/06/1909	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.73	IV-V	calcul très précis	données très sûres	28/06/1950	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.57	IV-V	calcul précis	données très sûres	03/03/1373	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.38	IV-V	calcul précis	données incertaines	15/05/1427	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.28	IV-V	calcul peu précis	données assez sûres	08/05/1625	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.24	IV	calcul peu précis	données assez sûres	22/07/1881	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.15	IV	calcul précis	données assez sûres	08/02/1808	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.12	IV	calcul peu précis	données assez sûres	25/01/1799	Lien fiche SisFrance
FABREGUES	4.09	IV	calcul précis	données assez sûres	21/06/1660	Lien fiche SisFrance

L'intensité d'un séisme est la caractérisation de la force destructrice par une cotation (de I à XII) des effets d'une secousse sismique en un site donné sur la population, les bâtiments et l'environnement. L'intensité traduit les effets et dommages induits par le séisme en un lieu donné.

Son échelle est fermée et varie de I (non ressenti) à XII (pratiquement tous les bâtiments détruits). A ne pas confondre avec la magnitude qui traduit l'énergie libérée par les ondes sismiques, qui est mesurée sur une échelle ouverte et dont les plus forts séismes sont de l'ordre de magnitude 9.

Intensité : Effets
I : non ressenti
II : à peine perceptible
III : ressenti par certains
IV : ressenti par la plupart, objets vibrent
V : frayeur, chutes d'objet
VI : dégâts légers (fissuration plâtres)
VII : dégâts (chutes cheminées, fissures murs)
VIII : dégâts importants (effondrements murs)
IX : destructions
X et + : catastrophe

4.7.4 Conséquences

En surface, un tremblement de terre peut dégrader ou détruire des bâtiments, produire des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Il peut aussi provoquer des glissements de terrain, des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, et affecter ainsi significativement un ouvrage d'endiguement, d'autant que le dimensionnement au séisme n'a pas été pris en compte pour les ouvrages en terre.

Le risque sismique n'étant pas identifié comme connu au niveau du système d'endiguement (pas de désordres liés aux séismes), ce risque ne se traduit pas par un potentiel de dangers significatif pour les ouvrages.

Par ailleurs, la concomitance d'un séisme avec une crue a une probabilité extrêmement faible, **ce scénario ne sera pas traité dans le chapitre 8**. Toutefois, la survenue d'un séisme devra être considérée par le gestionnaire des digues comme élément déclencheur d'une visite de surveillance particulière identifiée dans les consignes de surveillance de l'ouvrage. Si le rapport de visite indiquait que la survenance du séisme a affecté significativement l'ouvrage, l'étude de dangers pourrait alors être mise à jour sur demande du préfet comme prévu par l'article R.214-117.

4.7.5 Prise en compte des séismes dans le dimensionnement des ouvrages

Les règles de construction doivent être appliquées au moyen d'un coefficient d'importance γ_1 attribué à chacune des catégories d'importance du bâtiment. Les valeurs de ces coefficients sont données par le tableau suivant :

Tableau 25 : Coefficient d'importance γ_1

CATÉGORIE D'IMPORTANCE	COEFFICIENT D'IMPORTANCE γ_1
I	**0,8**
II	1
III	1.2
IV	1.4

Ici, le géotechnicien (Hydrogéotechnique Sud-Ouest) a retenu $\gamma_1 = 0.8$.

Le mouvement dû au séisme est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération. Il est caractérisé au niveau d'un sol rocheux (**sol de classe A**) par la valeur d'accélération a_{gr}. Les valeurs des accélérations a_{gr} sont données dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Valeurs des accélérations a_{gr}

ZONES DE SISMICITÉ	a_{gr} (en m/s2)
2 (faible)	**0,7**
3 (modérée)	1,1
4 (moyenne)	1,3
5 (forte)	1,6

Ici, le géotechnicien (Hydrogéotechnique Sud-Ouest) a retenu : $a_{gr} = 0.7$ m/s².

L'accélération horizontale de calcul est déterminée à partir d'un sol référence de classe A rocheux. Elle est égale au produit de l'accélération a_{gr} par le coefficient d'importance γ_1.

Le géotechnicien (Hydrogéotechnique Sud-Ouest) a retenu :

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_1 = 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ m/s}^2$$

Sous sollicitation sismique, les sols de fondation des ouvrages peuvent se liquéfier.

La vérification de ce critère est listée dans les recommandations du CFBR pour les barrages et digues en remblai (2015) (cf § 6.1). Ces recommandations du CFBR renvoient directement à un autre rapport dit « MEDDE 2014 ». (Ce rapport est disponible aussi sur le site internet du CFBR).

Le paragraphe 7.5 du rapport « MEDDE 2014 » qui traite des vérifications sismiques à réaliser dans le cadre de la conception d'une digue précise :

« La vérification de la sécurité structurale des digues concerne en priorité la liquéfaction, sachant que ces ouvrages sont établis sur des fondations alluviales souvent sableuses et où la nappe phréatique maintient le plus souvent des conditions de saturation des matériaux.

De ce point de vue, une attention particulière doit être portée aux systèmes d'endiguement où la rivière est "perchée" au-dessus de la plaine. »

Tableau 27 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Digues

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

Il importe de signaler que cette exigence réglementaire de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

La commune de Fabrègues se situe en zone de sismicité 2 (faible). La vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction ne s'impose pas.

4.8 Le risque de rupture de grand barrage

Aucun grand barrage n'est situé sur le bassin versant amont de la zone d'étude.

5. Description du système d'endiguement

5.1 Ouvrages existants

Les quartiers de la Plantade et des Campanelles à Fabrègues sont protégés des crues du Coulazou par un système d'endiguement formé par les digues dites de la Plantade et des Campanelles (Cf. localisation sur la figure ci-après).

Figure 55 : Ouvrages existants (Source : Etude de dangers des digues du Coulazou – ANTEA – 2017)



Les niveaux de protection actuels sont faibles :

- 10 ans pour la digue de la Plantade,
- 20 ans pour la digue des Campanelles.

Les digues actuelles sont sous-dimensionnées, présentent un niveau de protection hétérogène et leur état est vieillissant. La protection n'est donc pas continue et les matériaux en place n'assurent pas l'étanchéité de la digue.

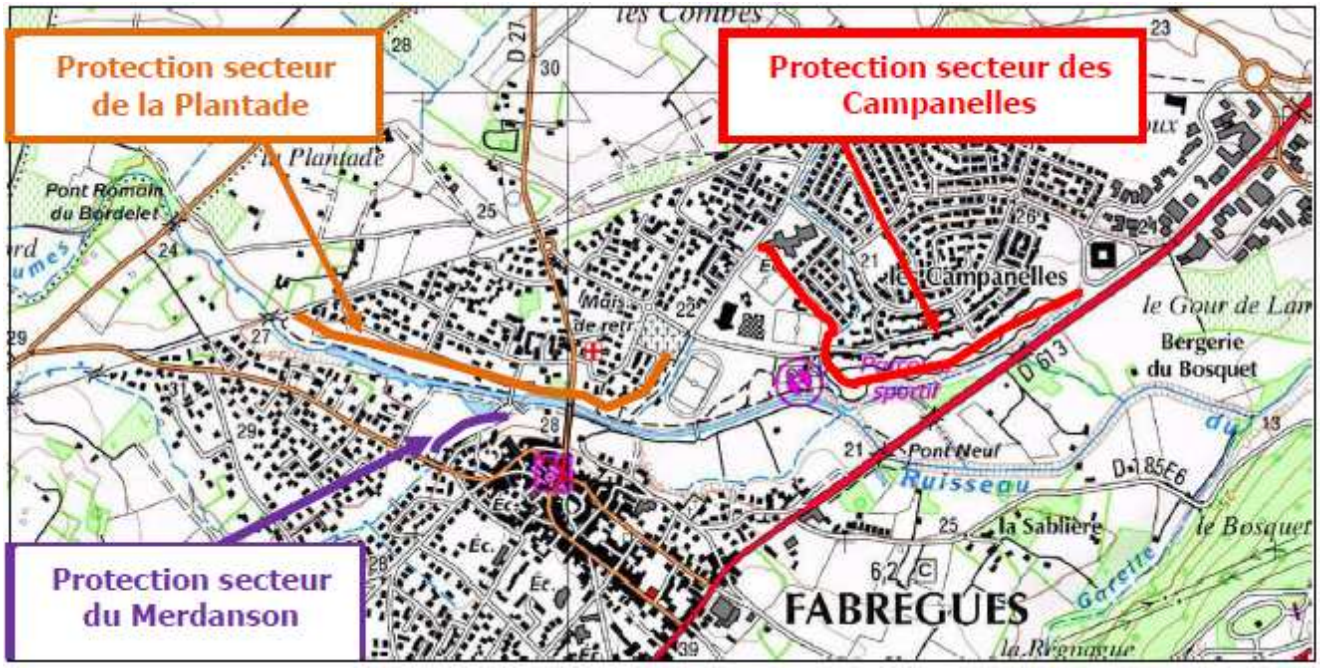
Afin de porter le niveau de protection à 100 ans, 3M envisage de reconstruire et modifier le système d'endiguement existant. Aucune digue n'est consevée dans son état actuel.

5.2 Ouvrages à construire ou à modifier (Source : PRO – Merlin – 2020)

L'étude PRO réalisée par le Cabinet MERLIN est jointe en Annexes n° 3 (Mémoire explicatif) et n° 4 (Plans).

5.2.1 Localisation des ouvrages

Figure 56 : Localisation des ouvrages (Source : PRO – MERLIN – 2020)



5.2.2 Descriptif des travaux

Le projet comprend les aménagements suivants :

- La suppression des digues existantes de la Plantade et des Campanelles,
- La création de digues et de soutènements en palplanches dans le secteur de la Plantade,
- La création de digues et murs de soutènement dans le secteur des Campanelles,
- La rehausse de la voirie rue Jean Marc Rouan,
- Le déplacement du ruisseau des Combes,
- Le déplacement du ruisseau du Merdanson et création d'un mur de soutènement,
- La mise en place d'ouvrages de franchissement de digue afin de rétablir l'écoulement des eaux pluviales.

Les ouvrages de protections proposés permettront d'assurer un niveau de protection d'occurrence centennale, avec une revanche de 1 m.

Figure 57 : Système d'endiguement projeté de Fabrègues

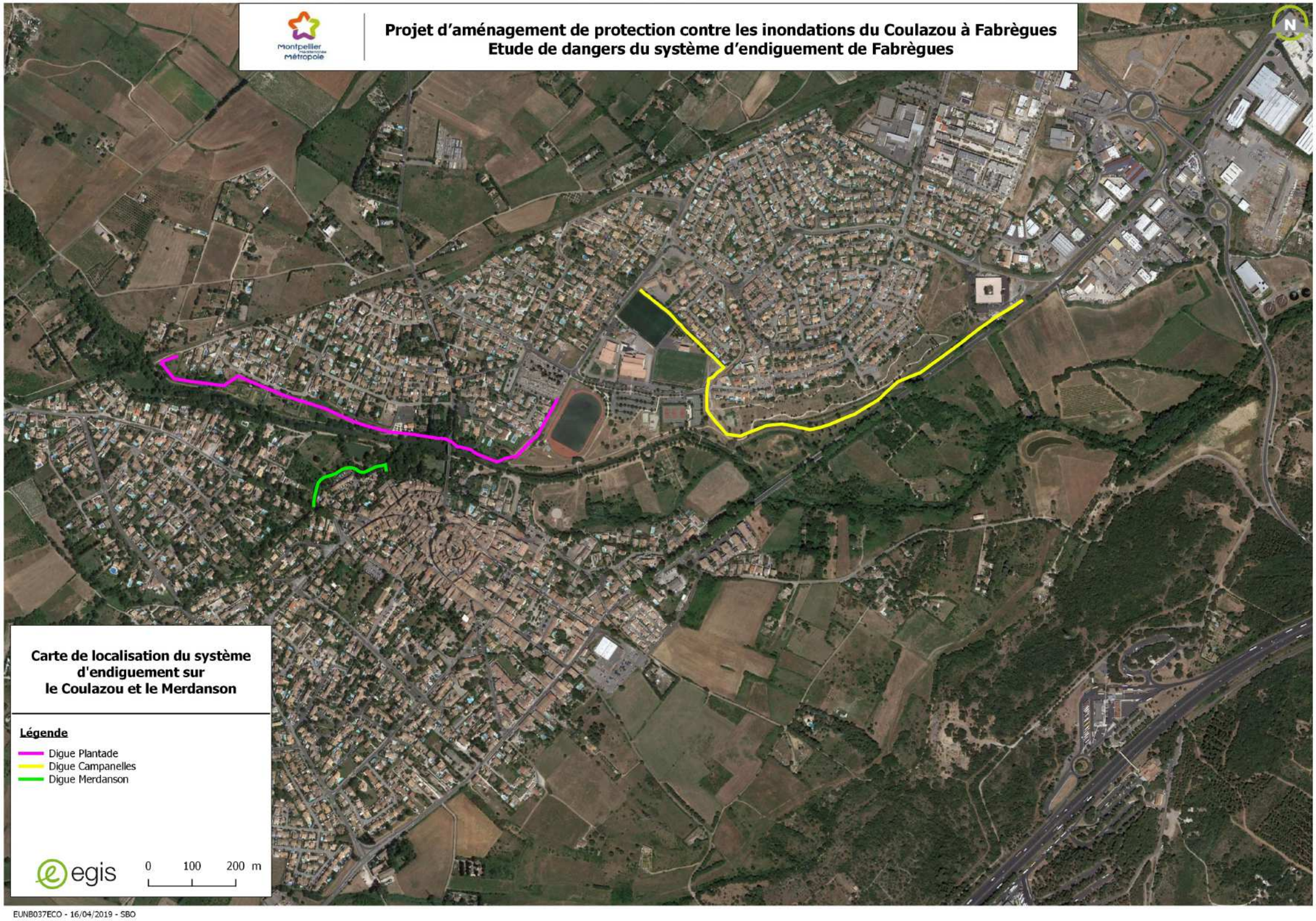
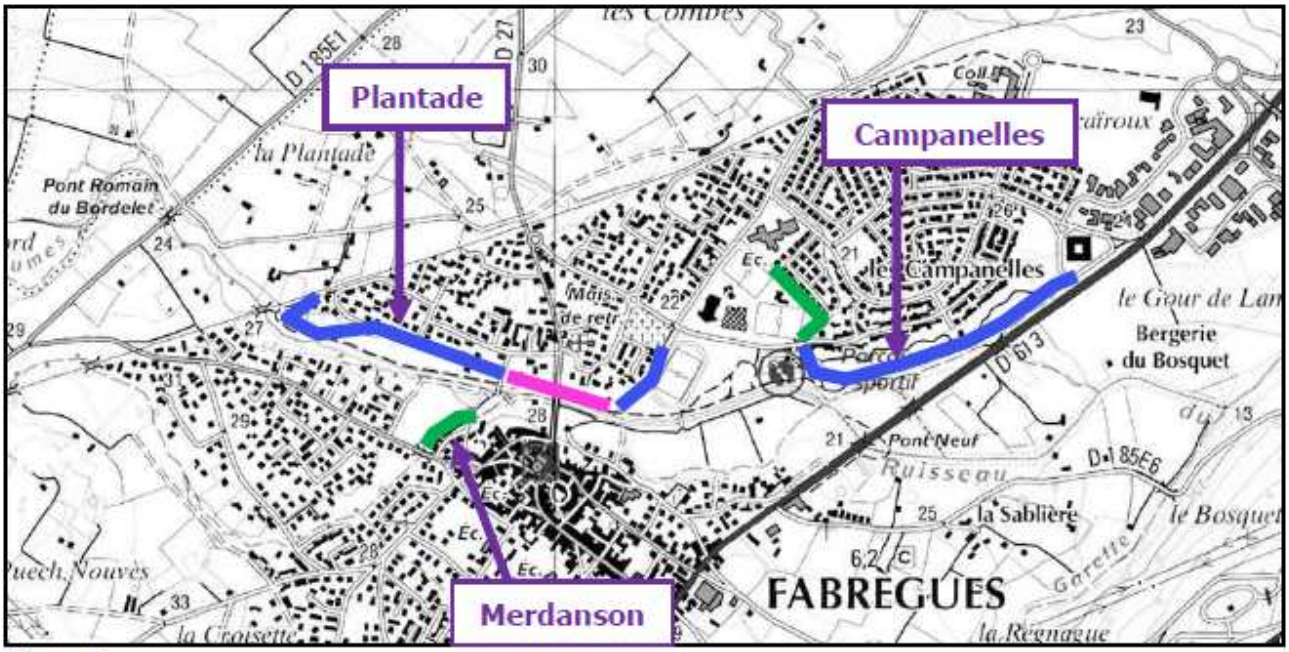


Figure 58 : Localisation des travaux (Source : PRO – MERLIN – 2020)



Les travaux sont divisés en 7 secteurs exposés sur les plans du PRO en annexes et listés ci-dessous :

- Secteur 1 : Digue de la Plantade entre la voie ferrée et 30 m en amont de la rue Domergue,
- Secteur 2 : Protection en palplanches de part et d'autre du pont de la RD27 en bordure du Coulazou,
- Secteur 3 : Digue au niveau du Cimetière,
- Secteur 4 : Mur des Campanelles au niveau du stade et équipements communaux,
- Secteur 5 : Dévoiement du ruisseau des Combes et rehausse de la voirie Rue Jean-Marc Rouan,
- Secteur 6 : Digue des Campanelles,
- Secteur 7 : Mur du Merdanson

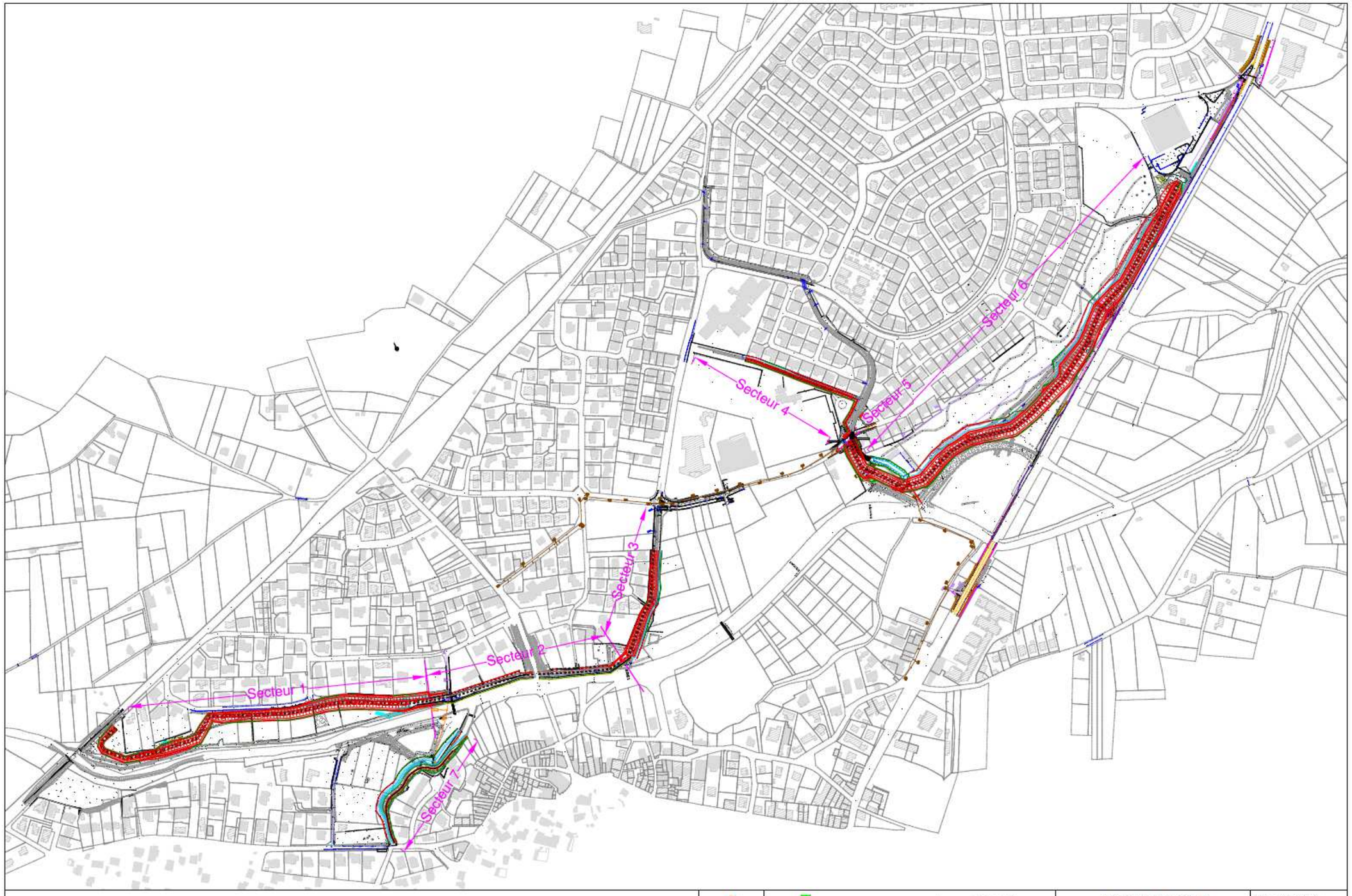
Afin de disposer de tronçons homogènes d'un point de vue constitutif des aménagements, le secteur 2 a été découpé en trois sous-secteurs :

- Secteur 2.1 : mur au niveau de la Rue Gaston Domergue (30 ml),
- Secteur 2.2 : palplanche entre la Rue Gaston Domergue et la RD27 (130 ml),
- Secteur 2.3 : palpanche entre la RD27 et le stade (130 ml).

De même, le secteur 7 a été découpé en 2 sous-secteurs :

- Secteur 7.1 : Mur sur pieux jointifs en aval de l'Avenue de Cournonterral (70 ml),
- Secteur 7.2 : Mur de soutènement en béton armé en aval de secteur 7.1 (170 ml).

Figure 59 : Découpage en secteurs (Source : PRO – MERLIN – 2020)



5.2.3 Calage altimétrique du projet

Scénario 2 : Q100 Coulazou + Q100 Merdanson + endiguement projet + arches principales sous RD613 bouchées à 50% et 100% pour les secondaires + surélévation berges du ruisseau des Combes. (Ce scénario ne comprend pas l'intégration du ruisseau des Combes).

Tableau 28 : Niveaux des PHE prises en compte (m NGF)

Points de résultats – Cotes m NGF	Sc2 projet Merlin – Q100 Coulazou + Q100 Merdanson
D01	24.64
D02	24.47
D03	24.23
D04	24.21
D05	24.14
D06	24.10
D07	24.07
D08	23.90
D09	22.78
D10	22.06
D11	21.74
D12	21.37
D13	21.24
D14	Pas inondé
D15	20.61
D16	20.54
D17	20.67
D18	20.67
D19	20.62
D20	20.53
D21	20.40
D22	20.05
D23	18.62
D24	Pas inondé

Les points numérotés de D1 à D24 dans le tableau ci-dessus sont reportés sur les plans projets et servent de base pour le calage des ouvrages de protection.

3M précise qu'il sera ajouté un mètre de revanche aux cotes ci-dessus pour assurer la sécurité des ouvrages.

5.2.4 Justification de la revanche

La revanche de 1 m est retenue pour prendre en compte :

- Les effets de vague générés par les écoulements en crue,
- Les évènements qui pourraient dépasser le niveau de protection retenu,
- Les effets du changement climatique.

5.2.5 Secteur 1 – Digue de la Plantade entre la voie ferrée et 30 m en amont de la rue Domergue

Sur le secteur 1, les travaux consistent à décaper la digue existante et à ériger une nouvelle digue en terre de l'ancienne voie ferrée jusqu'à 30 m en amont de la rue Domergue, (575 ml).

Les travaux comprennent :

- Dépose des clôtures et portails existants le long de la rue Sainte Baudile,
- Arase de la digue existante,
- Décapage de la terre végétale sur l'emprise de la digue, afin de permettre les terrassements de la clé d'ancrage,
- Edification de la nouvelle digue.

5.2.5.1 Secteur 1 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 60 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Coupe-type 1 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

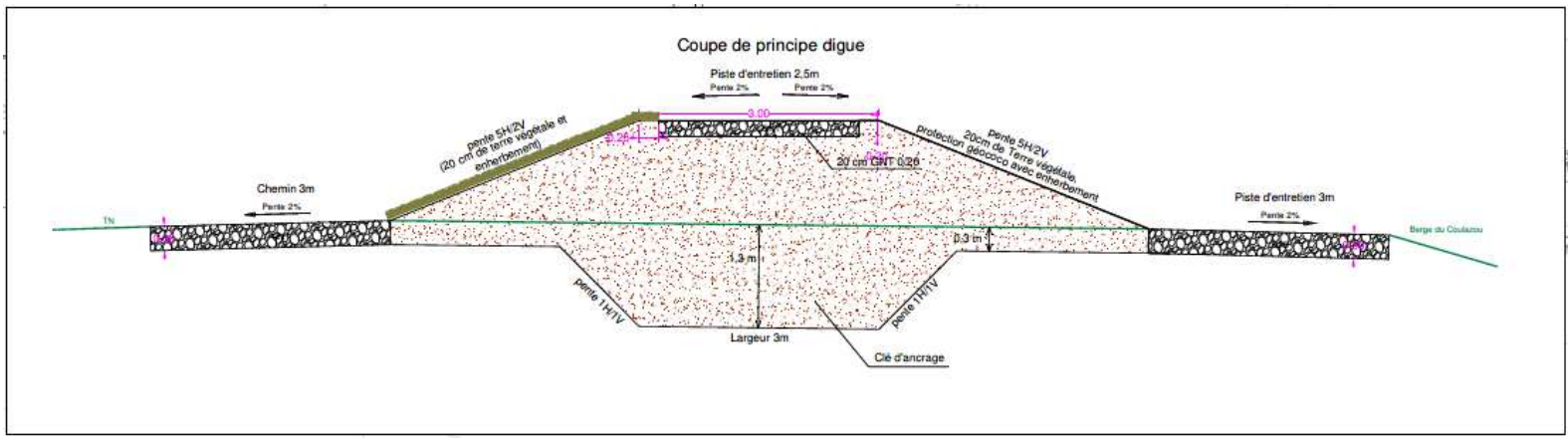


Figure 61 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

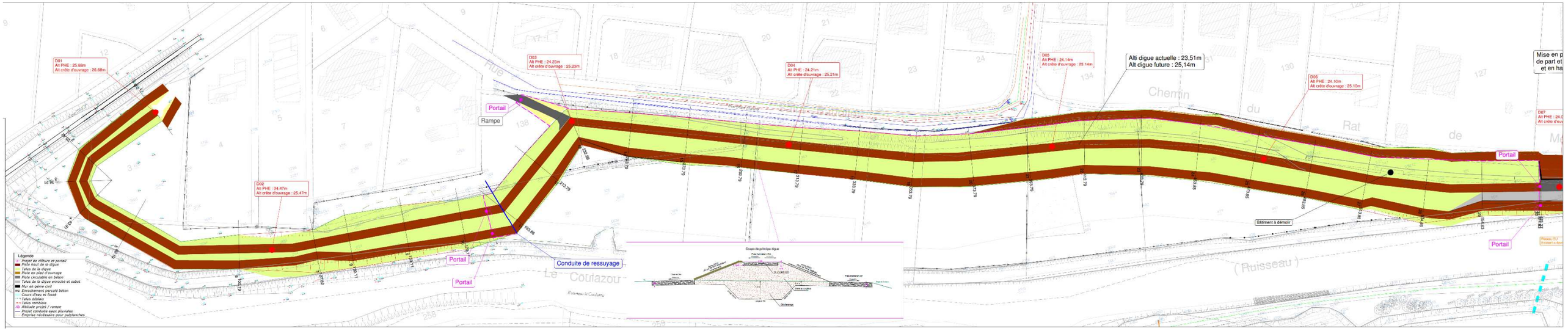
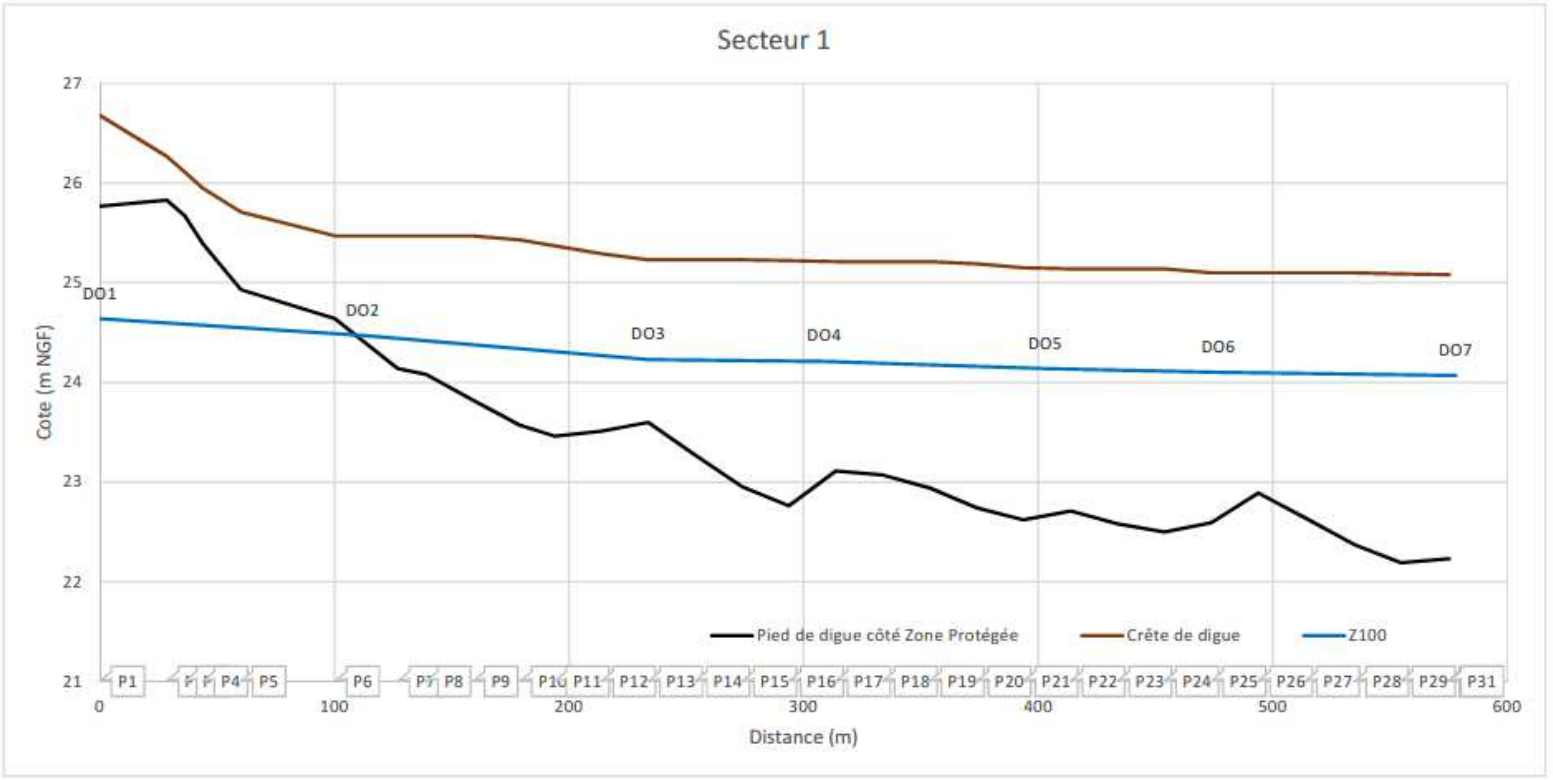


Figure 62 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 1 en Annexe n° 4.3.

5.2.5.2 Secteur 1 - Raccordements amont et aval

- Le raccordement amont se fait au terrain naturel à l'aide de la rampe d'accès.

- Le raccordement au secteur 2.1 se fait côté zone protégée au droit du mur de soutènement du secteur 2.1, et côté Coulazou par une transition entre le talus à 5H/2V et le talus enroché à 1H/1V.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

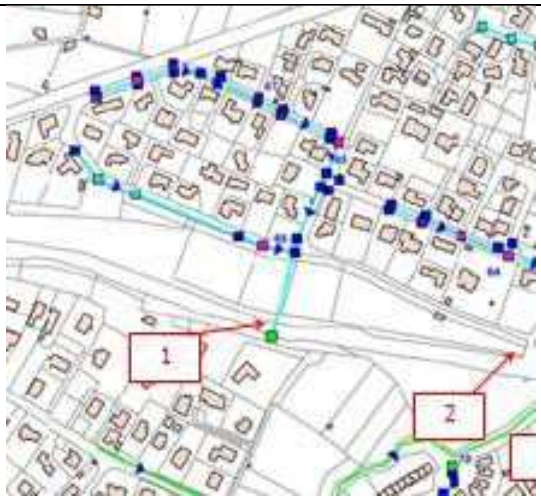
5.2.5.3 Secteur 1 - Rétablissements hydrauliques pluviaux

Les aménagements prévus feront obstacle aux écoulements de surface ainsi qu'aux différents ouvrages pluviaux situées sur le projet. Des conduites de ressuyage seront prévues sur le tracé et seront systématiquement équipées de clapets anti-retour au niveau de l'exutoire ainsi qu'une vanne de sectionnement coté zone protégée.

Des conduites de ressuyage sont prévues pour assainir les eaux de ruissellements pluviales. Elles sont implantées sur le plan du secteur 1.

Sur le secteur 1, on recense un seul rétablissement hydraulique n° 1.

Figure 63 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – OH n° 1 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

	
Localisation	Photo

Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 29 : Secteur 1 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe m NGF	Remarques	Travaux
1	700	19.85	Clapet existant et opérationnel	Mettre une vanne sous regard DN 700 mm coté zone protégée

Le clapet est sollicité pour de faibles débits dans le Coulazou.

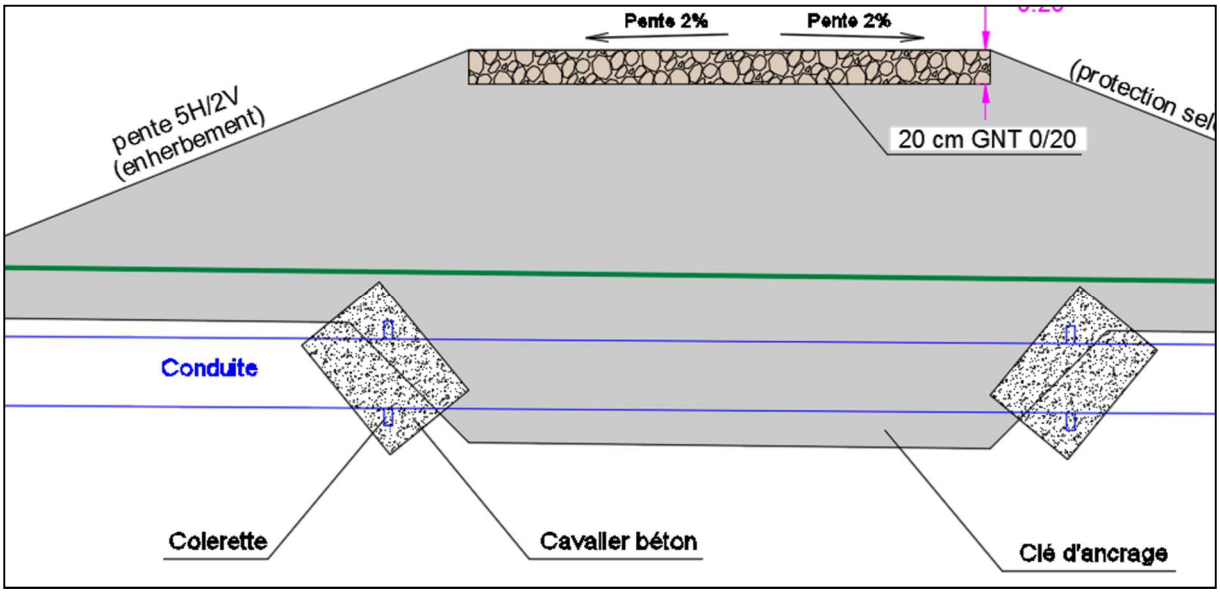
5.2.5.4 Secteur 1 - Gestion des interfaces conduite – digue

Les conduites existantes qui se trouvent en-dessous de la clé d'ancrage seront laissées en place. Les conduites qui se retrouvent dans la clé d'ancrage seront reprises selon les principes exposés ci-desous :

- Maintien de l'étanchéité avec mise en place de cavaliers bétons pour éviter l'écoulement des eaux le long de la conduite. Le remblai autour de la conduite sera constitué des mêmes matériaux que la construction de la digue,

- Approfondissement du réseau pour passer sous la clé d'ancrage.

Figure 64 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Gestion des interfaces conduite - digue (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



5.2.5.5 Secteur 1 - Accès au chantier

L'accès au chantier se fera par l'allée du Pont de Fer, la rue Saint Baudile et la rue Domergue.

Figure 65 : Secteur 1 - Digue de la Plantade – Accès au chantier (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



L'entrepreneur devra s'aménager une piste de chantier en GNT pour la circulation des engins. Cette piste sera supprimée après les travaux.

5.2.6 Secteur 2 – Mur en amont de la rue Domergue et Protection en palplanches de part et d'autre de la RD27

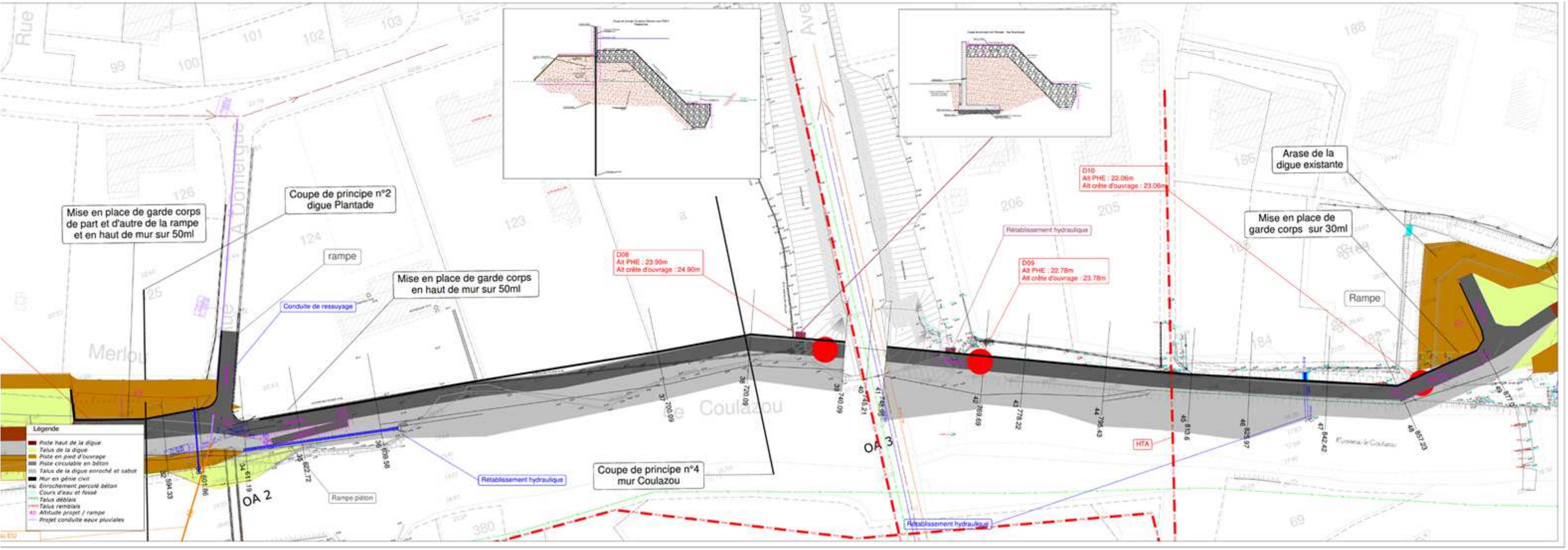
Sur le secteur 2, les travaux préparatoires consistent à décaper la digue existante, démolir la rampe d'accès au niveau de la Rue Domergue et supprimer le mur de clôture des riverains.

Les travaux comprennent :

- la création d'une rampe d'accès pour franchir la digue,
- la création d'un mur de soutènement au niveau de la passerelle rue Domergue (30 ml),
- la création d'une protection en palplanches avec enrochement côté Coulazou de part et d'autre du pont de la RD27sur 260 ml,
- le rétablissement de l'écoulement pluvial avec la reprise de 30 ml de conduite EP DN800 mm,
- la mise en place d'une conduite de ressuyage pour le ruissellement des eaux de pluies,
- la création de 2 ouvrages de franchissement de part et d'autre de la RD27 pour permettre l'évacuation des réseaux pluviaux.

5.2.6.1 Secteur 2 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 66 : Secteur 2 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



5.2.6.1.1 Secteur 2.1 : Mur au niveau de la Rue Domergue

Sur les 30 mètres linéaires avant la passerelle piétonne de la rue Domergue, l'emprise foncière est réduite. Afin de d'optimiser l'emprise, le talus coté Coulazou sera réalisé en enrochements percolés au béton sur une épaisseur d'un mètre. La pente des talus sera alors de 1H/1V.

Figure 67 : Secteur 2.1 - Digue de la Plantade – Coupe-type 2 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

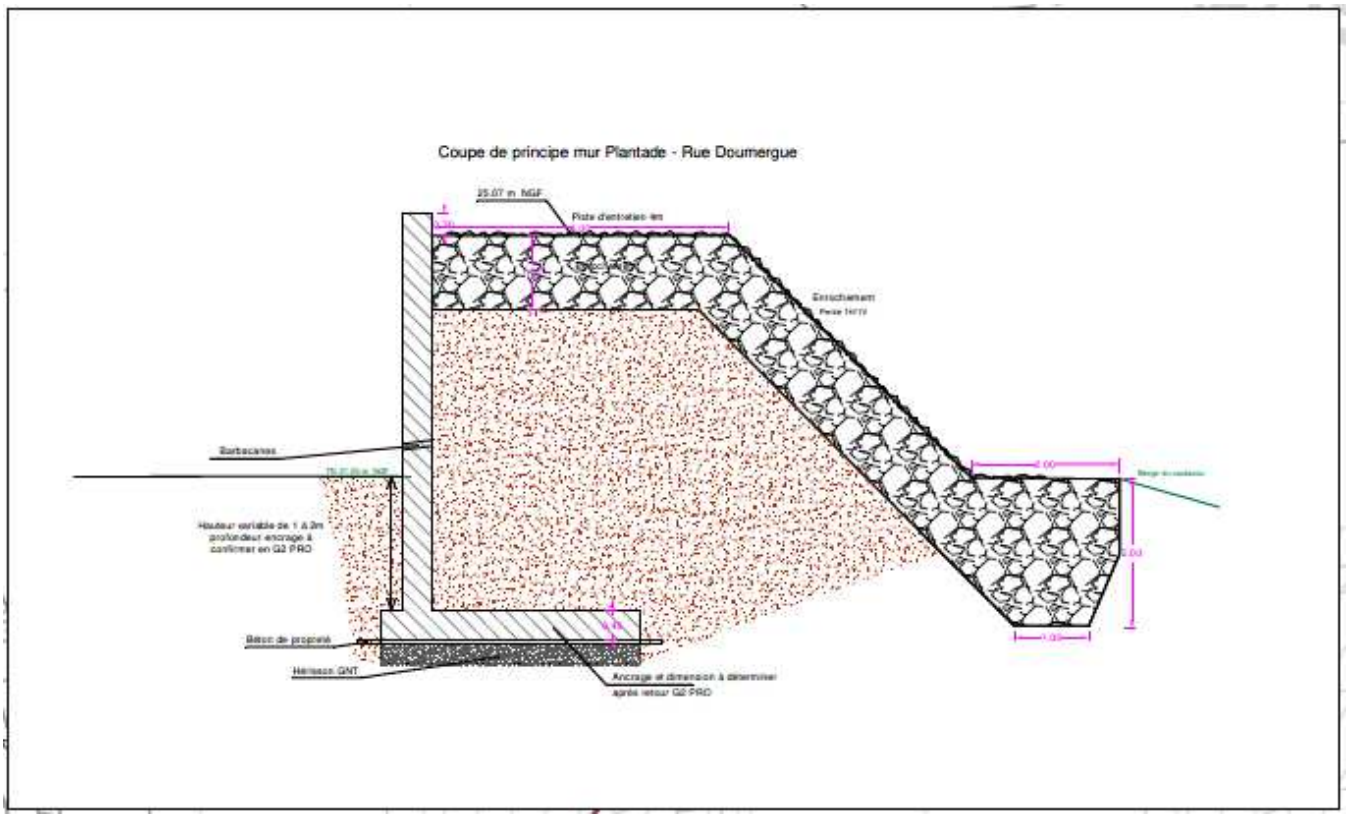
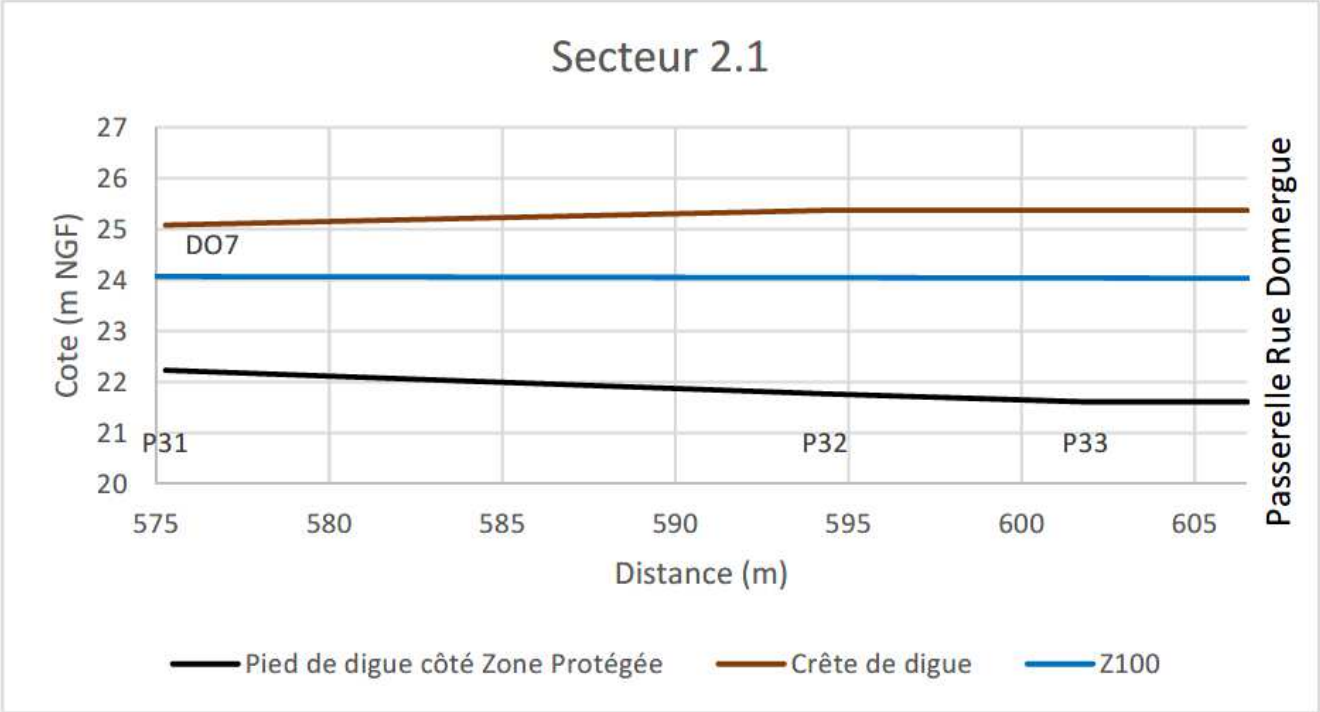


Figure 68 : Secteur 2.1 – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 2 en Annexe n° 4.4.

5.2.6.1.2 Secteur 2.2 : Palplanches en amont du pont de la RD27

Entre la passerelle piétonne de la rue Domergue et le pont de la RD27 (130 ml), le secteur est marqué par l'érosion des berges liées à la confluence avec le ruisseau du Merdanson. L'emprise entre les berges du Coulazou et les clôtures des habitations est très étroite.

Une protection en palplanches sera mise en place avec des enrochements percolés au béton jusqu'en pied de berge.

La coupe de principe du soutènement en palplanches est présentée ci-dessous :

Figure 69 : Secteur 2.2 – Coupe type Soutènement en palplanches (Source : PRO Cabinet MERLIN - 2020)

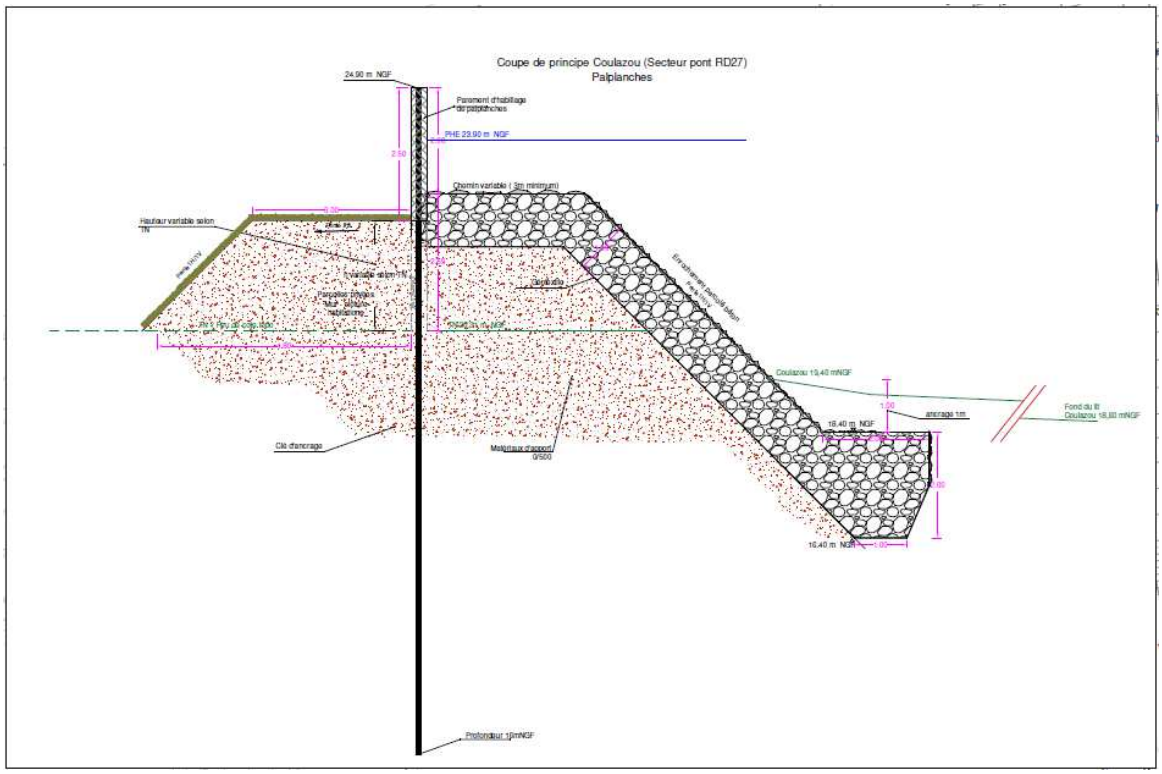
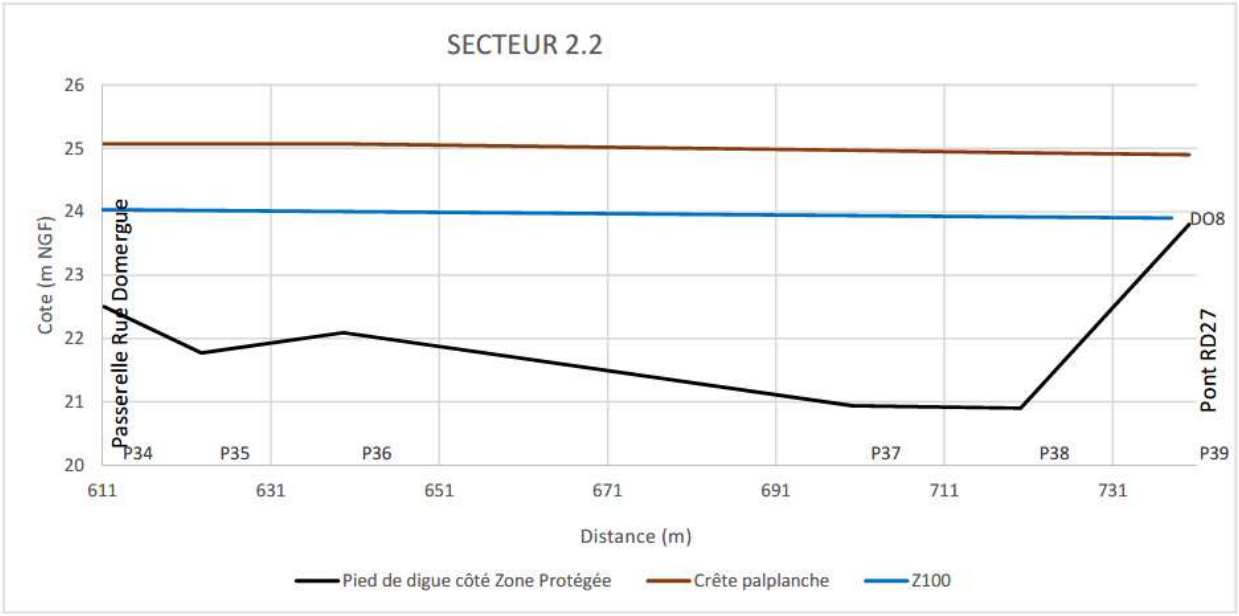


Figure 70 : Secteur 2.2 – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 2 en Annexe n° 4.4.

5.2.6.1.3 Secteur 2.2 - Raccordements amont et aval

- **Raccordement amont au secteur 2.1** : Voir secteur 2.1.

- **Raccordement aval au pont de la RD27** :

Au niveau de l'ouvrage d'art de la RD 27 (propriété de 3M), le système d'endiguement ne devra en aucun cas s'ancrer dans le pont. Des sondages seront effectués par l'entreprise pour déterminer l'emprise des fondations qui conditionnera l'arrêt des plaplanches Le mur en palplanches sera arrêté environ 1 ml avant le pont afin de ne pas endommager les fondations du pont. La jonction entre le pont et les palplanches sera assurée par un mur en béton partant des fondations jusqu'a la cote de protection souhaitée. Il sera ancré sur les palplanches avec une fondation sur semelle.

Un remblai sera mis en place à l'arrière jusqu'à la crête du mur.

Pour assurer l'étanchéité entre le mur et le pont, un joint de dilatation sera mis en place complété par une bande d'étanchéité type hypalon.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

5.2.6.1.4 Secteur 2.3 – Palplanches en aval du pont de la RD27 jusqu'au stade

A l'aval du pont, le secteur est également très étroit avec de la végétation ainsi que des enrochements ponctuels.

La réalisation du mur en palplanches ainsi que sa jonction sur les piles du pont de la RD27 se fera de la même manière que le tronçon en amont du pont.

Figure 71 : Secteur 2.3 – Coupe type Soutènement en palplanches (Source : PRO Cabinet MERLIN - 2020)

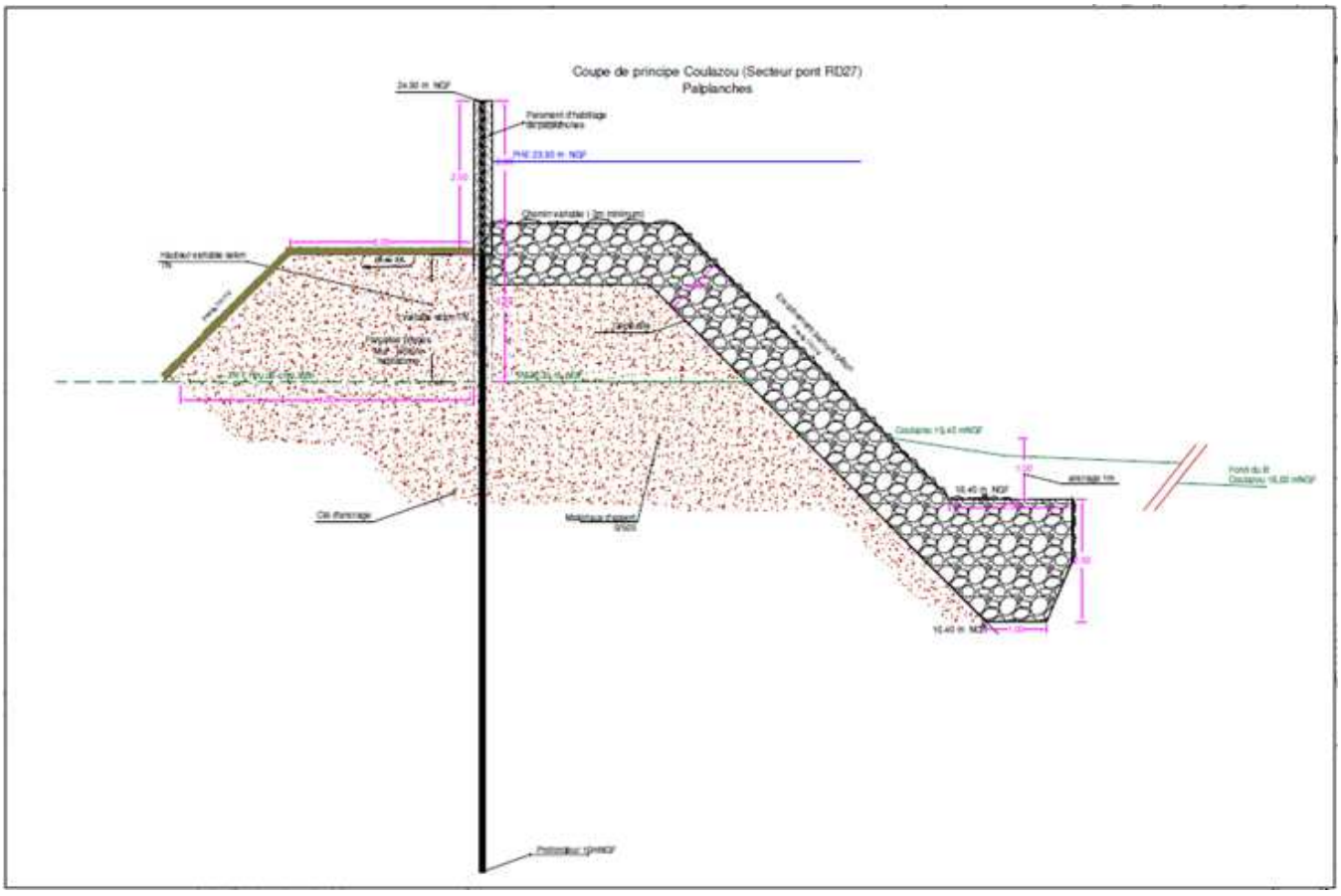
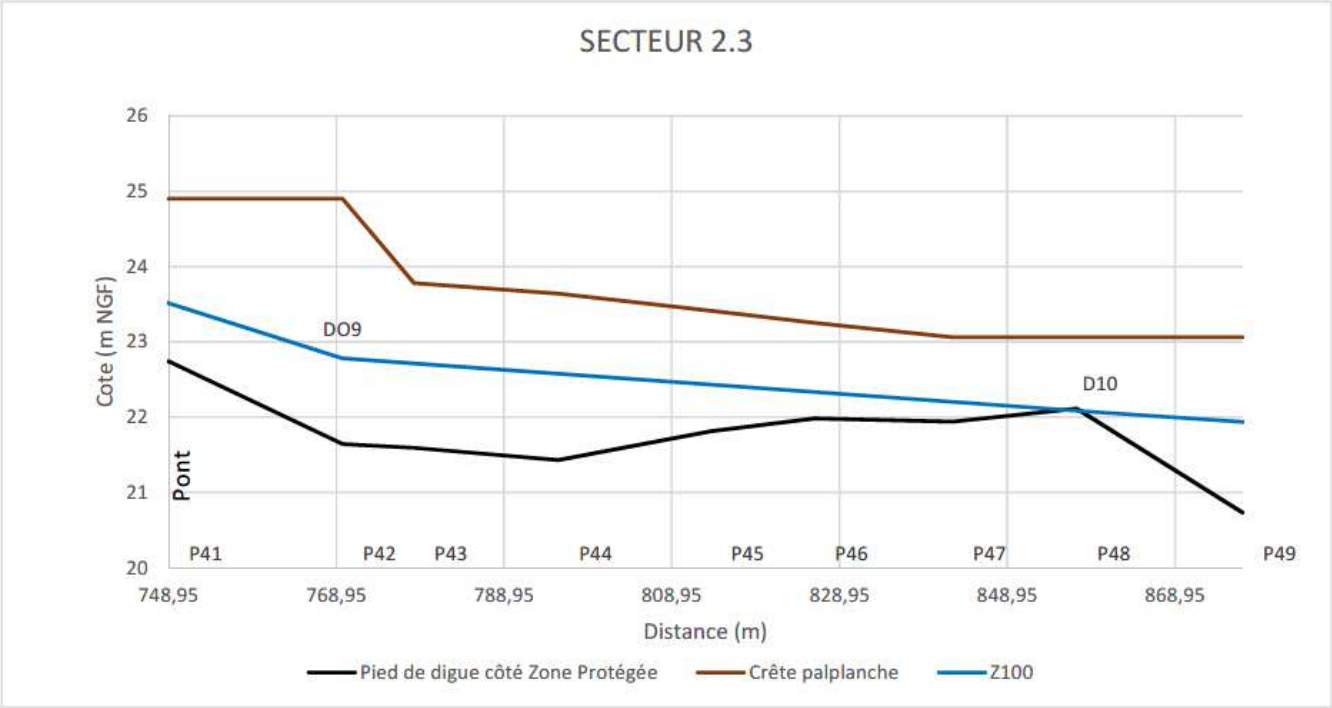


Figure 72 : Secteur 2.3– Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 2 en Annexe n° 4.4.

5.2.6.1.5 Secteur 2.3 - Raccordements amont et aval

- **Raccordement amont au Pont de la RD27** : La jonction au Pont de la RD27 se fera de manière équivalente que sur le tronçon amont du pont,

- **Raccordement aval au secteur n° 3** : Au niveau de la jonction entre les palplanches et la digue en terre, une rampe permettra la continuité de la piste pour accéder à la piste sommitale. L'accès le long des palplanches étant en sens unique, une zone de retournement sera aménagée en crête de digue. Cette zone sera aménagée entre la digue existante et les aménagements futurs et sera réalisée avec les matériaux issus de la démolition de la digue existante située le long des vestiaires.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

5.2.6.2 Secteur 2 - Rétablissements hydrauliques

Des conduites de ressuyage sont prévues pour assainir les eaux de ruissellements pluviales. Elles sont implantées sur le plan du secteur 2.

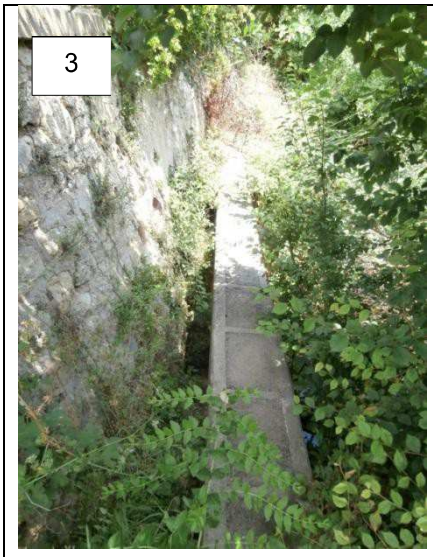
Sur le secteur 2, on recense les rétablissements hydrauliques suivants.

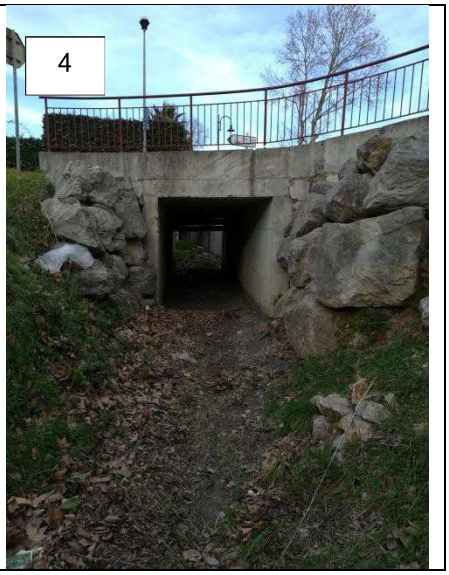
Figure 73 : Secteur 2 – OH n° 2 à 6 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)





Localisation	Photo N°2









Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 30 : Secteur 2 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe m NGF	Remarques	Travaux
2	800	20,25	Clapet existant et opérationnel	Dépose et repose de la conduite, mise en place d'une vanne de sectionnement DN800 sous regard et clapet anti-retour à l'exutoire.
3	200 Grès	?	Arrivée depuis la parcelle 123	Mettre clapet et vanne DN 200 mm
4	Cadre (2Lx2, 3H)	20,52	Ouvrage situé en retrait de la digue	Un ouvrage de franchissement est prévu (cf description ci-après)
5	600	21,05	Fossé en aérien	Un ouvrage de franchissement est prévu en DN600 mm (cf description ci-après)
6	600	19,37	Traversée la digue existante	2 nouveaux exutoires seront mis en place (cf descrition ci-après)

Il est prévu 2 ouvrages de rétablissement hydraulique de part et d'autre de la RD27 (n° 4 et 5 dans le tableau précédant).

A l'amont, l'ouvrage sera composé de 3 buses en DN1300 mm et une en DN600 mm pour les petits débits (n° 4).

Un ouvrage en béton sera édifié pour mettre en place les vannes de sectionnement côté zone protégée (3 vannes DN1300 mm et une vanne DN600 mm). Les exutoires seront équipés de clapet anti-retour (3 clapets DN1300 mm et un clapet DN600 mm).

A l'aval, un ouvrage en béton est prévu pour mettre en place la vanne de sectionnement DN600 mm côté zone protégée (n° 5). L'exutoire sera équipé d'un clapet anti-retour de même diamètre.

Rétablissement hydraulique n° 6 : l'exutoire existant sera supprimé et remplacé par 2 conduites :

- DN400 mm au niveau de la rue des troènes,
- DN300 mm à l'extrémité Est des palplanches.

Les rétablissements hydrauliques seront équipés de vannes de sectionnement et de clapets anti-retour du même diamètre que la conduite.

Les clapets sont sollicités pour des faibles débits dans le Coulazou.

5.2.6.3 Secteur 2 - Gestion des interfaces conduite – mur

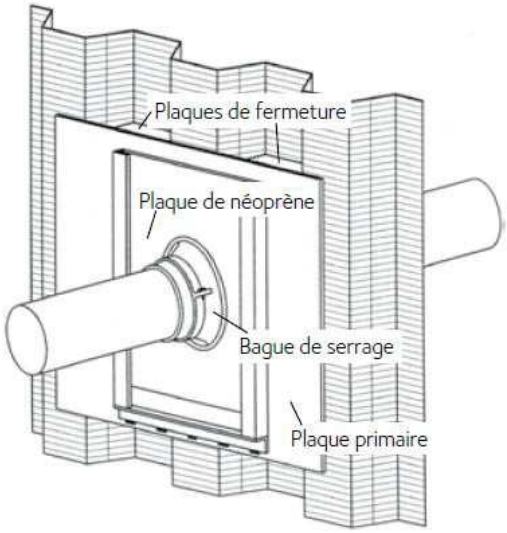
Dans le cas de mur coulé en place, des réservations seront mises en place dans les murs afin de permettre le passage des conduites avec la mise en place de fourreaux.

Pour l'édification d'un mur préfabriqué, la conduite sera approfondie pour passer sous la fondation.

5.2.6.4 Secteur 2 - Gestion des interfaces conduite – palplanche

Pour les ouvrages de franchissement en palplanches, ils seront réalisés selon le synoptique présenté ci-dessous.

Figure 74 : Secteur 2 – Gestion des interfaces conduite - palplanche (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



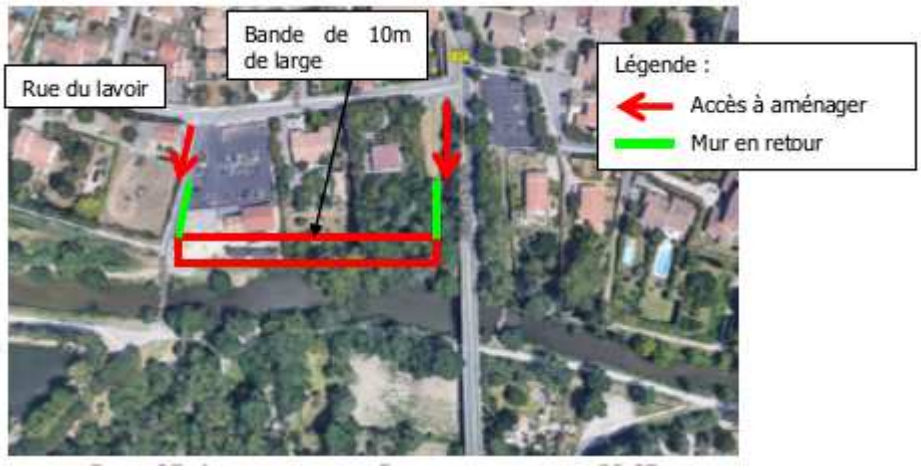
5.2.6.5 Secteur 2 - Accès au chantier

Sur ce secteur, l'accès aux zones de chantier sera relativement complexe du fait du peu de largeur disponible sur les berges du Coulazou et de la proximité de parcelles privées.

- Amont du pont RD 27.

  L'accès au chantier se fera par la rue Domergue, une piste sera aménagée le long des parcelles privées. Une partie de la parcelle 124 (au droit de la salle de sport) devra être aménagée pour la réalisation des travaux. Le mur de clôture ainsi que la rampe de franchissement devront être démolis.

Photo 15 : Vue aérienne des accès en amont du pont de la RD27



L'accès à l'amont du pont de la RD27 devra être aménagé avec la mise en place d'une conduite en Béton DN1 000 mm provisoire pour assurer l'évacuation des eaux pluviales. Cette conduite sera recouverte GNT pour permettre la circulation des engins. Le mur de clôture qui longe l'accès devra être supprimé sur 10 ml pour permettre la giration des engins. Une bande de 10 m de large par rapport au mur de palplanches devra être disponible côté terrain privé pour réaliser les travaux de mise en place des palplanches (cf Photo ci-dessus). Les murs en retour au niveau des accès devront également être supprimés sur les 2 accès. Ils seront repris en lieu et place après les travaux. L'emprise et la giration des camions figurent sur le plan du secteur 2 en Annexe n° 4.4.

- Aval du pont RD 27.

  L'accès à l'aval du pont de la RD27 sera aménagé de la même façon qu'à l'amont avec la mise en place d'une conduite en DN600 mm. Cette conduite sera recouverte GNT pour permettre la circulation des engins. Le mur de clôture qui longe l'accès devra être supprimé sur 10 ml pour permettre la giration des engins.

  Une bande de 10 m côté terrains privés devra également être disponible pour réaliser les travaux de mise en place des palplanches.

Photo 16 : Vue aérienne des accès en aval du pont de la RD27



5.2.7 Secteur 3 – Digue au niveau du cimetière

Sur le secteur 3, les travaux consistent à décaper la digue existante, créer une nouvelle digue et décaler le fossé pluvial existant.

Les travaux comprennent :

- la création d'une digue en terre (190 ml) depuis le Coulazou jusqu'au mur du cimetière,
- décalage du fossé et création d'une piste d'accès depuis le Coulazou jusqu'à la rue Jean-Marc Rouan (230 ml),
- la création d'une rampe d'accès et d'une plateforme de retournement,
- transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales.

Le long du stade, l'emprise est restreinte, la solution d'aménagement retenue est la suivante :

- dépose de la clôture le long du stade, mise en place d'une conduite pour canaliser le fossé au niveau du vestiaire et recréation d'un accès au vestiaire (solution chiffrée dans le PRO),

5.2.7.1 Secteur 3 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 75 : Secteur 3 - Digue de la Plantade – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

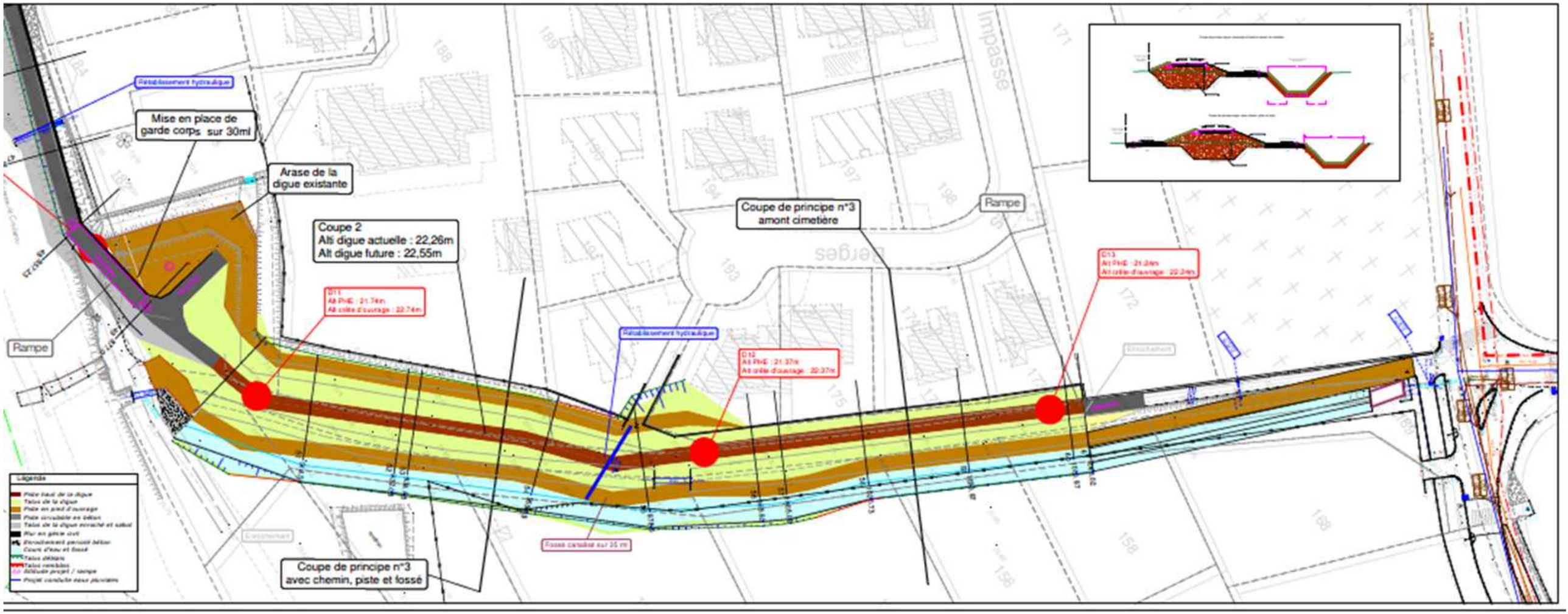
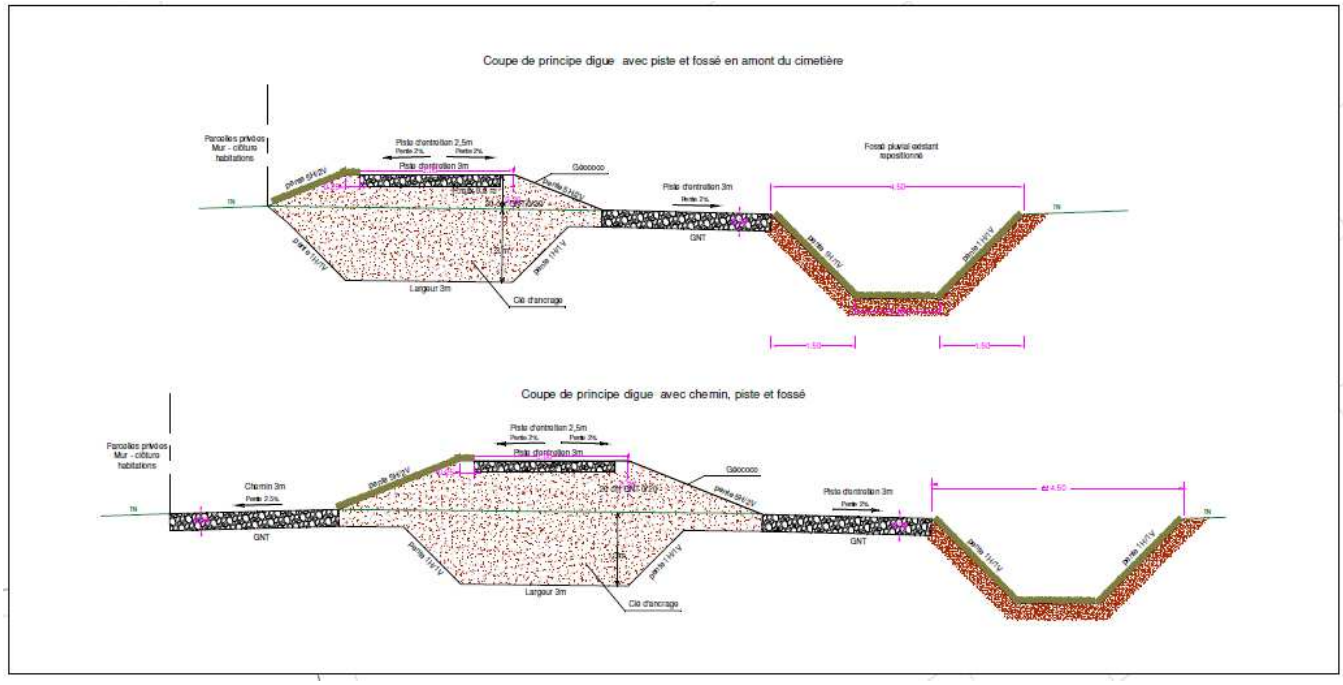
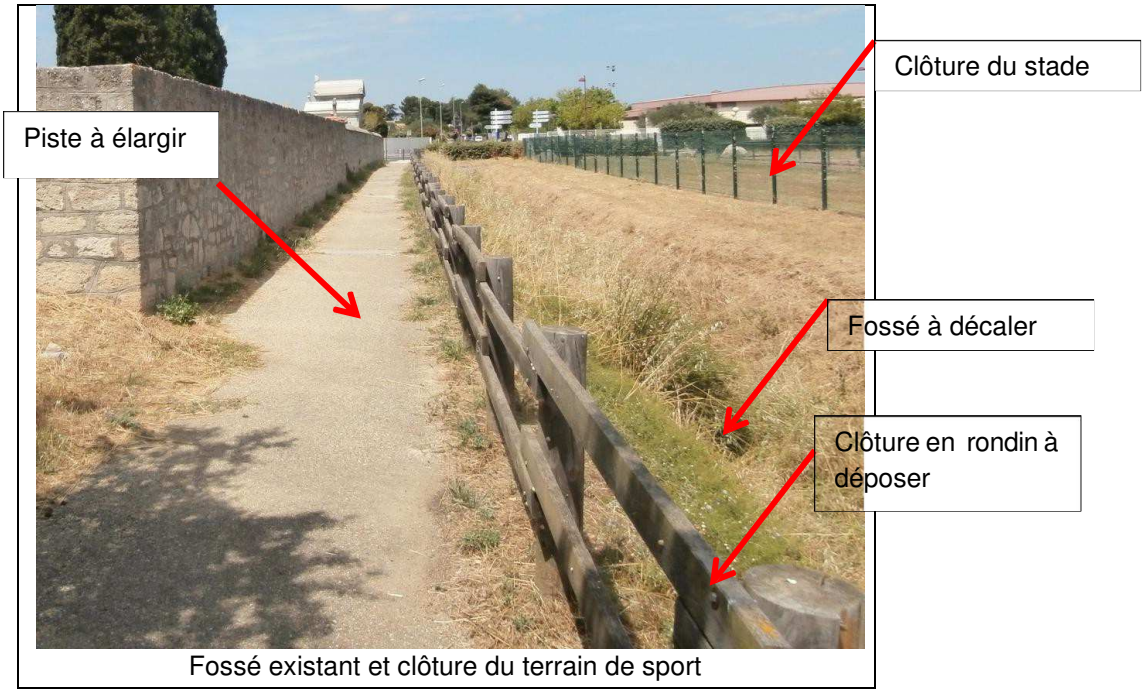


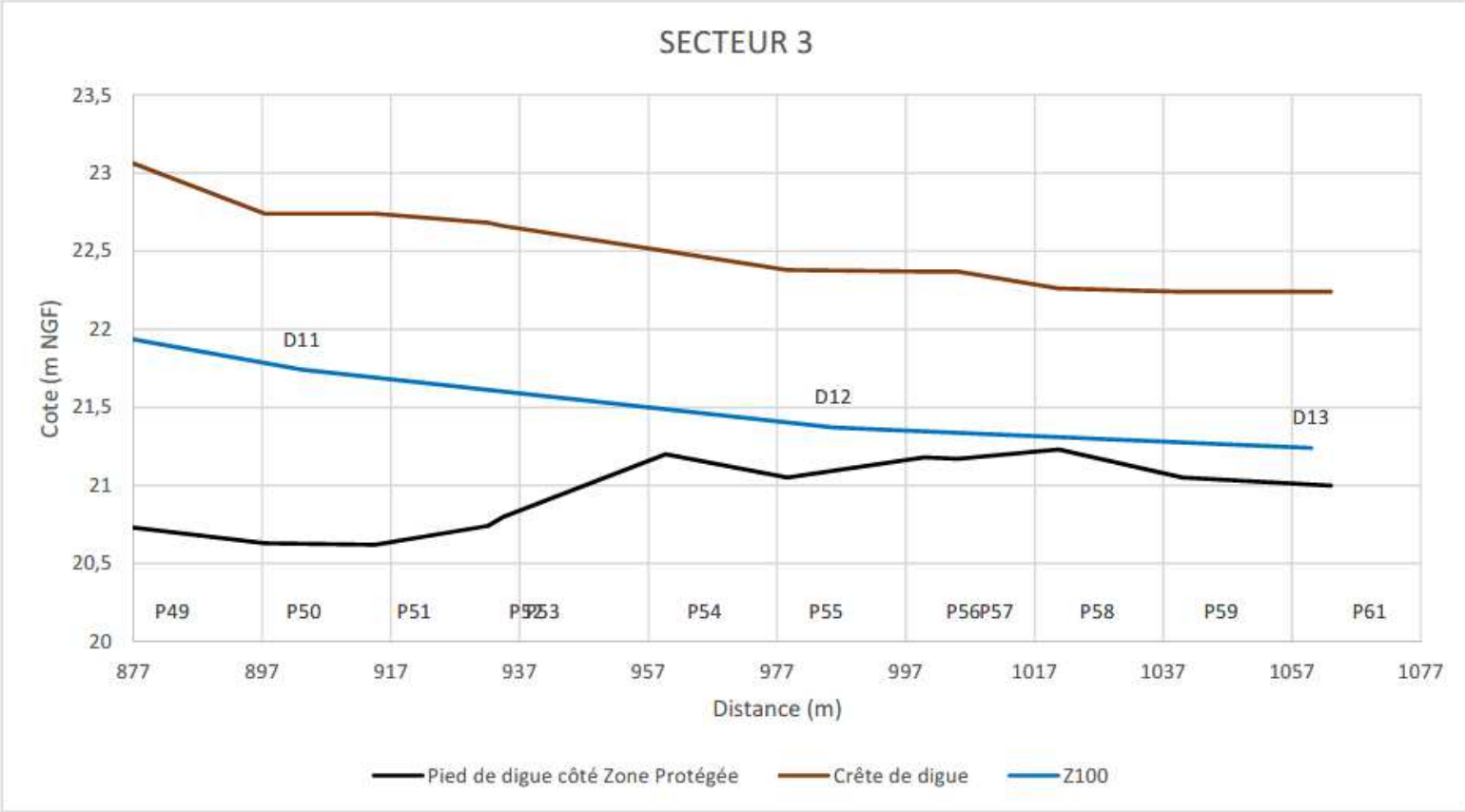
Figure 76 : Secteur 3 – Coupe type





Fossé existant et clôture du terrain de sport

Figure 77 : Secteur 3 – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 3 en Annexe n° 4.5.

5.2.7.2 Secteur 3 – Raccordements amont et aval

- Raccordement au secteur n° 2 : Au niveau de la jonction entre les palplanches et la digue en terre, une rampe permettra la continuité de la piste pour accéder à la piste sommitale,

- Raccordement au doit du mur du cimetière : Une rampe sera créée au niveau du mur du cimetière pour accéder à la piste sommitale.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

Nota : La hauteur d'eau pour le niveau de protection est inférieure à 20 cm au doit du mur du cimetière. Sa stabilité n'est pas menacée.

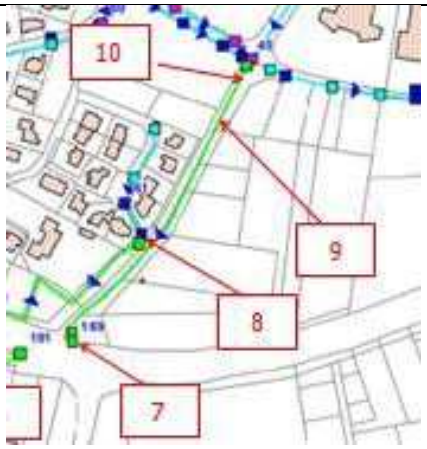
5.2.7.3 Secteur 3 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales

Au niveau du mur du cimetière, les réservations devront être reprises avec la mise en place d'une conduite équipée d'un clapet et d'une vanne de sectionnement.

Des conduites de ressuyage sont prévues pour assainir les eaux de ruissellements pluviales. Elles sont implantées sur le plan du secteur 3 en Annexe n° 4.5.

Sur le secteur 3, on recense les rétablissements hydrauliques suivants :

Figure 78 : Secteur 3 – Digue au niveau du cimetière – OH n° 7 à 10 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

	
Localisation	Photo N°7







Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 31 : Secteur 3 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe m NGF	Remarques	Travaux
7	1000	18,95	Exutoire du fossé	Pas de travaux
8	500	19,98		Mise en place d'un clapet + vanne DN500 sous regard coté zone protégée.
9	Réservation dans génie civil	21,04	Eaux de ruissellement du cimetière	Mise en place d'un clapet anti-retour et vanne de sectionnement DN300mm
10	cadre L2,5 m x H1 m	19,34		Prolongement du cadre sur 15 ml pour dévoiement du ruisseau

Les clapets sont sollicités pour de faibles débits dans le Coulazou.

5.2.7.4 Secteur 3 - Accès au chantier

L'accès au chantier pourra se faire depuis le portail du stade au niveau de la rue Jean Marc Rouan.

Photo 17 : Vue aérienne des accès au secteur 3



5.2.8 Secteur 4 – Mur des Campanelles

Sur le secteur 4, les travaux consistent à :

- Décaler le fossé existant,

- Création d'un mur depuis le portillon de l'école (rue Georges Pompidou) et la rue Jean Marc Rouan, (255 ml).

5.2.8.1 Secteur 4 - Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 79 : Secteur 4 – Mur des Campanelles – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

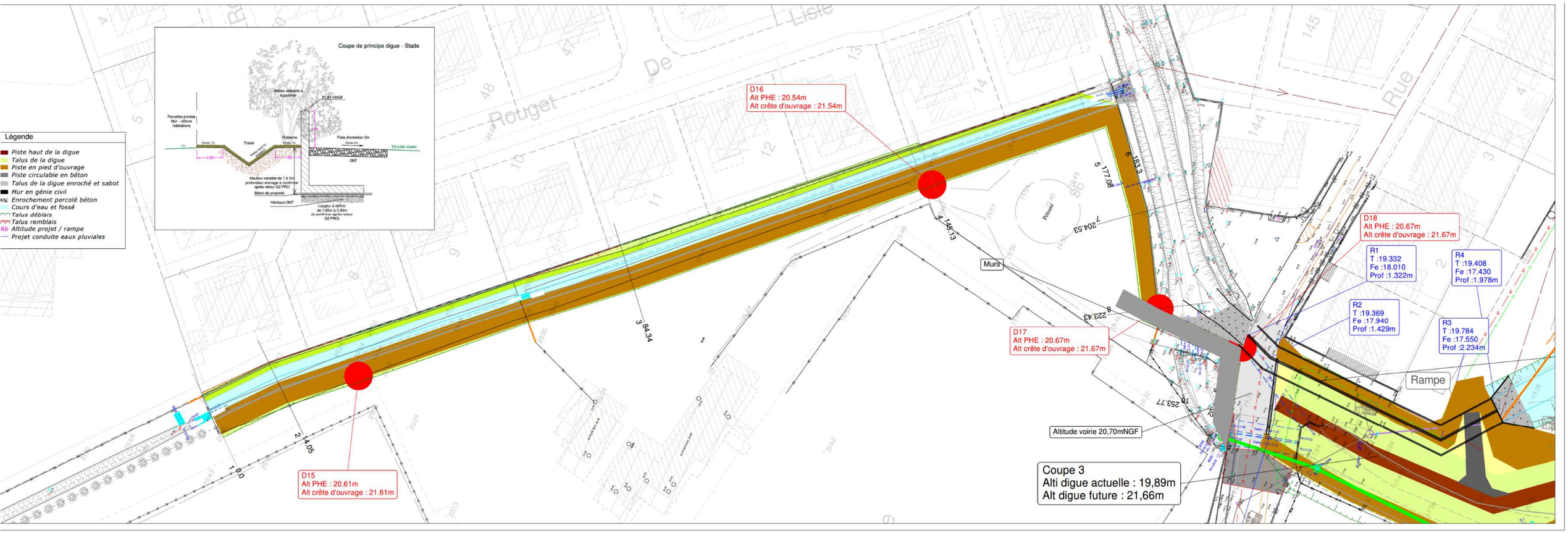


Figure 80 : Secteur 4 – Coupe type

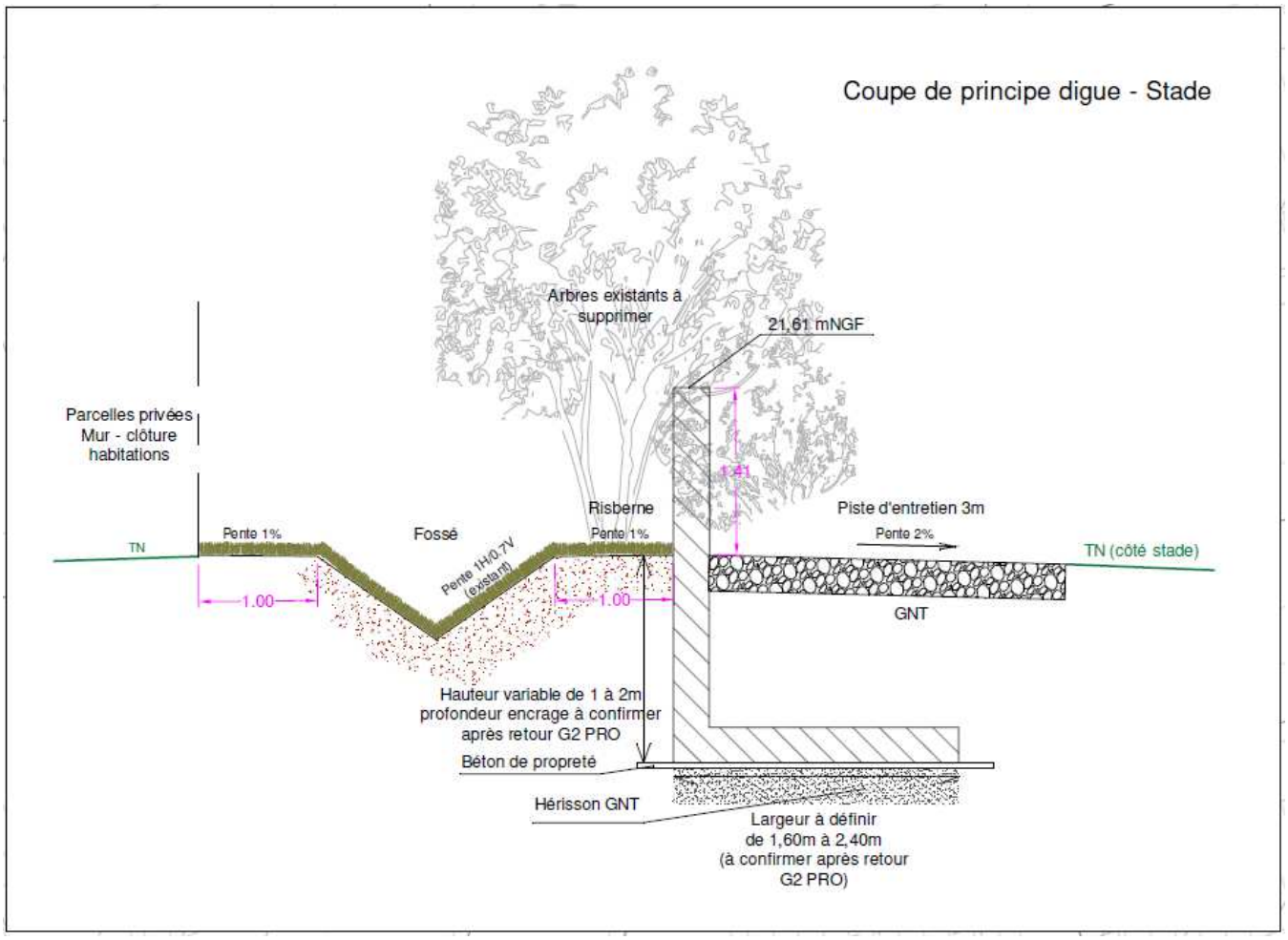
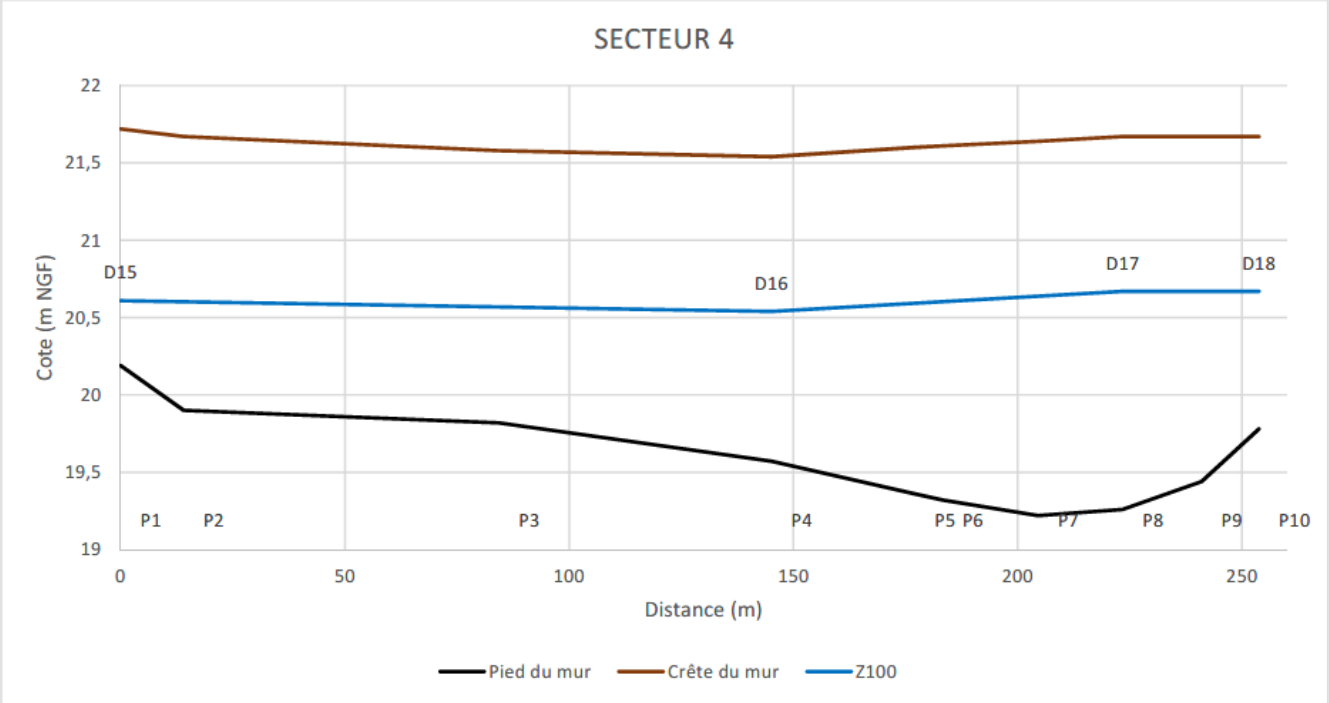


Figure 81 : Secteur 4 – Profil en long



5.2.8.2 Secteur 4 – Raccordements amont et aval

- Raccordement amont : au terrain naturel,

- Raccordement aval : le mur viendra se refermer le long de la voirie Rue Jean-Marc Rouan pour soutenir la rehausse de la voirie.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

5.2.8.3 Secteur 4 - Aménagement des pistes d'accès chantier

L'accès au chantier se fera depuis le portail du stade existant au niveau de la rue Jean-Marc Rouan (accès Sud). Le chemin est en bicouche avec une zone de retournement.

Un autre accès (accès Ouest) peut être aménagé depuis l'avenue Georges Pompidou. Celui-ci devra être aménagé dans la mesure où le site est clôturé.

Les accès envisagés sont présentés sur l'extrait de vue aérienne ci-dessous.

Photo 18 : Vue aérienne des accès au secteur 4



5.2.9 Secteur 5 – Dévoiement du ruisseau des Combes et rehausse de la voirie « Rue Jean-Marc Rouan »

Sur le secteur 5, les travaux consistent à :

- Démolition de la voirie et des ouvrages cadres existant,

- Création d'un mur de soutènement des remblais de la digue et de la rehausse de voirie,

- Rehausse de la voirie entre 2 murs de soutènements,

- Mise en place de batardeau amovible au niveau de la voirie.

5.2.9.1 Secteur 5 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 82 : Secteur 5 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

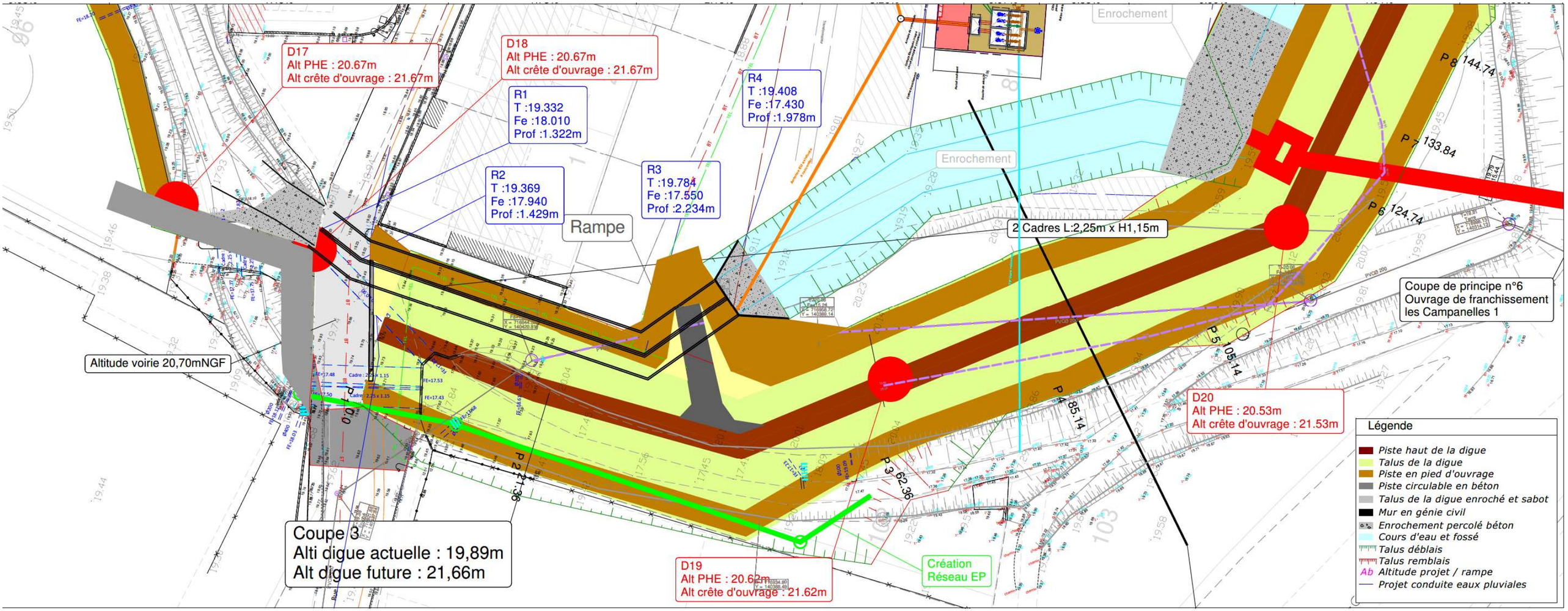


Figure 83 : Secteur 5 – Vue aérienne du Ruisseau des Combes et zone remblayée



Le remblaiement du Ruisseau des Combes n'aura pas d'impact sur l'évolution géomorphologique du ruisseau qui est largement anthropisé à l'amont de la zone remblayée.

Figure 84 : Secteur 5 – Dévoiement du Ruisseau des Combes – Coupe-type (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

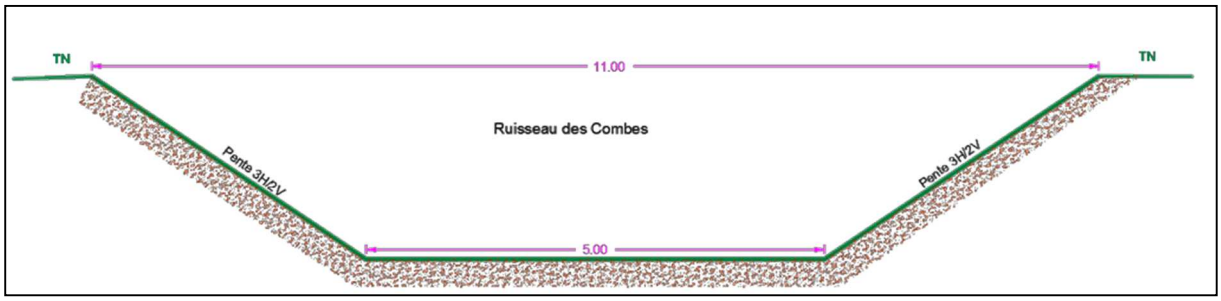
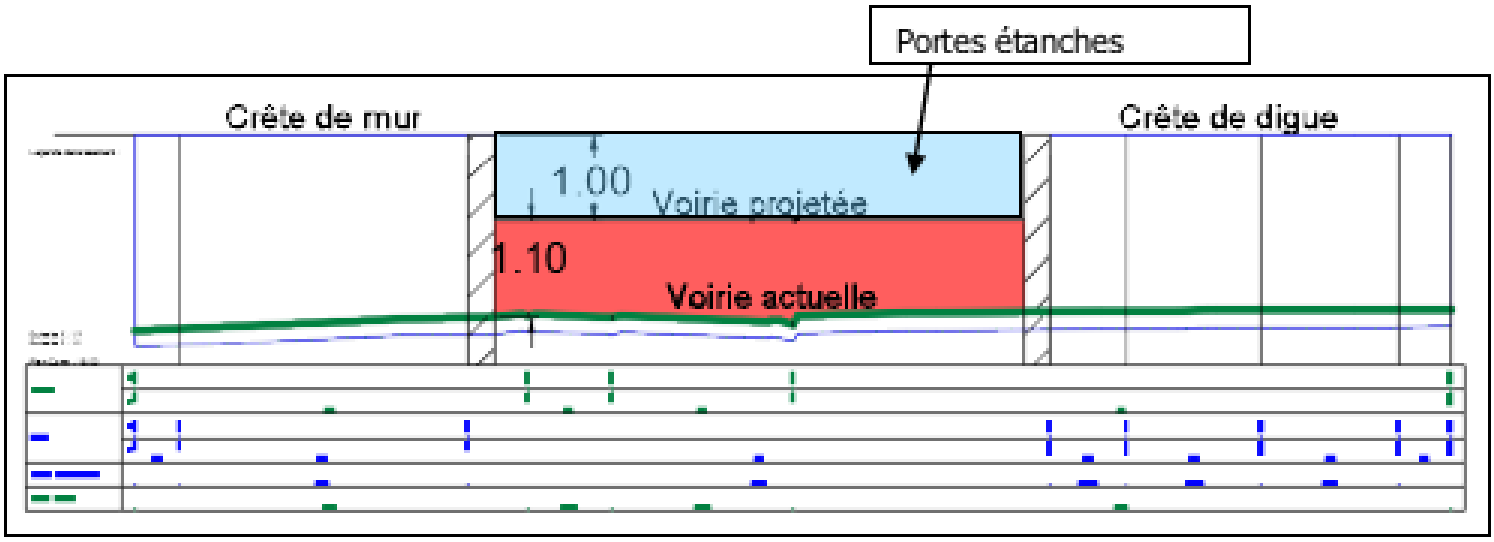


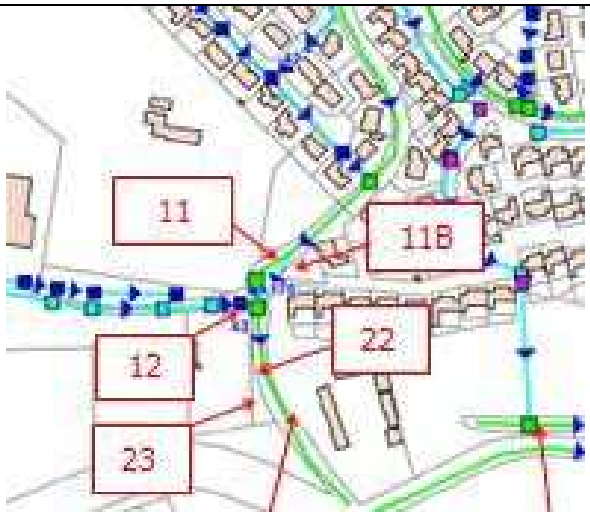
Figure 85 : Coupe au niveau de la rehausse de voirie rue Jean-Marc Rouan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



5.2.9.2 Secteur 5 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales

Sur le secteur 5, les ouvrages pluviaux à reprendre sont les suivants :

Figure 86 : Secteur 5 – OH n° 11, 11B, 12 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

	
Localisation	





Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 32 : Secteur 5 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe mN GF	Remarques	Travaux
11	cadre L2,25xH1,15	17,82	Ruisseau des Combes	Ouvrage à démolir
11B	Cadre L2xH0,9		Ruisseau des Combes	Ouvrage à démolir
12	600	17,68	Collecte des eaux de la rue Jean-Marc rouan	Conduite reprise par le collecteur pluvial à créer

5.2.10 Secteur 6 – Digue des Campanelles

Sur le secteur 6, les travaux consistent à :

- Arase de la digue existante,
- Comblement du ruisseau des Combes,
- Décalage du ruisseau des Combes (55 ml canalisés par des cadres bétons de 2 x L2,25 x H1,15 m, 70 ml en partie aérien),
- Edification de la digue en terre sur le principe de la section courante et décalage du fossé existant (770 ml),
- Création d'une surverse entre le ruisseau des Combes et le fossé,
- Création de 3 ouvrages de franchissement de la digue pour rétablissement hydraulique,
- Création d'une rampe d'accès,
- Reprise de toutes les arrivées pluviales existantes dans le nouveau fossé (démolition des têtes béton, réalisation d'un ouvrage béton et mise en place de clapet anti-retour).

5.2.10.1 Secteur 6 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 87 : Secteur 6 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

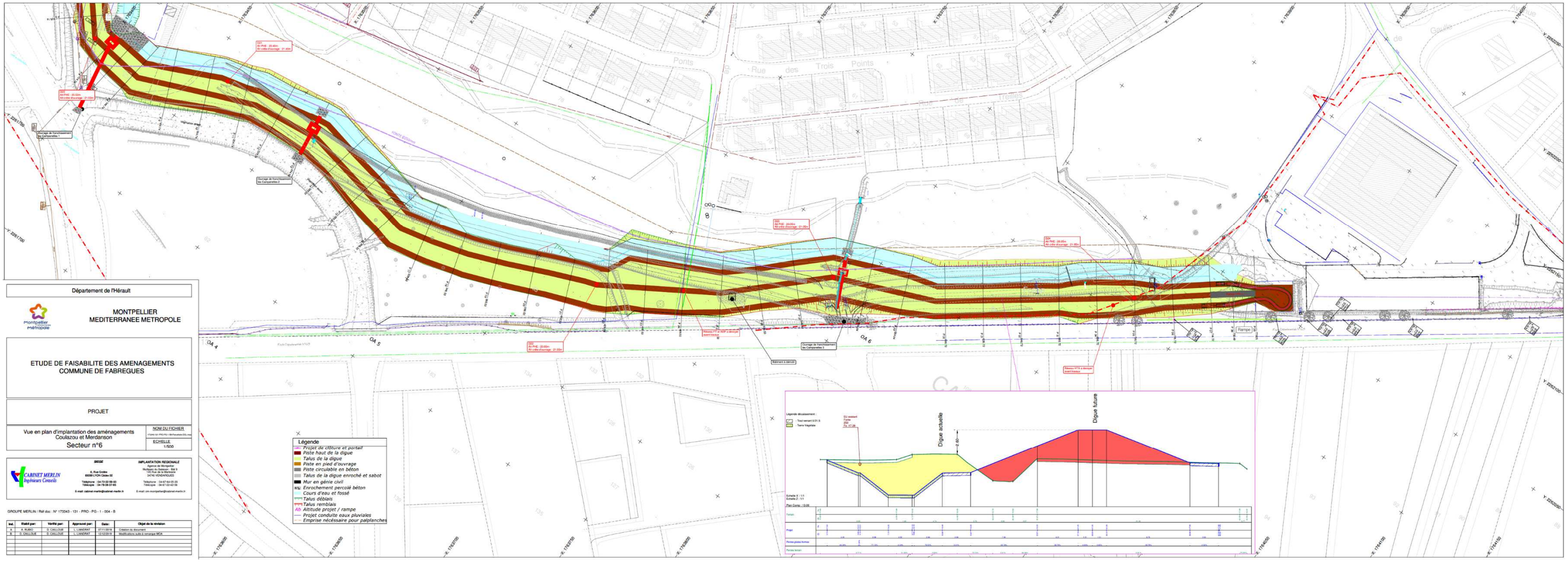


Figure 88 : Secteur 6 – Digue des Campanelles – Coupe-type (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

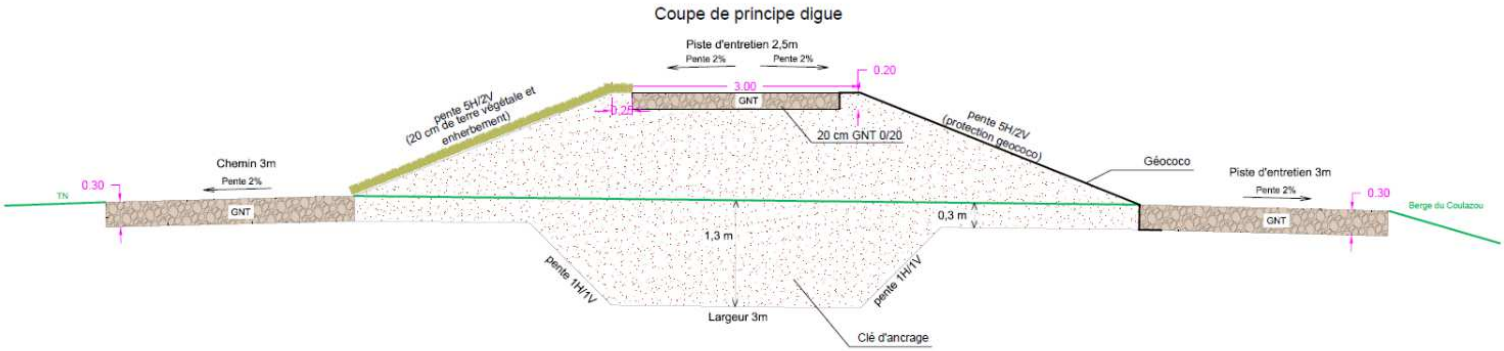
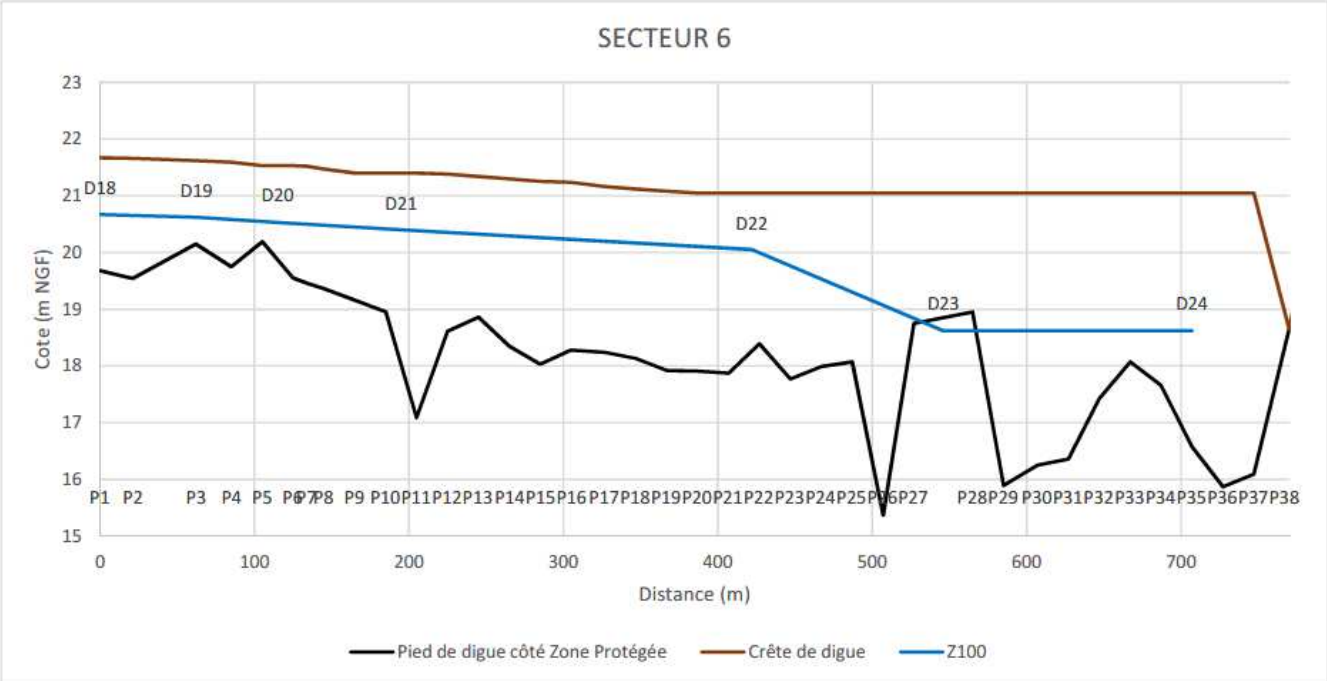


Figure 89 : Secteur 6 – Digue des Campanelles – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 6 en Annexe n° 4.8.

5.2.10.2 Secteur 6 – Raccordements amont et aval

- Raccordement Ouest : le raccordement de la digue se fait sur le mur de soutènement de la Rue Jean-Marc Rouan.

- Raccordement Est : au terrain naturel.

Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

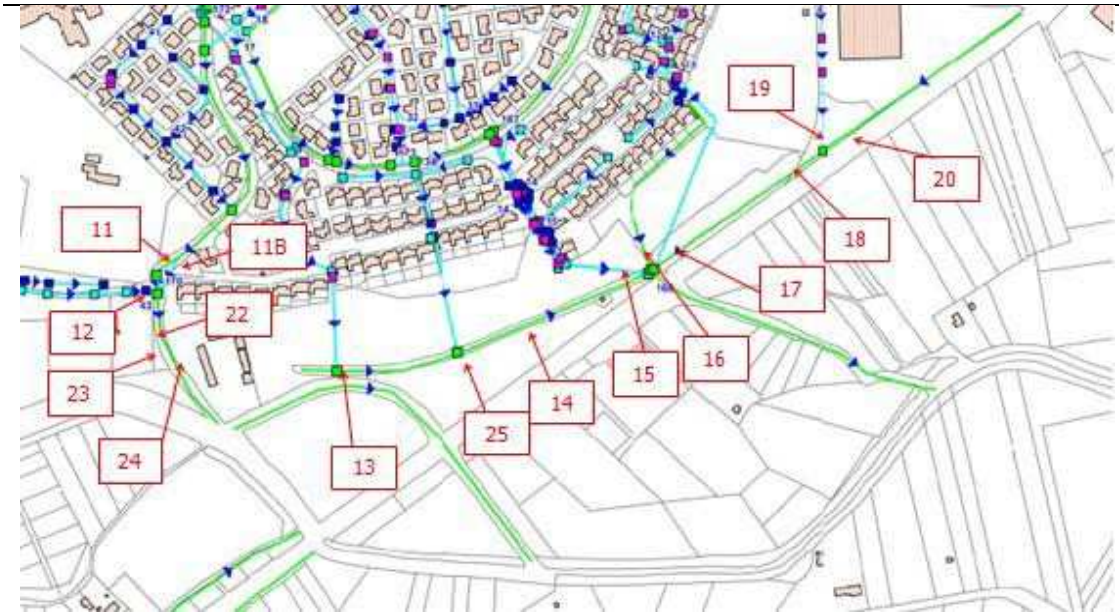
5.2.10.3 Secteur 6 - Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales

Afin d'assurer une évacuation optimale des eaux pluviales transitant dans le fossé, 3 ouvrages de franchissement seront mis en place sous la digue des Campanelles (Cf. Plan du secteur 6 en Annexe n° 4.8). Le détail des ouvrages de franchissement apparait sur les coupes en Annexe n° 4.13.

De nompbreux exutoires d'eaux pluviales sont collectés par le fossé existant. Les exutoires seront repris dans le nouveau fossé. Ils seront composés d'une tête d'ouvrage en béton.

Sur le secteur 6, les rétablissements hydrauliques impactés par le projet sont les suivants :

Figure 90 : Secteur 5 – OH n° 13 à 25 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



Localisation


13


14


15


16


18B


19


17


18





Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 33 : Secteur 6 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe m NGF	Remarques	Travaux
13	600	17.05	Absence de clapet	L'exutoire sera repris dans le nouveau fossé
14	2 x 600	Gauche : 16.68 Droite : 15.98	Equipé de clapet	L'exutoire sera repris dans le nouveau fossé
15	2 x 1000	Gauche : 14.90 Droite : 14.89	Equipé de clapet	Démolis dans le cadre des travaux
16	400	15.97	exutoire non équipé de clapet	Démolis dans le cadre des travaux
17	1000	14.95	exutoire non équipé de clapet	Démolis dans le cadre des travaux
18	600	15.66	Equipé d'un clapet	L'exutoire sera repris dans le nouveau fossé
18B		15.89	exutoire non équipé de clapet	L'exutoire sera repris dans le nouveau fossé
19	Fossé	17.27	Fossé existant	Fossé existant qui sera repris dans le nouveau fossé

20	2 x 600	15.97	Evacuation du bassin de rétention de la ZAC, pas de clapet	Démolis dans le cadre des travaux dans la mesure où il se situe dans l'emprise de la digue
22	200	18.61	A proximité du poste de refoulement, réseau non identifié	
23	300	17.23	A proximité du poste de refoulement et équipé de clapet	Travaux réalisés dans le cadre de la reprise du poste
24	100	19.09	A proximité du poste de refoulement (trop plein du poste ?)	Travaux réalisés dans le cadre de la reprise du poste
25	1000	15.90	Equipé de clapet	L'exutoire sera repris dans le nouveau fossé

5.2.10.4 Secteur 6 - Aménagement des pistes d'accès au chantier

L'accès au chantier pourra se faire depuis l'accès du PR actuel. L'accès principal se fera depuis la D613, et devra être aménagé par l'entreprise. 3M devra se rapprocher du service gestionnaire de la RD613 afin de connaître les modalités de création d'un accès depuis la route jusqu'au parcours de santé. Une piste en GNT de 3 m de large sera aménagée pour assurer la circulation des engins.

Photo 19 : Secteur 6 - Vue aérienne des accès



5.2.11 Secteur 7 – Mur du Merdanson

Sur le secteur 7, les travaux consistent à :

- Décalage du ruisseau existant et maintien de l'écoulement,
- Secteur 7.1 : Edification d'un mur sur pieux jointifs (70 ml),
- Secteur 7.2 : Edification d'un mur de soutènement (170 ml),
- Démolition de la passerelle piétonne rue du Vatican,

Photo 20 : Vue aérienne du Merdanson

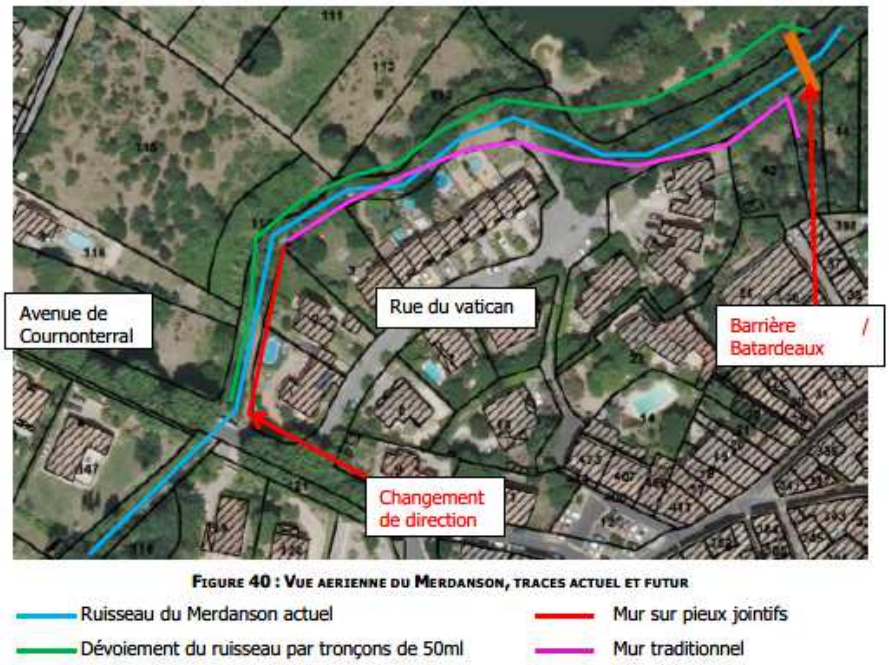


FIGURE 40 : VUE AERIENNE DU MERDANSON, TRACES ACTUEL ET FUTUR

5.2.11.1 Secteur 7 – Vue en plan – Coupe-type – Profil en long

Figure 91 : Secteur 7 – Vue en plan (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

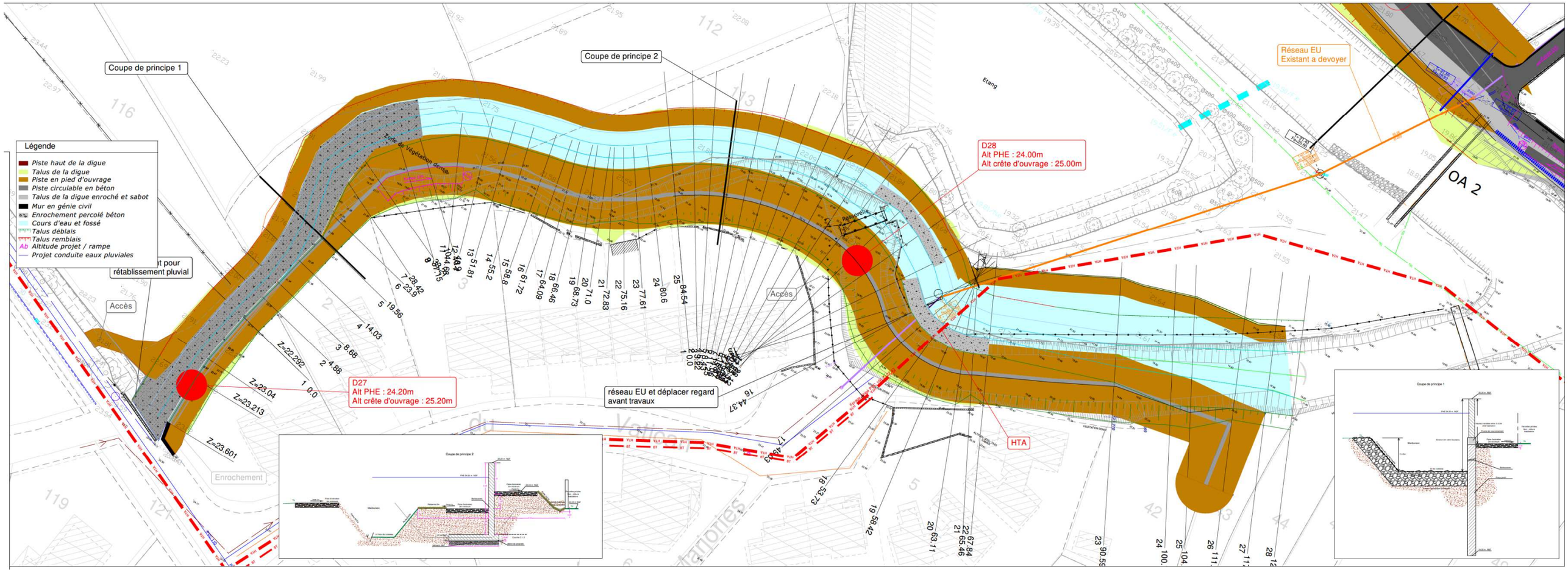


Figure 92 : Secteur 7.1 – Coupe de principe du Merdanson (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

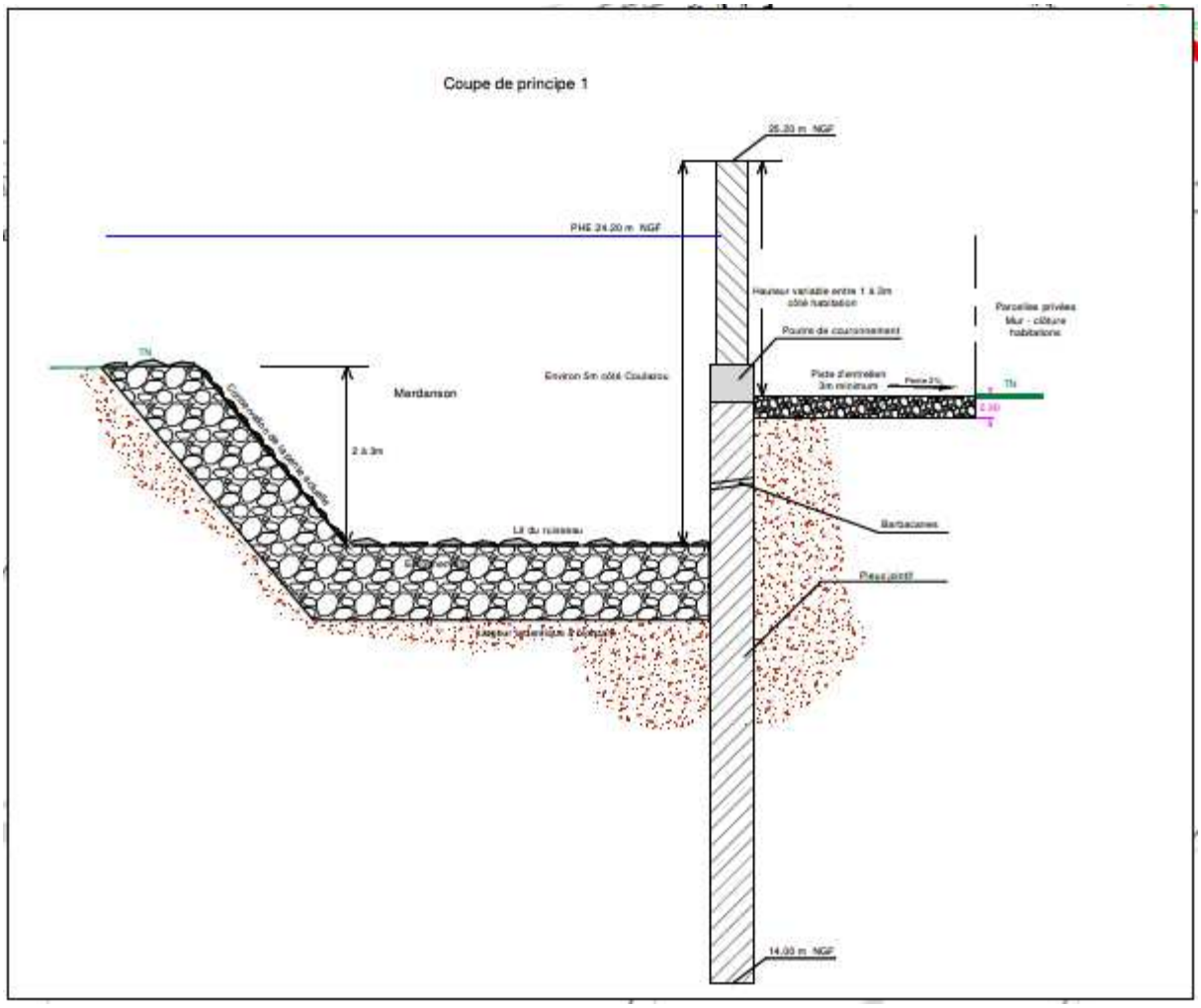
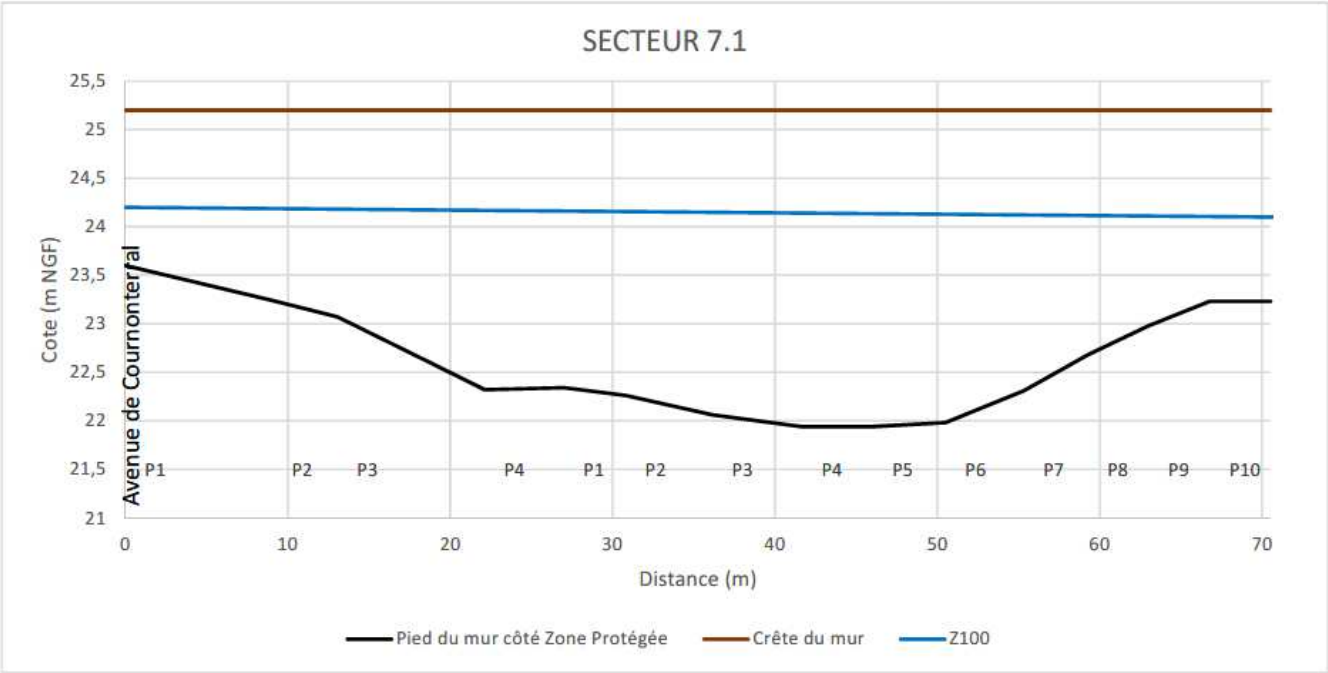


Figure 93 : Secteur 7.1 – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 7 en Annexe n° 4.9.

Figure 94 : Secteur 7.2 – Coupe de principe du Merdanson (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)

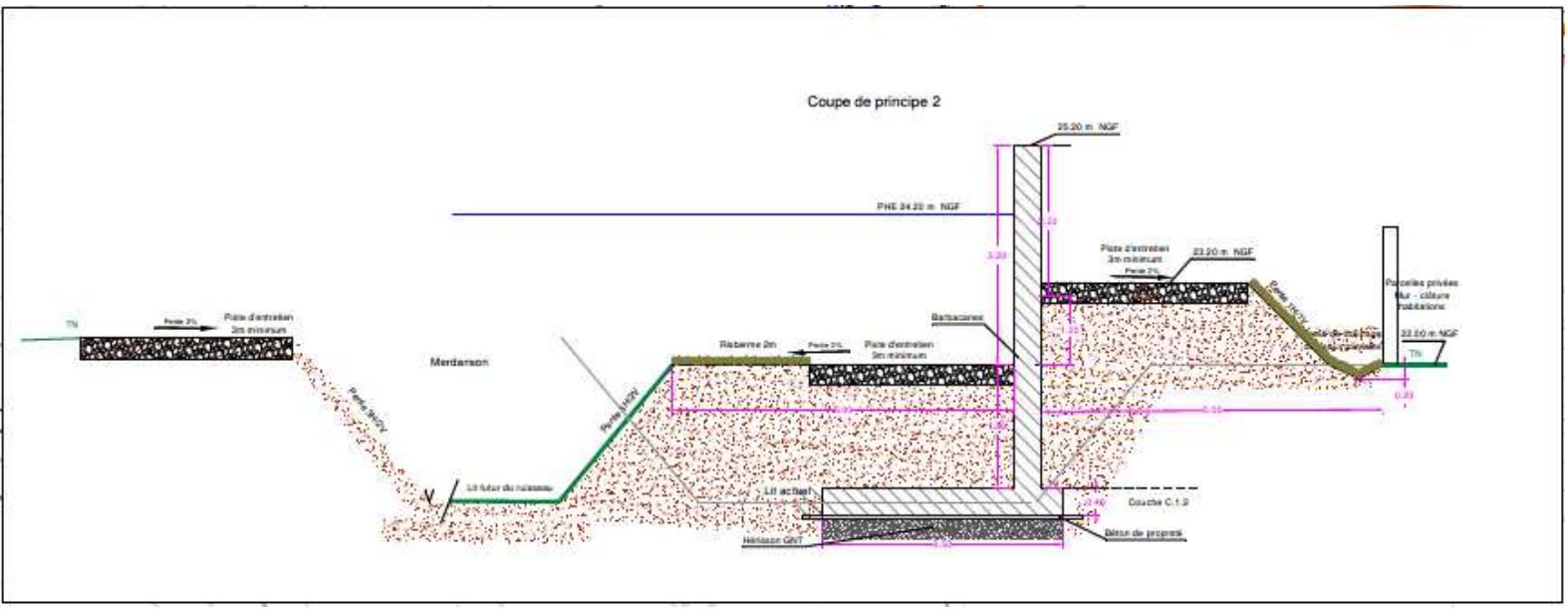
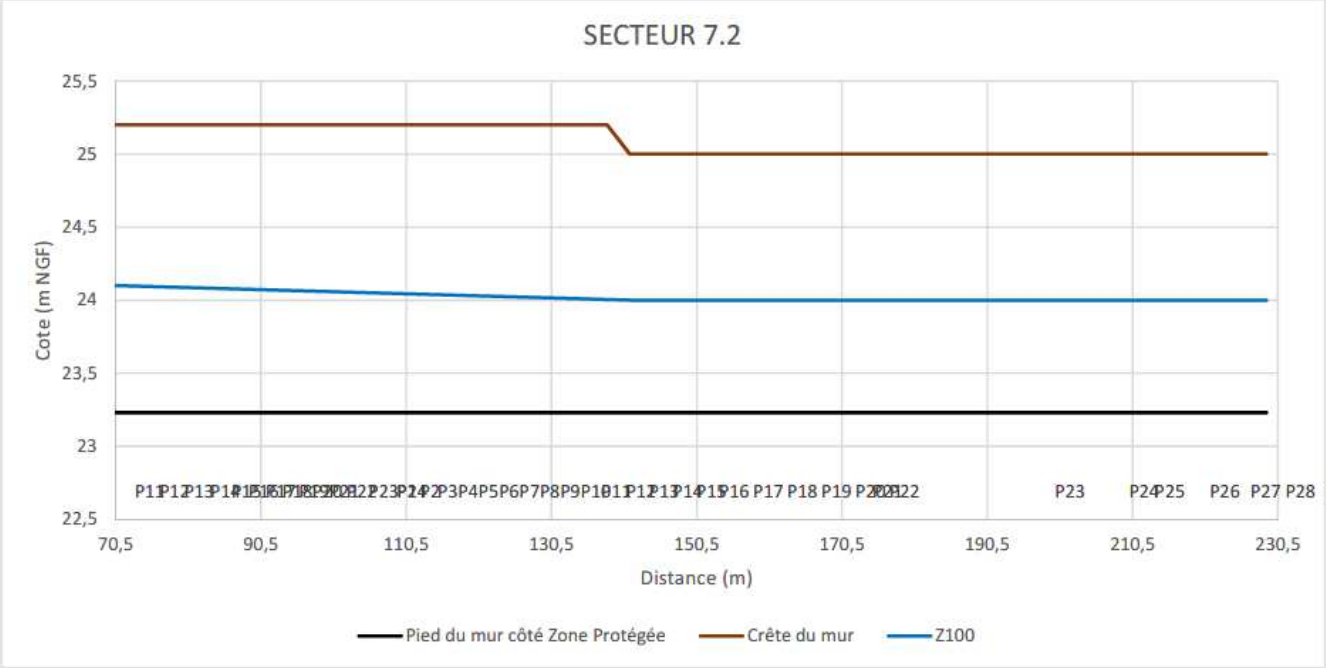


Figure 95 : Secteur 7.2 – Profil en long



Les profils en travers sont localisés sur le plan et sur le profil en long du secteur 7 en Annexe n° 4.9.

5.2.11.2 Secteur 7 - Raccordements amont et aval

- Le raccordement amont se fait sur le remblai de l'avenue de Cournonterral.
- Le raccordement aval se fait sur le terrain naturel

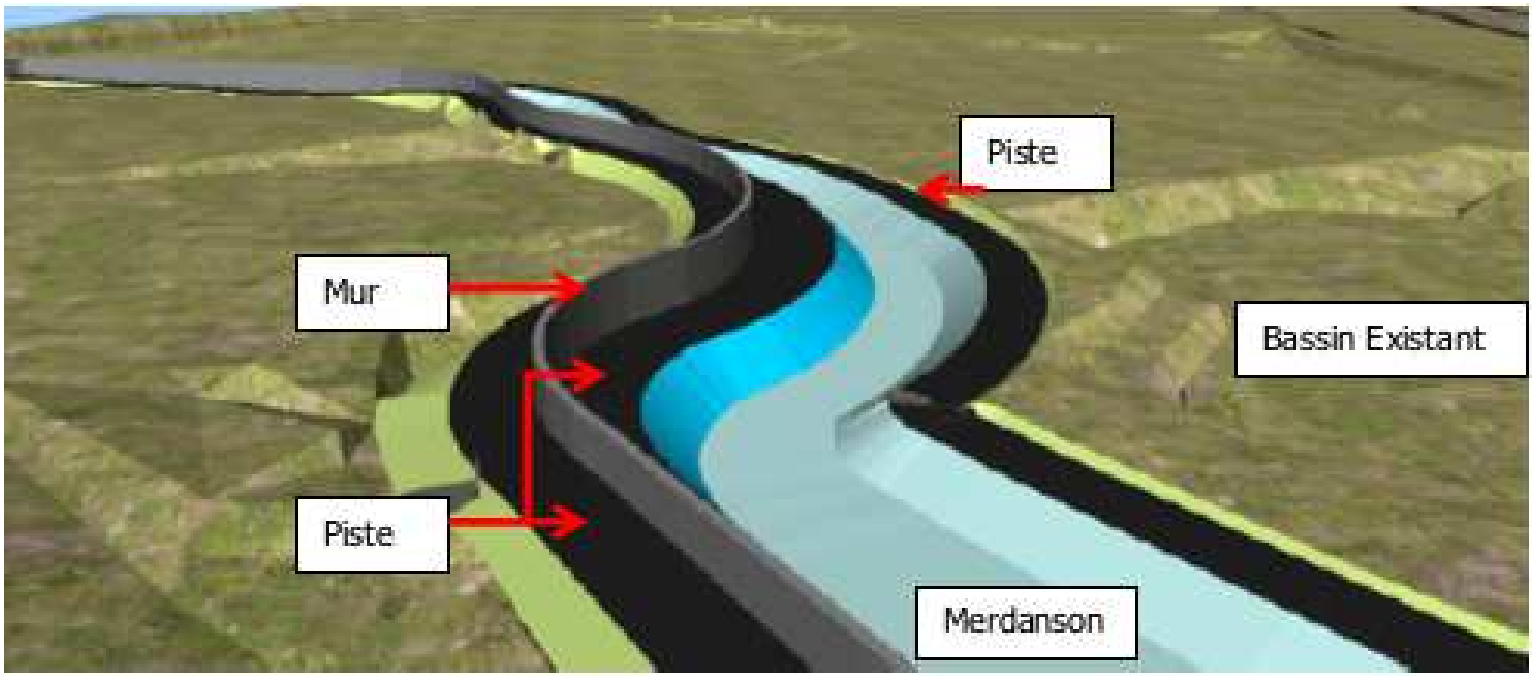
Ces raccordements ne constituent pas de points faibles du système d'endiguement.

5.2.11.3 Secteur 7 - Aménagement du Ruisseau du Merdanson

Une fois le mur édifié, le ruisseau du Merdanson sera reconstitué et la conduite provisoire en béton sera déposée et déplacée par tronçons de 50 ml.

Les caractéristiques des aménagements se trouvent sur le plan du secteur 7 en Annexe n° 4.9.

Figure 96 : Secteur 7 – Vue en 3D de l'aménagement (vue depuis le Coulazou) – (Source : PRO Cabinet MERLIN – 2020)



5.2.11.4 Secteur 7 - Transparence hydraulique du réseau pluvial

Sur le secteur 7, on recense les rétablissements hydrauliques suivants.

Figure 97 : Secteur 7 – OH n° 26 et 27 (Source : PRO Cabinet Merlin – 2020)



Localisation





Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques des points de rejets pluviaux et les travaux à effectuer :

Tableau 34 : Secteur 7 – Caractéristiques des points de rejets pluviaux

N°	DN	Fe m NGF	Remarques	Travaux
26	**500 mm**	Non relevé		Mise en place de clapet et vanne de sectionnement
27	fossé	Non relevé		Mise en place d'enrochement

Les habitations de la rue du Vatican se trouvent au point bas du bassin versant. Un fossé sera mis en place le long de la piste, une traversée du mur sera réalisée en DN600 mm au niveau de l'actuelle passerelle piétonne (point bas du secteur) pour évacuer les eaux collectées par le fossé dans le ruisseau du Merdanson. Un clapet anti-retour ainsi qu'une vanne de sectionnement sous regard seront mis en place.

5.2.11.5 Secteur 7 - Aménagement des pistes d'accès au chantier

L'accès au chantier pourra se faire au niveau de la rue du Pigou avec l'aménagement d'une piste sur les parcelles privées. Une convention devra être établie avec les propriétaires pour la réalisation des travaux et l'aménagement d'une piste provisoire. L'accès peut également se faire le long du Coulazou pour les travaux au niveau de la jonction entre le Coulazou et le Merdanson.

L'aménagement d'une piste ainsi qu'une plateforme seront nécessaires aux travaux de forage pour la réalisation des pieux jointifs. La piste aura une largeur de 10 m pour la mise en place de l'engin de chantier.

La piste de chantier sera prolongée le long des travaux sur une largeur de 3 m pour permettre la circulation des engins.

Photo 21 : Secteur 7 – Accès au chantier



5.2.12 Rôle de l'ancienne voie ferrée dans le système d'endiguement

L'ancienne voie ferrée située en amont de la zone urbaine de Fabrègues ne joue aucun rôle dans le système d'endiguement.

Le système d'endiguement se referme en aval de l'ancienne voie ferrée, sans contact avec celle-ci.

Le remblai de l'ancienne voie ferrée est de faible hauteur. Sa surverse se produirait pour une crue dépassant le niveau de danger du système d'endiguement.

Pour le niveau de protection du système d'endiguement, celui-ci ne pourrait pas être contourné par une éventuelle brèche dans le remblai de l'ancienne voie ferrée.

5.2.13 Récapitulatif des aménagements

Tableau 35 : Récapitulatif des aménagements

Secteur	Linéaire	Type ouvrage	Largeur en crête	Hauteur	Pente des talus
Digue de la Plantade					
1 Digue de la Plantade	575 m	Digue en remblais compactés	3 m	0.40 à 2.90 m	5H/2V
2.1 Mur amont rue Domergue	30 m	Digue en remblais compactés et mur de soutènement côté zone protégée	3 m	2.90 à 3.80 m	1H/1V Côté Coulazou Talus protégé par enrochements bétonnés
2.2 Entre Rue Domergue et Pont RD27	130 m	Rideau de palplanches	Risberme enrochée de 3 m	2.60 à 4.00 m	1H/1V Côté Coulazou Talus protégé par enrochements bétonnés
2.3 Pont RD27 - stade	130 m	Rideau de palplanches	Risberme enrochée de 3 m	1.00 à 3.30 m	1H/1V Côté Coulazou Talus protégé par enrochements bétonnés
3 Digue au droit du cimetière	190 m	Digue en remblais compactés	3 m	1.00 à 2.40 m	5H/2V
Digue des Campanelles					
4 Mur des Campanelles	255 m	Mur en béton armé	0.3 m	1.60 à 2.50 m	/
5 Rehausse voirie Rue Jean-Marc Rouan	6 m	Rehausse voirie et batardeau amovible	3 m	1.10 m	/
6 Digue des Campanelles	770 m	Digue en remblais compactés	3 m	0.00 à 5.70 m	5H/2V
Mur du Merdanson					
7.1 Mur aval avenue de Cournonterral	70 m	Mur en béton armé sur pieux jointifs	0.3 m	1.60 à 3.30 m	/
7.2 Mur de soutènement aval secteur 7.1	170 m	Mur de soutènement en béton armé	0.3 m	1.80 à 2.00 m	/

5.2.14 Mesures prises pendant la réalisation des travaux pour limiter les conséquences des crues ou des tempêtes pouvant survenir pendant les travaux

5.2.14.1 Phasage des travaux

Le phasage des travaux est tributaire des conditions météorologiques. Compte tenu de la situation du projet et son exposition aux crues du Coulazou et du Merdanson, les travaux sont divisés en plusieurs secteurs qui seront réalisés sur des périodes différentes en fonction de l'exposition aux crues.

Les périodes défavorables sont la saison automnale propice aux épisodes cévenols ainsi que le printemps ou les enjeux écologiques sont les plus importants.

Le projet de protection contre les inondations s'étale sur plusieurs centaines de mètres avec des portions plus ou moins sensibles selon leur implantation. En effet, une partie des travaux se déroule dans le lit mineur de cours d'eau. C'est le cas pour les travaux du Merdanson et pour les travaux sur le Coulazou, sur le secteur du soutènement en palplanche situé de part et d'autre de la RD27.

Les travaux sur ces secteurs sensibles devront être réalisés en dehors des périodes défavorables.

Durant ces périodes moins favorables, les travaux plus éloignés des berges seront privilégiés comme la réalisation du mur de soutènement des Campanelles depuis le portillon de l'école (rue Georges Pompidou) jusqu'à la rue Jean Marc Rouan et la digue des Campanelles.

- Digue de la Plantade :
  - De la voie ferrée à la rue Sainte Baudile :
    Sur cette portion, il n'y a pas de digue existante et les travaux se déroulent dans le lit majeur du Coulazou. Une piste d'accès sera aménagée côté habitation pour la circulation des camions. Les travaux se dérouleront de l'amont vers l'aval.
  - De la rue Sainte Baudile à la passerelle rue Domergue :
    La digue de la Plantade ne peut être réalisée qu'après arasement de la digue existante dans la mesure où elle est recontruite en lieu et place de la digue existante. Les travaux se dérouleront de l'amont vers l'aval par tronçons de 50 ml. Les travaux se situent dans le lit majeur du Coulazou.
  - De la passerelle rue Domergue au pont de la RD27 :
    Sur ce secteur, un mur de clôture délimite la partie privative des habitations et joue le rôle d'ouvrage de protection contre les crues. Les travaux se dérouleront en partie dans le lit mineur du Coulazou. Des batardeaux ainsi que du pompage seront donc mis en place pour assurer une zone de chantier protégée et hors d'eau. Les travaux devront se dérouler durant une période favorable en partant du pont de la RD27 jusqu'à le rue Domergue.
  - Du pont de la RD27 jusqu'à l'exutoire du fossé pluvial :
    La digue existante devra être arasée de l'aval vers l'amont. Les travaux vont se dérouler en partie dans le lit mineur du Coulazou. Des batardeaux ainsi que du pompage seront donc mis en place pour mettre hors d'eau le chantier et sécuriser le personnel. Les travaux devront se dérouler durant une période favorable (période d'étiage) en partant du pont de la RD27 et allant vers l'aval.
  - Aménagement le long du fossé pluvial jusqu'à la rue Jean-Marc Rouan :
    Sur ce secteur, les travaux vont se dérouler dans le lit majeur du Coulazou, le risque d'inondations est donc limité. La digue existante devra être arasée dans la mesure où celle-ci est reconstruite en lieu et place.Le travaux se feront de l'amont vers l'aval.

- Digue des Campanelles :
  - De l'école (Rue Georges Pompidou) jusqu'à la rue des 3 ponts :
    Les travaux sur ce secteur sont éloignés du Coulazou. Ils peuvent être réalisés indépendamment des autres aménagements et même en cas de crue du Coulazou. Les travaux se feront de l'amont vers l'aval.
  - Franchissement de la rue des 3 ponts :
    Le franchissement de la rue constitue un point singulier qui nécessitera un phasage particulier et la réalisation des travaux en période favorable. Le risque à craindre est principalement celui d'une crue du Ruisseau des Combes, mais également d'une crue du Coulazou.
    Le phasage des travaux est le suivant :
    - Travaux de déviation du ruisseau des Combes à réaliser de l'aval vers l'amont,
    - Déviation du réseau EP côté terrain de tennis et stade,
    - Réalisation du mur côté Nord sur 20 ml,
    - Travaux de rehausse de la voirie,
    - Edification de la digue à l'aval de la rue des 3 ponts.
  - Digue au niveau du parcours de santé :
    La digue des Campanelles ne peut être réalisée qu'après arasement de la digue existante dans la mesure où elle est reconstruite en lieu et place.
    Le phasage des travaux est le suivant :
    - Terrassement pour décalage du fossé,
    - Arase de la digue existante par tronçon de 50 ml puis édification de la digue.

- Merdanson :
  Les travaux se dérouleront de l'aval vers l'amont par tronçons de 50 ml. Des batardeaux seront mis en place pour éviter les remontées des eaux du Coulazou.

5.2.14.2 Prescriptions en phase chantier

Les travaux se dérouleront dans les zones inondables du Coulazou et du Merdanson, des prescriptions en phase chantier seront nécessaires pour tenir compte de ce risque.

Cette contrainte implique les points suivants :

- L'entrepreneur retenu pour la réalisation des travaux devra se tenir informé en temps réel des conditions météorologiques de la région de façon à prévenir tout risque vis-à-vis de ses moyens humains et matériels ainsi que ne pas générer de situation aggravant la situation d'inondation pour les riverains,

- 3M, le Maître d'œuvre et l'entrepreneur devront respecter les consignes de surveillance en phase travaux qui sont jointes en Annexe n° 7.

- La réalisation des travaux ne devra pas avoir pour conséquence la limitation, même momentanée de la section hydraulique des cours d'eau. Comme vu dans le paragraphe précédent, l'installation des palplanches aux abords du pont de la RD27 ainsi que la réalisation du mur de soutènement en rive droite du Merdanson nécessiteront l'installation de batardeaux dans le lit du cours d'eau. Par conséquent, l'entreprise devra être en mesure de pouvoir les extraire sous 24 h dès l'annonce d'un risque de crue par les services de prévisions météorologiques.

- Le phasage des travaux sera organisé de manière à garantir un niveau de protection équivalent à l'état actuel. (Voir alinéa suivant),

- En cas d'alerte météorologique durant les travaux, des batardeaux seront à demeure sur le chantier et prêts à être mis en place. Les travaux seront réalisés par tronçon d'une cinquantaine de mètres

linéaire, l'entreprise devra prévoir le nombre de batardeaux nécessaire pour assurer la continuité des protections entre la digue existante et les travaux en cours.

- Les matériaux et les engins de chantier devront être stationnés hors zone d'expansion de la crue.

Ces dispositions seront inscrites au cahier des charges du marché de travaux.

5.3 Accès aux ouvrages

5.3.1 en phase chantier

L'accès aux zones de chantier sera relativement complexe étant donné que le Coulazou est situé en agglomération avec des contraintes topographiques et foncières importantes.

- Merdanson : L'accès au chantier pourra se faire au niveau de la rue du Pigou avec l'aménagement d'une piste sur les parcelles privées. Une convention devra être établie avec les propriétaires pour la réalisation des travaux et l'aménagement d'une piste provisoire.
  L'accès peut également se faire le long du Coulazou pour les travaux au niveau de la jonction entre le Coulazou et le Merdanson

- Digue de la Plantade : l'accès au chantier se fera par l'allée du pont de fer, la rue Saint Baudile et la rue Domergue,

- Digue en amont du pont de la RD27 : l'accès au chantier se fera par la rue Domergue, une piste sera aménagée le long des parcelles privées. Une partie de la parcelle 124 (du terrain de pétanque) devra être aménagée pour la réalisation des travaux.

- Digue en aval du pont de la RD27 : l'accès au chantier pourra se faire depuis la rue des Troènes, un accès sera aménagé le long du pont de la RD27,

- Digue le long du cimetière :
  L'accès au chantier pourra se faire depuis le portail du stade au niveau de la rue Jean-Marc Rouan.

- Digue à proximité du Ruisseau des Combes :
  L'accès au chantier pourra se faire depuis l'avenue Georges Pompidou,

- Digue des Campanelles :
  L'accès au chantier pourra se faire depuis l'accès du PR actuel.

5.3.2 En phase exploitation

- Digue de la Plantade en amont de la Rue Domergue : Pistes en crête de digue et en pied de digue côté Coulazou accessibles depuis la Rue Domergue. Deux rampes d'accès à la piste sommitale sont mises en place :
  - Côté voie ferrée, la rampe sera en ligne droite,
  - Au niveau de la Rue Sainte Baudile, la rampe arrivera à la perpendiculaire, la rampe sera évasée en tête pour permettre la giration des engins d'entretien.

- Mur entre la Rue Domergue et le pont de la RD27 : Piste en pied de mur côté Coulazou accessible depuis la Rue Domergue. Au niveau de la Rue Domergue, une rampe d'accès de 3 m de large est mise en place avec des murs de soutènement de part et d'autre pour minimiser l'emprise.

A l'aval de la passerelle, une rampe sera créée le long des palplanches pour accéder aux berges du Coulazou (la rampe sera circulable avec les engins d'entretien).

- Mur en aval de la RD27 jusqu'au changement de direction de la digue : Piste en pied de mur côté Coulazou accessible depuis la rue des Troënes,

- Digue au droit du complexe sportif : pistes en crête de digue et en pied de digue côté stade accessibles depuis la rue Jean-Marc Rouan. Une rampe d'accès sera créée au niveau du mur du cimetière pour accéder à la piste sommitale. Une autre rampe d'accès à la piste le long des palplanches depuis les berges du Coulazou en passant par le stade.

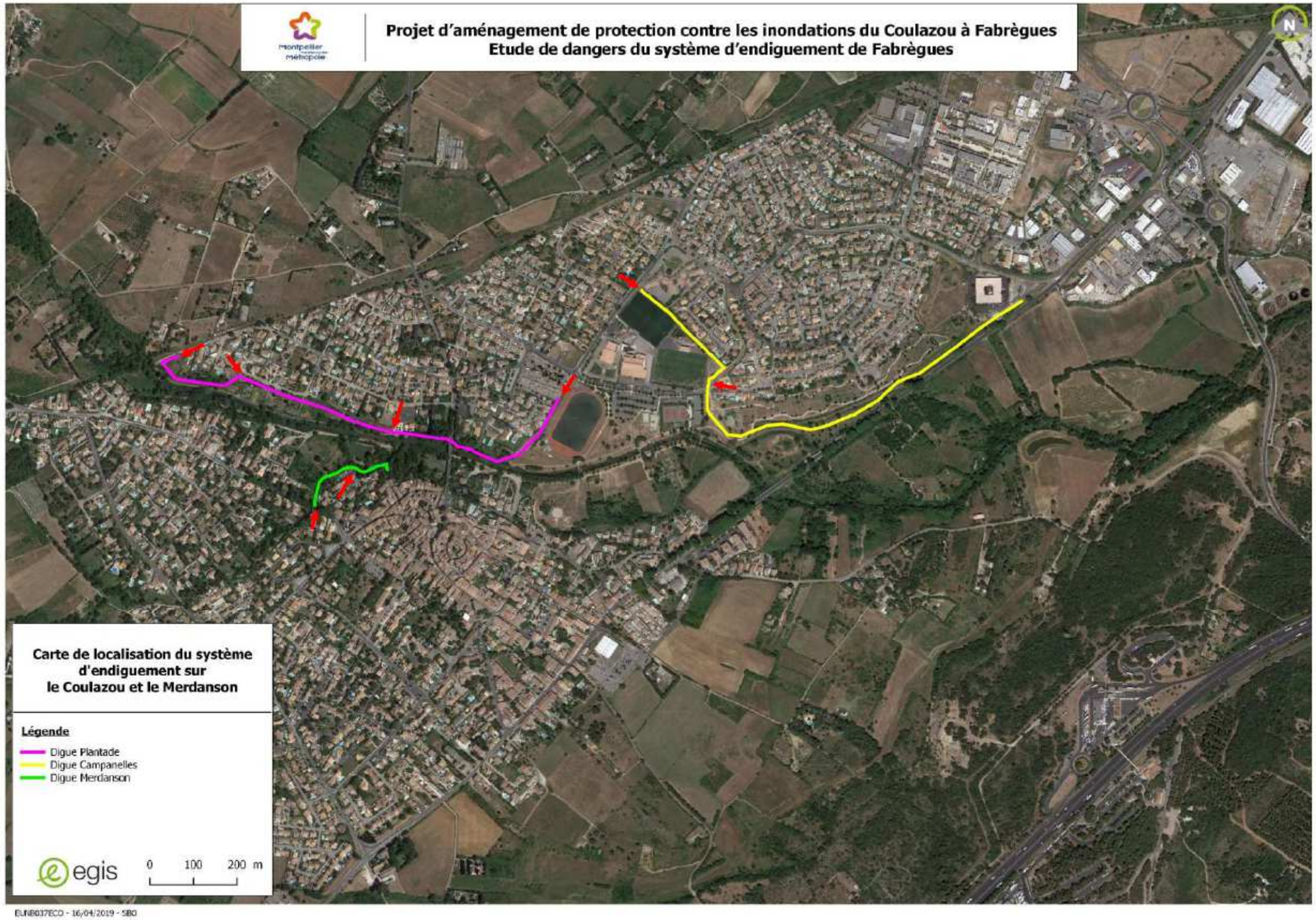
- Mur le long du stade : piste en pied de mur côté stade, accessible depuis la rue Jean-Marc Rouan,

- Digue des Campanelles : Pistes d'entretien en crête de digue et en pied de digues des deux côtés, accessibles depuis le PR actuel. Une rampe d'accès est créée sur ce secteur pour accéder à la piste sommitale. Elle sera mise en place au niveau de l'ancien PR. Un deuxième accès pourra se faire à l'extrémité Est de la digue dans la mesure où la crête de digue rejoint le terrain naturel.

- Digue du Merdanson : Pistes d'entretien en pied de mur côté protégé et localement côté Merdanson accessibles depuis l'Avenue de cournonterral et à partir de la Rue du Vatican.

L'accès à tous les ouvrages est ainsi possible depuis les voies publiques.

Figure 98 : Accès aux ouvrages en phase d'exploitation



5.4 Description fonctionnelle du système d'endiguement

La description fonctionnelle du système d'endiguement est réalisée à l'aide d'une modélisation hydraulique des écoulements.

5.4.1 Synthèse du fonctionnement du système d'endiguement

Le système d'endiguement de Fabrègues assure la protection pour une crue centennale du Coulazou, associée à une crue centennale du Merdanson, avec une revanche de 1.00 m :

- De la rive gauche du Coulazou entre l'ancienne Voie ferrée à l'amont et la Rue Jean-Marc Rouan, par une combinaison de digues en terre compactée, de murs en béton armé et de rideaux de palplanches – Digue de la Plantade,

- De la rive gauche du Coulazou le long de la ZAC des Campanelles entre la rue des Trois Ponts et la ZAC « Les Hauts de Fabrègues » par une digue en terre compactée – Digue des Campanelles, et d'un mur depuis le portillon de l'école (rue Georges Pompidou) et la rue Jean Marc Rouan – Mur des Campanelles,

- De la rive droite du Merdanson entre l'Avenue de Cournonterral et la confluence avec le Coulazou, grâce à un mur en béton armé – Digue du Merdanson.

Le système d'endiguement de Fabrègues ne protège pas contre les apports suivants :

- Ruisseau de la Gare, en rive gauche du Coulazou,

- Ruisseau des Combes, en rive gauche du Coulazou,

- Apports pluviaux de la zone urbaine en rive gauche du Coulazou. Dans le cas des apports pluviaux, des ouvrages de transparence hydraulique sont installés aux exutoires du réseau d'évacuation pluviale. Ils sont dimensionnés pour une crue centennale et sont équipés de clapets anti-retour.

On ne note pas d'autres secteurs urbanisées non protégés sur la commune de Fabrègues à l'exception des zones situées en amont de la RD185 (Avenue de Cournonterral) sur le Merdanson.

Par ailleurs, les infrastructures sportives de la commune situées en rive gauche du Coulazou en aval de la RD27 ne sont pas protégées.

5.4.2 Caractérisation des crues inférieures au niveau de protection

5.4.2.1 Zones inondées pour T = 10, 30 et 100 ans

Figure 99 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

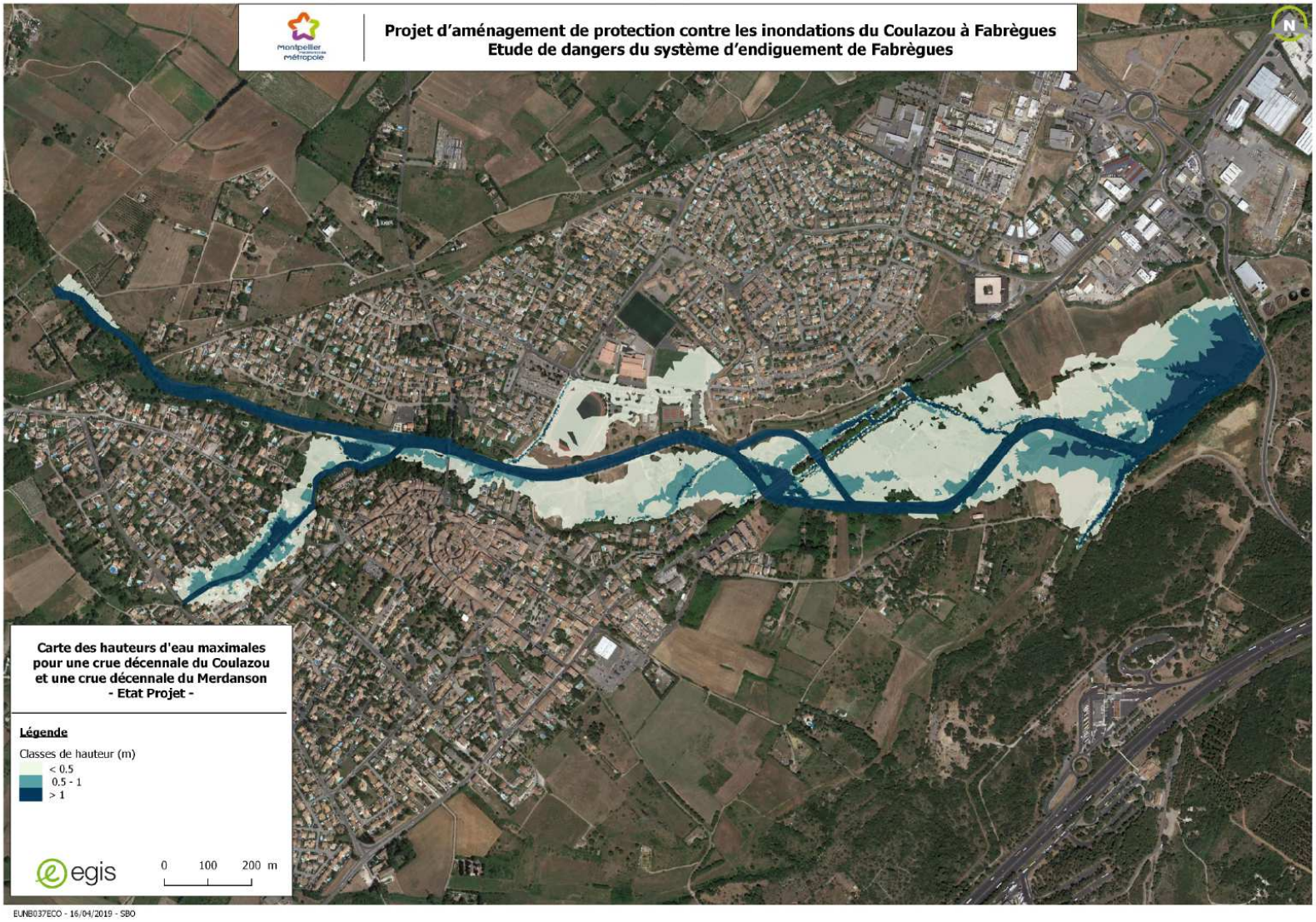


Figure 100 : Crue décennale du Coulazou associée à une crue décennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement

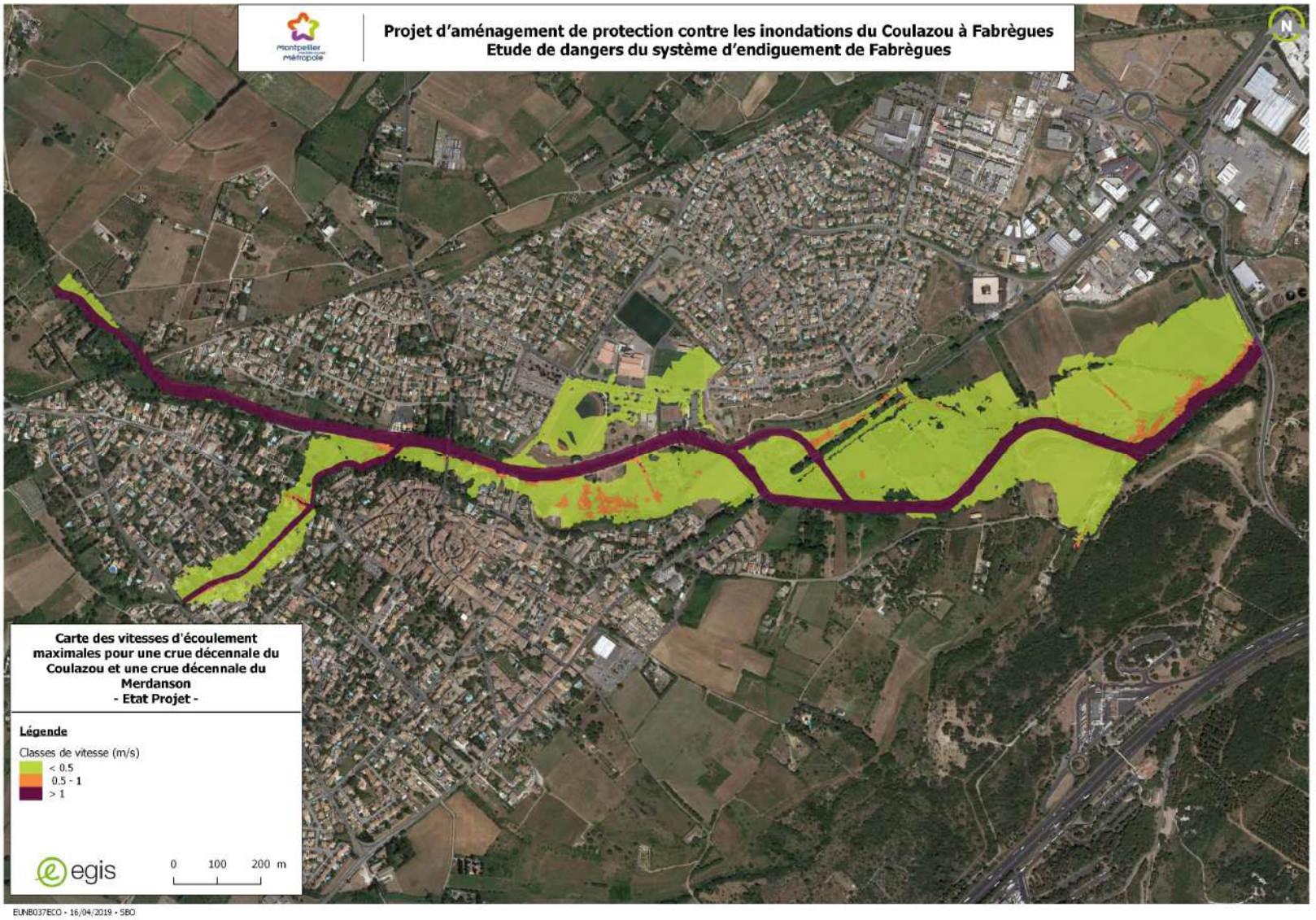


Figure 101 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

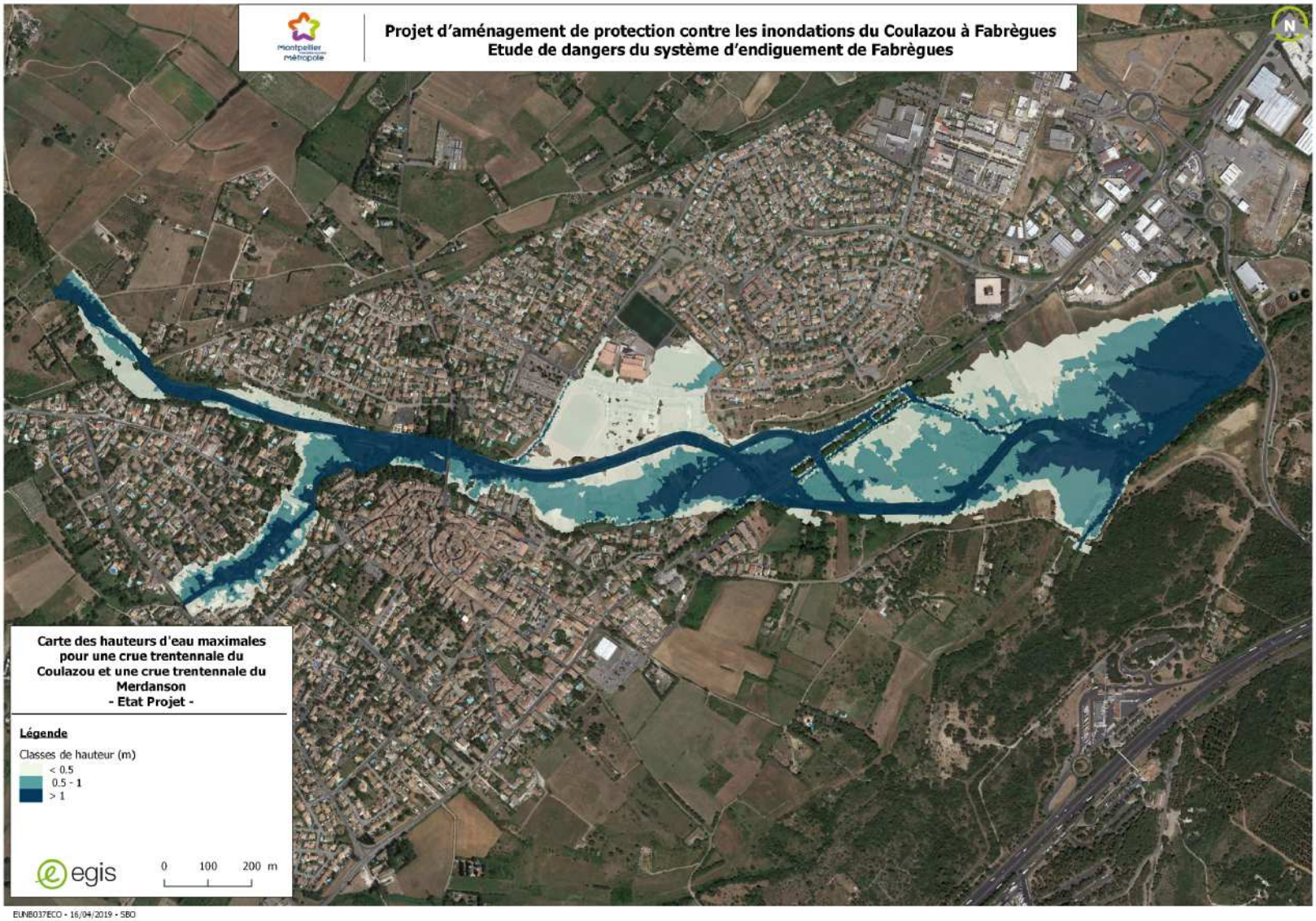


Figure 102 : Crue trentennale du Coulazou associée à une crue trentennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des viteses d'écoulement

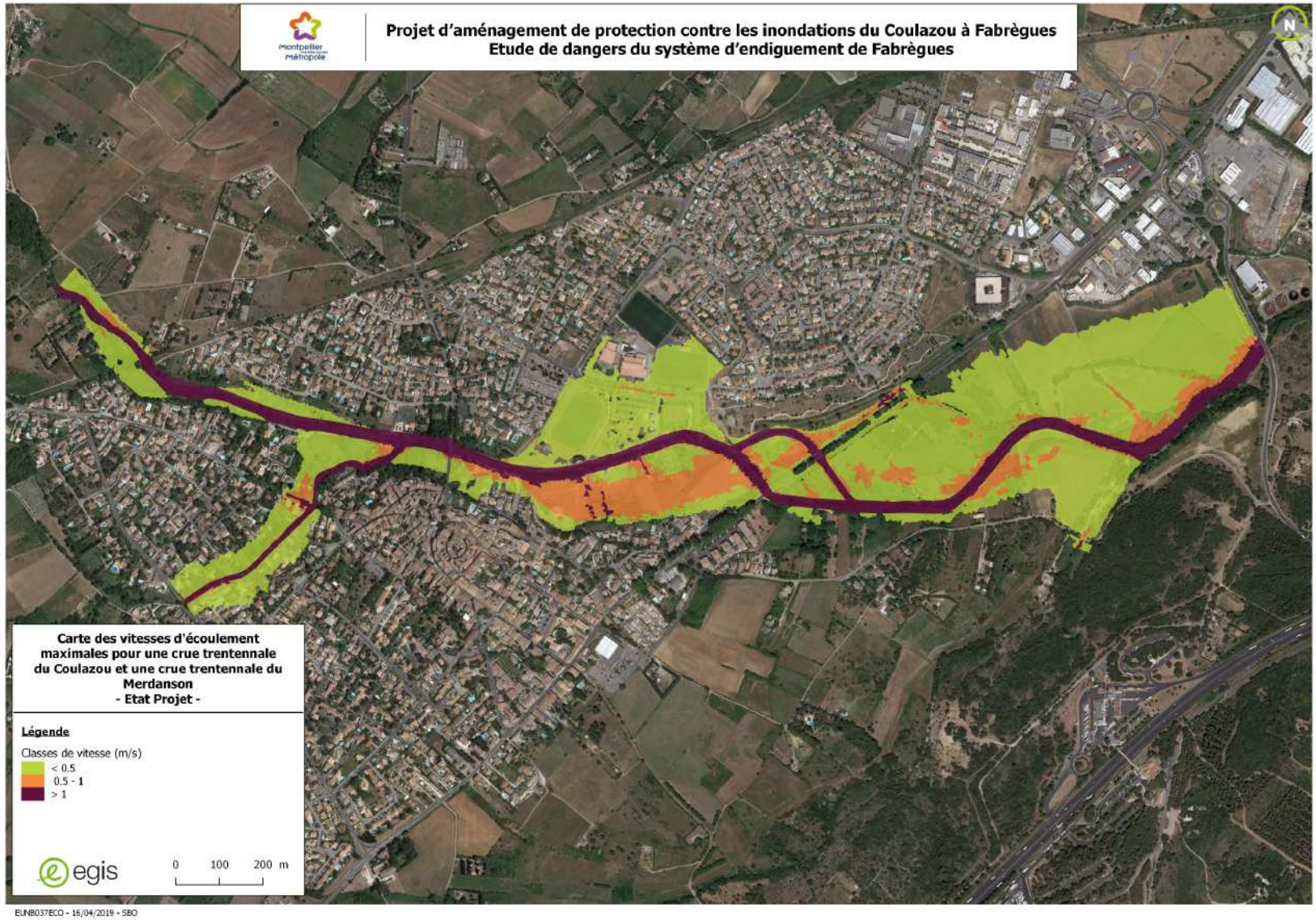


Figure 103 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des hauteurs d'eau

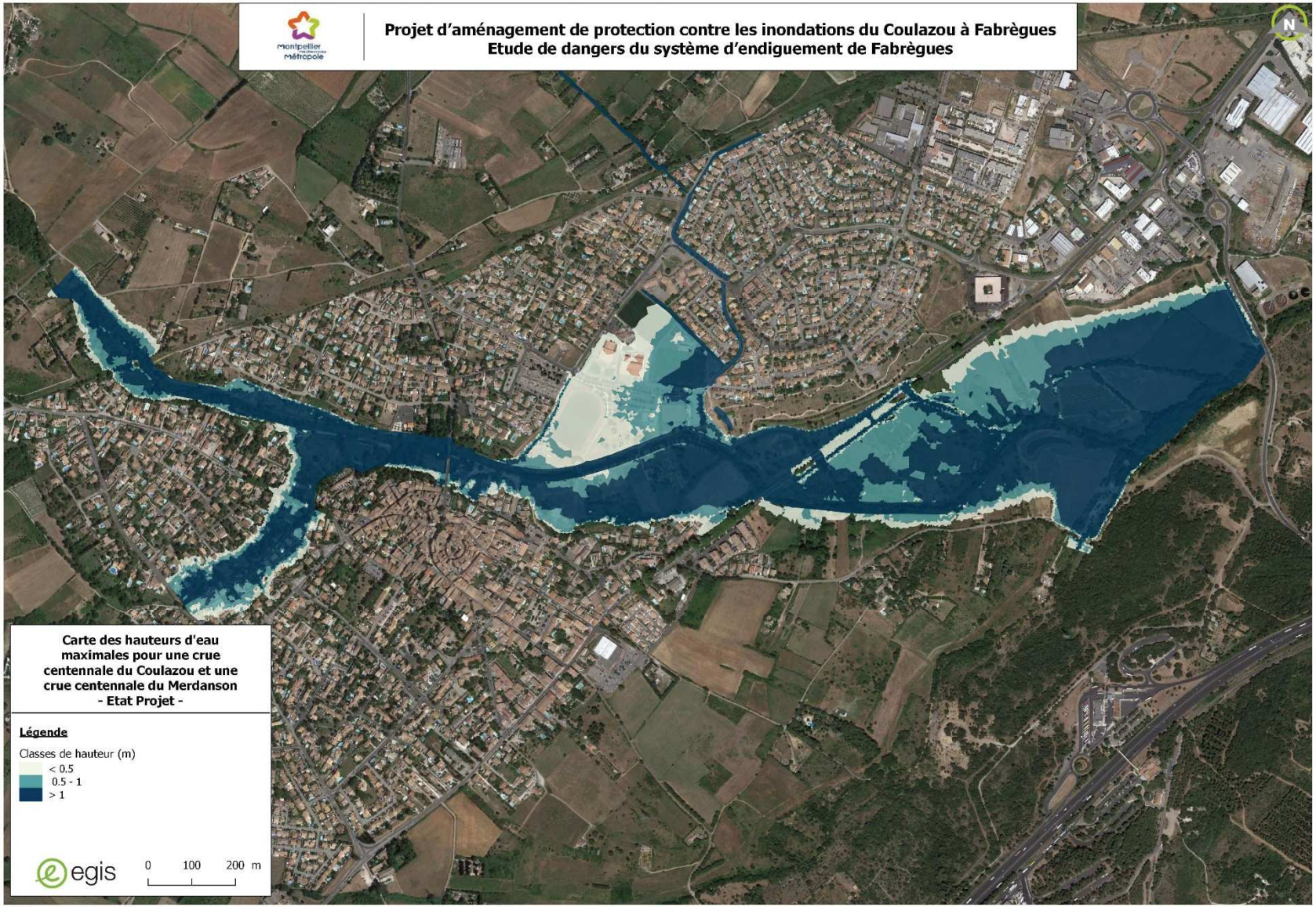
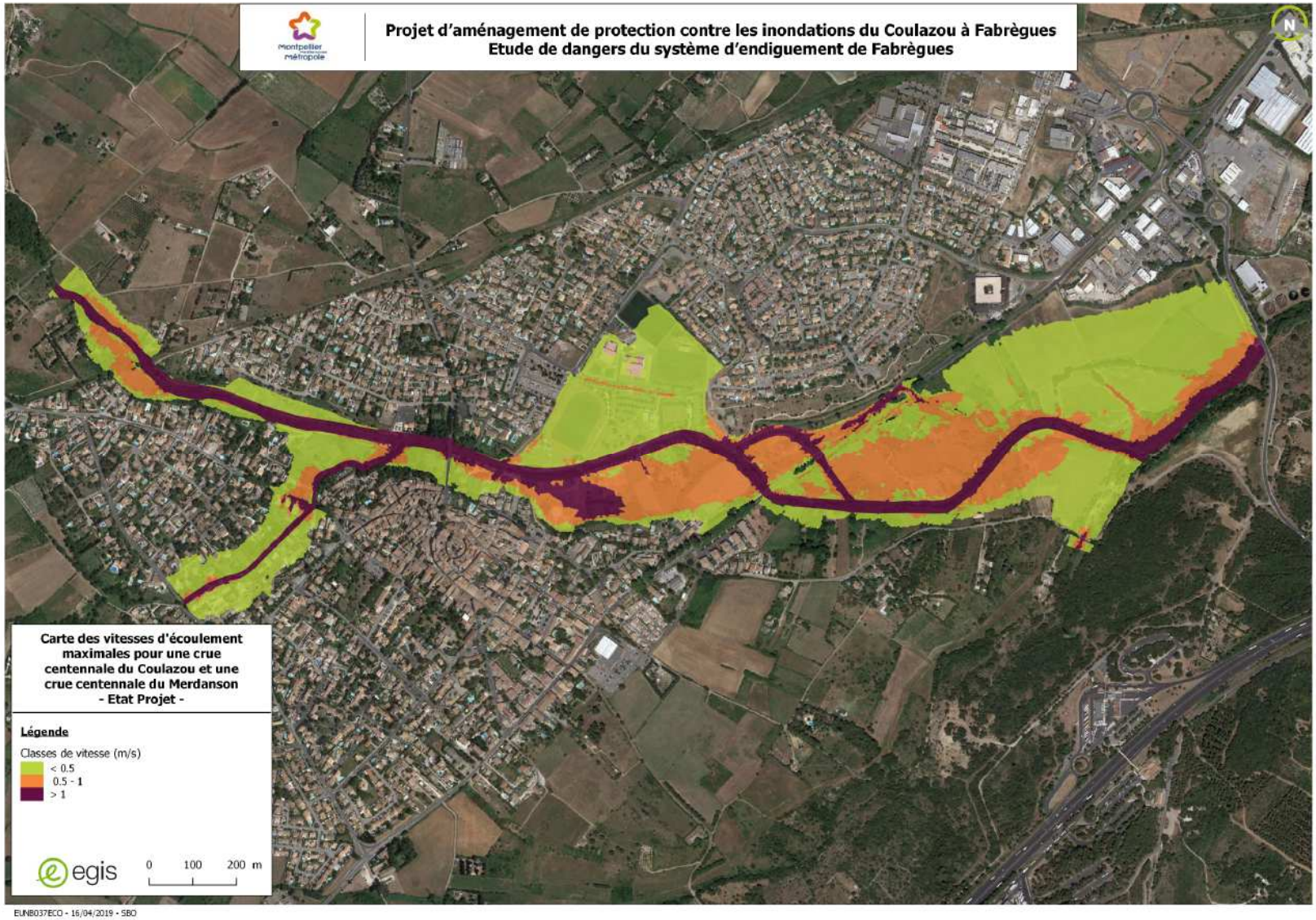


Figure 104 : Crue centennale du Coulazou associée à une crue centennale du Merdanson (hors crue des autres cours d'eau) – Etat projet – Carte des vitesses d'écoulement



5.4.2.2 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection

Les cartes suivantes permettent de suivre l'évolution de la crue au cours du temps.

Figure 105 : Carte d'évolution de la crue correspondant au niveau de protection

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



T = 5 h



T = 6 h



T = 7 h



T = 8 h



T = 9 h



T = 10 h



Les premiers débordements ont lieu en rive droite à la confluence Coulazou – Merdanson et en rive droite en aval de la RD27 (T = 3 h – Z = 20.50 m NGF à l'échelle de la station de Fabrègues – Q = 30 m^3/s).

L'ensemble de la rive droite du Coulazou est inondé à partir de T = 4 h (Z= 22.10 m NGF – Q = 110 m^3/s – T ~ 10 ans).

Le stade en rive gauche est inondé à partir de T = 5 h (Z= 22.50 m NGF – Q = 140 m^3/s – 10 ans < T < 30 ans)

L'ensemble de la rive gauche entre les digues de la Plantade et des Campanelles est inondé à T = 6 h (Z = 22.90 m NGF – Q = 175 m^3/s – T ~ 30 ans).

Les tronçons de digue sont sollicités dans l'ordre suivant :

- Mur du Merdanson,
- Digue de la Plantade,
- Digue des Campanelles.

Les zones urbaines du Merdanson situées en amont de l'Avenue de Cournonterral sont inondées pour des crues du Merdanson de périodes de retour comprises entre 5 et 10 ans (21.00 < Z < 21.50 m NGF).

Tableau 36 : Synthèse du fonctionnement hydraulique du système d'endiguement

Hauteur à l'échelle (m)	Cote à l'échelle m NGF)	Débit estimé (m^3/s)	Période de retour estimée	Fonctionnement hydraulique
1.00	19.85	15	T < 1 an	Début de l'épisode pluvieux Le Coulazou amorce sa crue
1.65	20.50	30	T < 5 ans	Le Coulazou déborde dans son lit majeur (hauteur des berges à la station de Fabrègues égale à 1.65 m). Les digues de la Plantade et des Campanelles ne sont pas encore sollicitées. Début de sollicitation du mur du Merdanson. Le tirant d'air sous la passerelle piétonne rue Domergue = 35 cm.
3.40	22.25	125	10 ans < T < 30 ans	**Digue de la Plantade** : début de solicitation des ouvrages (passerelle Rue Domergue). La passerelle piétonne (Rue Domergue) est submergée de plus d'1.2 m d'eau. Digue des Campanelles : environ 1 m d'eau contre la digue sur le

				parcours de santé. Suivant l'intensité de la pluie, le ruisseau des Combes commence à alimenter le fossé pluvial derrière la digue des Campanelles. Mur du Merdanson : environ 2.50 m d'eau contre le mur. NB : Le niveau de protection du système d'endiguement est atteint pour un niveau de 5.23 m (24.08 m NGF) à la station de Fabrègues.
5.20	24.10	297	100 ans	Le niveau de protection du système d'endiguement est atteint (Plantade, Merdanson, Campanelles). Le ruisseau des Combes déborde sur le parcours de santé. La surverse des digues intervient pour un niveau de 6.25 m à la station de Fabrègues.

Tableau 37 : Synthèse du fonctionnement des clapets anti-retour

Secteur	OH	Section	Fil d'eau	Débit de début de sollicitation (m^3/s)	Période de retour correspondante
1	OH1	Ø700	19.85	15	< 2 ans
2	OH2	Ø800	20.25	20	< 2 ans
	OH3	Ø200	?	?	?
	OH4 (amont RD27)	3 x Ø1 300 Ø600	20.52	40	< 2 ans
	OH5 (aval RD27)	Ø600	21.05	60	< 2 ans
	OH6	Ø400 + Ø300	19.37	90	5 ans
3	OH7	Ø1 000	18.95	70	2 ans <T < 5 ans
	OH8	Ø600	19.98	90	5 ans
	OH9	Ø300	21.04	260	30 ans < T < 100 ans
	OH10	Cadre 2.5 x 1	19.34	-	-
6	Campanelles 1	Ø1 300	16.86	25	< 2 ans
	Campanelles 2	Ø1 300	16.30	30	< 2 ans
	Campanelles 3	Ø1 300	15.20	30	< 2 ans

5.4.3 Cartes des venues d'eau

La carte de venues d'eau correspondant aux écoulements qui se produisent, en tenant compte du système d'endiguement, autour de la zone protégée sans y pénétrer jusqu'au niveau de protection est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 192).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Ces figures sont des représentations théoriques résultant des modélisations hydrauliques.

6. Retour d'expérience concernant la zone protégée et le système d'endiguement

6.1 Historique des désordres

D'après les études et documents disponibles, aucune brèche n'a été recensée dans les digues du Coulazou à Fabrègues depuis leur création.

Les digues du Coulazou à Fabrègues ont toutefois connu plusieurs évènements de crue depuis leur construction, notamment les crues de 1999, 2002, 2003, 2016. Les débits de ces crues ne sont, par contre, pas connus dans la mesure où le Coulazou ne fait pas l'objet d'un suivi hydrométrique.

Un rapport de surveillance a été établi par Montpellier Méditerranée Métropole suite à l'évènement récent du 14 octobre 2016. Le débit de cet évènement est difficilement estimable dans la mesure où aucun jaugeage n'a été effectué. Le croisement des niveaux de plus hautes eaux avec les résultats du modèle hydraulique semble toutefois le rapprocher d'une crue de période de retour légèrement inférieure à 30 ans. Aucune inondation de la zone protégée n'a été constatée.

Le rapport de surveillance indique sur la digue des Campanelles :

- La présence de ravines en crête de la digue des Campanelles,
- La formation de plusieurs lentilles d'érosion en bas de talus côté cours d'eau.

Des embâcles ont été constatés au niveau de la passerelle piétonne située à la jonction entre les tronçons 1 et 2 de la digue de la Plantade ainsi qu'en amont des ouvrages de décharge sous la RD613.

Photo 22 : Le Coulazou en crue le 29/09/2014 à Fabrègues (Passerelle Domergue – Source : Midi Libre)



6.2 Retour d'expérience sur d'autres digues françaises

6.2.1 Base de données ARIA

La base de données ARIA du Ministère chargé de l'Environnement a été consultée en utilisant les mots clé « digue + rupture ».

33 accidents ont été recensés entre 1982 et 2012 en France et à l'étranger. 16 accidents ont été exclus de cette analyse car ils ne correspondaient pas au type d'ouvrage considéré (ex : digue de canal).

Sur les 17 accidents répertoriés, 14 concernent des ruptures totales ou partielles de digue. Les causes connues de ces accidents sont les suivantes :

- fortes précipitations accompagnées ou non de crues causant des ruptures ou des brèches sur les digues,
- glissement de terrain,
- catastrophes naturelles : tsunami, forte marée, séisme.

Les principales conséquences des accidents survenus sur des digues sont :

- l'inondation de zones d'habitations pouvant conduire à des décès,
- l'inondation de sites industriels,
- la pollution de cours d'eau lors de la rupture de digue sur des bassins contenants des produits polluants.

Un retour d'expérience est présenté ci-dessous.

Aramon Gard, 2002

« 5 victimes, 60 chômeurs et 5 millions d'euros de dégâts.

Le village d'Aramon est implanté en lit majeur du Gardon, à plus de 6 kilomètres du lit mineur de la rivière, près de sa confluence avec le Rhône.

Le village était protégé des débordements du Gardon, ou des inondations par remous du Rhône, par une digue construite au milieu du 18ème siècle, de 2,5 mètres de haut et constituée de limons.

Le 9 septembre 2002, le Gardon a connu une crue plus que centennale, qui a envahi la plaine d'Aramon. L'eau est arrivée au pied de la digue en fin de soirée, puis a continué à monter, pour finir par submerger l'ouvrage. Cette submersion a provoqué plusieurs brèches, responsables d'une vague d'inondation très brutale sur le village où cinq personnes ont péri. Dans les ruelles du vieux village, l'eau a atteint une grande vitesse. Après la catastrophe, les experts ont calculé que la digue avait été submergée par une lame d'eau de 40 à 80 cm ! (Réf. Reconstruction de la digue d'Aramon après la crue de septembre 2002. T. Mallet et al., Sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, 2004, CFGB-MEDD).

Trois brèches, sur un linéaire de 10 à 20 mètres, ont entaillé la digue sur toute sa hauteur et creusé une fosse d'érosion au droit des fondations.

Deux autres brèches, un peu moins importantes, car elles n'ont pas détruit la digue sur toute sa hauteur, ont néanmoins creusé la digue sur toute sa largeur. Un glissement du talus sur un linéaire de 10 mètres a également été observé sur un autre secteur de la digue.

Les conséquences de cette inondation brutale du village ont été très importantes, avant tout en raison des décès. Il a fallu évacuer et reloger les 84 pensionnaires de la maison de retraite ; installer plus de 80 mobil homes pour les sinistrés dans l'impossibilité de revenir rapidement chez eux, donc viabiliser au préalable des terrains.

L'inondation d'une fabrique d'emballage de cagettes a provoqué la mise au chômage de 60 personnes et 5 millions d'euros de dégâts.

De nombreux bâtiments publics ont été détruits ou fortement endommagés : l'école maternelle (délocalisée depuis), les ateliers municipaux, le restaurant scolaire, le centre aéré, la crèche, la gendarmerie, la maison de retraite… »

6.2.2 Retour d'expérience sur les digues du Rhône en terre

Les travaux menés par l'IRSTEA (ex CEMAGREF) ont permis de tirer plusieurs enseignements des ruptures des digues du Rhône survenues lors des dernières crues historiques. Nous en rappelons ci-après les principaux points :

- Lors des crues d'octobre 1993 et de janvier 1994 (débit estimé à Beaucaire de l'ordre de 11 000 m³/s à Beaucaire pour la crue de janvier 1994 qui fut la plus importante des deux épisodes / occurrence estimée voisine de 100 ans[6]), **16 ruptures de digues** ont été constatées en Camargue. Ces 16 ruptures de digues sont toutes dues à des **phénomènes de renard** (13 d'entre elles sont liées à des terriers d'animaux - blaireaux essentiellement – et 3 d'entre elles sont liées à des traversées de conduites). Aucune des ruptures n'est due à une surverse sur les digues.

- Lors de la crue de décembre 2003 (débit estimé à 11 500 m³/s à Beaucaire soit une occurrence voisine de 100 ans6), les digues ont mieux résisté. On identifie **4 ruptures avec surverse** (peut être formation d'un renard en même temps) réparties comme suit : 2 ruptures sur le Petit Rhône en rive droite (Gard) et 2 ruptures sur le Rhône en rive gauche, encore qu'il ne s'agisse pour celles-ci que de la rupture des talus des trémies de la voie SNCF et non de la digue principale constituée de la voie SNCF.

Parmi les enseignements que l'IRSTEA a pu tirer, citons notamment les points suivants :

- depuis que des programmes d'entretien régulier de la végétation sur les digues ont été remis à l'ordre du jour, le risque lié aux animaux fouisseurs a diminué, d'une part parce les animaux sont partis chercher refuge dans des zones plus tranquilles, et d'autre part parce que les conditions d'inspection des digues sont meilleures,

- les conduites et traversées diverses méritent une attention particulière (identification, observation du fonctionnement en crue, etc.). Un traitement spécifique est nécessaire au niveau de ces points singuliers,

- la résistance à la surverse de ces digues du Rhône (constituées de limons) construites au 19ème siècle est quasiment nulle. L'implantation de déversoirs visant à éviter cette surverse est probablement la seule solution pour éviter des brèches dans des zones à forts enjeux.

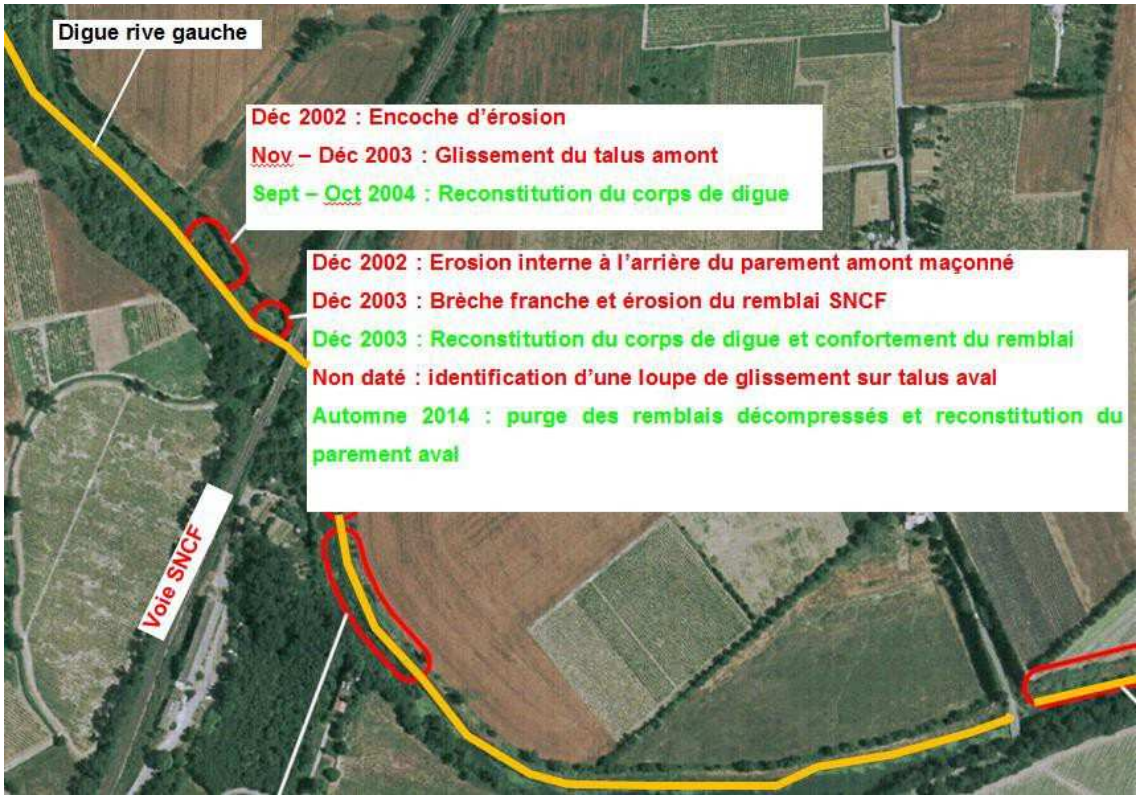
6.2.3 Retour d'expérience sur les digues de la Mosson

La digue a été construite dans les années 1980 : aucun registre donnant des informations sur l'entretien, les désordres ou les réparations n'est disponible à l'exception des retours d'expérience Egis Eau.

La digue a connu des crues en 2002 et 2003 ayant entrainé l'apparition de désordres importants sur l'ouvrage au droit et à l'aval du linéaire concerné par la présente étude : formation de brèches, érosion externe, érosion interne, glissements de talus, etc.) Des travaux de traitement ont été réalisés en 2003-2004. Par ailleurs, une loupe de glissement a également été traitée en 2014 (désordre non daté).

Ces désordres et les principaux travaux d'urgence auxquels ils ont donné lieu sont présentés sur l'orthophoto ci-dessous.

Figure 106 : Synthèse des évènements depuis 2002 sur le linéaire d'étude (source EGIS Eau)



L'historique des évènements permet de constater que la digue a présenté une sensibilité avérée aux phénomènes suivants dans sa partie aval :

- érosion externe coté Mosson,
- érosion externe coté aval,
- érosion interne,
- glissements de talus,

Il convient de signaler que les travaux réalisés après les crues de 2002 et 2003 ont seulement permis de reconstituer la digue dans son état initial. Les défauts constatés (talus trop raides, absence de berge, matériaux de fondation peu compacts) n'ont pas pu être corrigés à l'occasion des travaux d'urgence.

Les différentes phases de travaux d'urgence réalisés ces dernières années sur la digue rive gauche de la Mosson sont décrites dans les paragraphes ci-après :

- Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt suite à la crue de décembre 2002,
- Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003,
- Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003,
- Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003,

- Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014.

6.2.3.1 Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt

Suite à la crue de décembre 2002, BCEOM (devenu Egis Eau) a assuré la maîtrise d'œuvre complète du confortement de la digue située au droit de la décharge du Thôt (imposé à l'identique par les services de l'Etat, malgré le fait qu'elle soit trop proche du lit mineur). La digue a été partiellement arasée et reconstruite avec des matériaux 0 - 40 mm argileux de la carrière de Combaillaux. Ce secteur est situé sur l'emprise de l'aménagement n° 5 du programme d'aménagement (arasement prévu). Une protection de pied en enrochements a également été réalisée sur ce secteur.

Ce chantier a permis d'appréhender correctement les problématiques d'accès jusqu'à la zone de travaux et de circulabilité sur le sol support.

6.2.3.2 Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003

Le 23 septembre 2003, BCEOM (devenu Egis Eau) a réalisé une expertise des différentes protections, particulièrement celles restaurées suite à la crue de 2002. Ces reconnaissances ont mis en évidence une zone de glissement en cours en amont du pont SNCF, des brèches dans les retours de digues le long de la RD116 et plusieurs zones d'érosion des protections reprises suite à la crue de 2002 (aval du pont SNCF et décharge du Thôt).

Est présenté ci-après le compte-rendu de la visite de terrain du 23/09/2003.

« Suite aux fortes précipitations qui ont touché le département de l'Hérault le 22 septembre 2003, une visite de terrain a été effectuée par BCEOM sur les digues de la Mosson, plus particulièrement au droit des secteurs restaurés en 2002 et 2003.

Plusieurs sites ont été expertisés :

- *Digue amont du pont SNCF,*
- *Digue aval du pont SNCF (partie restaurée en décembre 2002),*
- *Abords de l'ouvrage submersible de la Route Départementale 116,*
- *Digue au droit de la décharge du Thôt (partie restaurée en août 2003).*

<u>Remarque :</u> La piste d'accès au chantier occasionne des désordres hydrauliques car les connexions n'ont pas été efficacement rétablies entre les parcelles riveraines ; les interventions futures sur ce secteur devront prévoir la mise en place de buses ou l'enlèvement de la piste.

6.2.3.2.1 Route départementale 116

La route départementale 116 franchit la Mosson grâce à un ouvrage submersible. Les retours de digue le long de la route ont été sérieusement dégradés.

Deux brèches importantes se sont formées dans ces remblais, occasionnées par les remous hydrauliques de la Mosson s'engouffrant sur la route.

Une attention particulière devra être portée concernant le renforcement des talus et la cote des ouvrages. En effet :

- *pour limiter les érosions engendrées par les tourbillons, il serait souhaitable d'enrocher les parties internes des talus (le long de la route),*

- *pour assurer une continuité dans l'étanchéité des digues de la Mosson, ces remblais doivent être portés à la côte d'arase des digues amont et aval.*





6.2.3.2.2 Secteur du Thôt

La digue restaurée en août 2003 a subi plusieurs dégradations mais la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

La terre végétale a été lessivée, à la fois par les pluies violentes et par la crue de la Mosson. Les amorces de ravines existantes se sont gravement incisées et le talus interne a été érodé.

Le pied de digue a été érodé jusqu'aux argiles sur l'ensemble de la zone décapée (du P1 au P8). Les argiles n'ont pas été déstabilisées, seule la terre végétale disposée en couche de fermeture a été emportée.

Une inspection du pied de berge sera réalisée après la décrue de la Mosson.

Le talus externe de la digue présente de nombreuses fissures. Lors de la vidange du casier hydraulique situé à l'arrière de la digue, des glissements de talus seront probables.





Un diagnostic plus fin de l'ouvrage dera être effectué après la décrue. D'ores et déjà il faudra prévoir un apport de matériaux terreux sur les parties érodées, un réglage des talus aux cotes projet et un enherbement de l'ouvrage à 40 g/m². »

L'ensemble des travaux préconisés dans ce compte-rendu ont été réalisés.

6.2.3.3 Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003

Sont présentés ci-après :

- Le compte-rendu de la visite de terrain du 04/12/2003,
- Le compte-rendu de la visite de terrain du 06/12/2003.

6.2.3.3.1 Compte-rendu de la visite de terrain du 04/12/2003

Suite aux fortes précipitations qui ont touché le département de l'Hérault le 03 décembre 2003, une visite de terrain a été effectuée par BCEOM (devenu Egis Eau) sur les digues de la Mosson.

L'ensemble du linéaire a été visité le 04 décembre 2003, du hameau de l'Hermitage en limite nord de la commune de Lattes jusqu'au barrage déversoir au droit de la décharge du Thôt.

BCEOM a défini, en urgence, pour la Commune de Lattes, les travaux à effectuer en priorité. Ces travaux de mise en sécurité ont été effectués dans la semaine suivante et supervisés par BCEOM.

6.2.3.3.1.1 Digue du ruisseau de l'Hermitage

« La digue n'a pas été submergée ; de nombreux renards hydrauliques ont été observés mais ces dégradations ont été occasionnées par des surverses antérieures.

Au droit de l'Hermitage, une de ces érosions régressives a légèrement évolué, des circulations d'eau ont probablement eu lieu dans le corps de digue.

A l'aval de la confluence avec la Mosson, on observe peu de dégradation sur la digue. Une cuve de fuel a été transportée et se déverse actuellement dans les champs de La Plaine.

6.2.3.3.1.2 Amont du Pont SNCF

L'encoche d'érosion formée en décembre 2002, qui s'était dangereusement accentuée lors de la crue du 23 septembre dernier, n'a pas sensiblement évolué. Le glissement du talus interne de la digue s'est stabilisé et la crête de digue n'a pas été érodée. La hauteur d'eau est arrivée à 0,2 m des crêtes de digue.

A l'aval immédiat du secteur, les remous occasionnés par la mise en charge du pont SNCF ont occasionné des débordements au-dessus de la digue et la formation de deux renards sur le talus aval.

Au niveau du remblai SNCF, une brèche s'est formée dans la digue pour permettre un point de retour des eaux vers la Mosson. Ce secteur avait déjà été endommagé par la crue du 23 septembre.



Encoche d'érosion formée lors de la crue du 12 décembre 2002, qui a peu évolué.



Brèche en amont du pont SNCF, au droit du point de retour des eaux de la Plaine.

Une action est à prévoir sur l'ensemble du secteur, avec réparation des glissements sur les talus amont et aval de la digue, reconstruction du corps de digue en amont du pont et organisation d'un point de retour des eaux (cadre enroché avec clapet anti-retour par exemple).

6.2.3.3.1.3 Aval du Pont SNCF

Le talus interne de la digue réparée en urgence en décembre 2002 a été érodé sur l'ensemble du linéaire mais la digue n'est pas menacée par les dégradations du talus interne.

En revanche, une surverse s'est produite sur plus de 150 m. Celle-ci a provoqué d'importantes érosions sur le talus aval de la digue.

L'amont du secteur était protégé par des enrochements disposés en décembre 2002 ; plusieurs blocs ont été déstabilisés mais aucune brèche ne s'est formée. A l'amont et à l'aval de cette zone enrochée, des renards importants se sont formés, jusqu'au droit de la piste d'accès venant de la RD116.

A l'aval de cette zone, deux brèches se sont formées dans le corps de digue ; la brèche amont est la plus importante, la digue est arasée sur une cinquantaine de mètres. Plusieurs renards hydrauliques se sont également formés par surverse dans ce secteur.

Une planche photo d'illustration de ces travaux est jointe en page suivante.



De nombreux renards se sont formés sur le talus aval de la digue submergée.



Brèche principale, à l'aval du secteur restauré en décembre 2002.

Il a été décidé avec l'entreprise BEC FRERES de conforter le talus aval de la digue et les renards avec des blocs d'enrochements, sans toucher au corps de digue argileux compacté en décembre dernier.

Pour les deux brèches, une piste de chantier va être créée et un noyau argileux en matériaux 0/80 compacté va être réalisé, comportant des ancrages amont et aval dans la digue.

6.2.3.3.1.4 Route départementale 116

La route départementale 116 franchit la Mosson grâce à un ouvrage submersible. Les retours de digue le long de la route ont été sérieusement dégradés par la crue du 23 septembre dernier et refaits en urgence par l'entreprise BEC.

Lors de la crue du 3 décembre, ils ont été légèrement dégradés dans leur partie terminale par les arrivées d'eau depuis la brèche amont. Le reste des remblais argileux n'a pas été dégradé.

6.2.3.3.1.5 Aval du radier submersible

Le secteur situé à l'aval du pont submersible de la RD 116 n'a pas significativement évolué.

Le tassement de la digue est progressif, la fissure en crête s'est légèrement accentuée dans le sens longitudinal. Il faut probablement s'attendre à un affaissement plus prononcé du secteur à la décrue et à la vidange du corps de digue.

A l'aval du secteur et jusqu'à la décharge du Thôt, aucune dégradation n'a été relevée, les débordements se sont produits vers la plaine de Villeneuve-lès-Maguelone et aucune surverse n'a eu lieu sur la digue de la Mosson. Quelques discontinuités et affaissements ont été observés en crête de digue, signes probables de circulations d'eau dans le corps de digue, mais ces dégradations ne datent pas de la crue du 3 décembre.

6.2.3.3.1.6 Secteur du Thôt

La digue restaurée en août 2003 a subi plusieurs dégradations depuis la crue du 23 septembre dernier mais la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

L'érosion du pied de digue s'est légèrement accentuée mais les argiles compactées ont bien résisté.

Une inspection du pied de berge sera réalisée après la décrue de la Mosson.

Le point le plus préoccupant se situe au niveau du talus aval de la digue, en effet le casier hydraulique situé à l'arrière de la digue est totalement inondé et les vagues occasionnées par le vent violent viennent éroder le remblai.

La crête de digue présente de nombreuses fissures le long du talus aval. Lors de la vidange du casier hydraulique situé à l'arrière de la digue, des glissements de talus seront probables.



Talus aval de la digue du Thôt, érodé par le batillage.



A 9h30, le niveau de la Mosson était plus d'un mètre au-dessous du casier situé à l'arrière.

Les conclusions qui peuvent être tirées de ces premières observations concernant les travaux déjà effectués sur le site sont que :

- *les argiles compactées ont globalement bien résisté aux actions érosives du cours d'eau (secteur SNCF, secteur RD 116 et secteur Thôt),*
- *les enrochements disposés en talus aval de la digue ont empêché une rupture de digue liée aux érosions régressives lors de la surverse. »*



04/12/2003 : Brèche en amont immédiate du pont SNCF ; érosion du remblai ferroviaire et mise à jour d'une conduite GDF transport sur 60 mètres.



09/12/2003 : Reprise du corps de digue en argile compactée et restauration du perré. Confortement du talus SNCF et mise en sécurité de la canalisation GDF.



04/12/2003 : Brèche de 70 mètres dans la digue rive gauche et inondation brutale des quartiers de Maurin dans la nuit du 03/12 au 04/12.



09/12/2003 : Réalisation d'une piste d'accès dans le casier inondé, décapage et reconstitution du corps de digue en argiles compactées, apports de terre végétale en surface.



04/12/2003 : Nombreux renard hydrauliques liés à une surverse généralisée sur la digue rive gauche.



09/12/2003 : Découpe du corps de digue et réalisation de redents d'ancrage, mise en œuvre d'argiles compactées et blocs de soutènement.

L'ensemble des travaux préconisés dans ce compte-rendu ont été réalisés.

6.2.3.3.2 Compte-rendu de la visite de terrain du 06/12/2003

« Une visite de terrain a été effectuée par BCEOM sur les digues de la Mosson pour faire un point sur l'avancement des travaux d'urgence et définir la méthodologie d'intervention sur le site amont du pont SNCF.

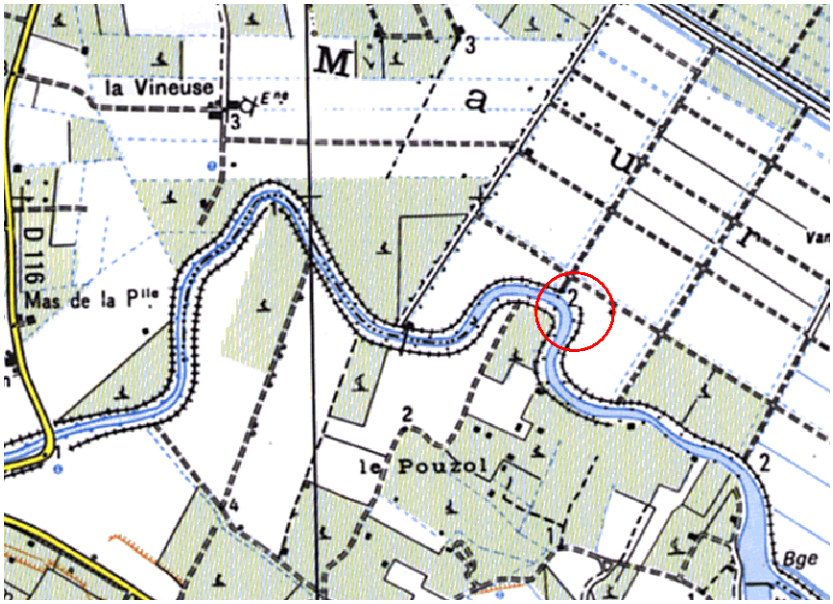
De plus, une inspection héliportée de la commune de Lattes réalisée vendredi 05 par les services municipaux a permis d'identifier une nouvelle dégradation sur la digue au droit de la gazonnière de Maurin.

Les différents sites ont été visités le 06 décembre en début d'après-midi.

6.2.3.3.2.1 Gazonnière de Maurin

La nouvelle encoche d'érosion se situe en rive gauche, en plein extrados.

Figure 107 : Localisation du secteur dégradé



Un important remous avait été observé lors de la visite du 04 décembre mais le talus interne de la digue ne présentait aucune dégradation.

L'encoche d'érosion est similaire à celle formée par la crue du 12 décembre 2002 au droit de la décharge du Thôt. Le pied de digue a été sapé et le talus interne a glissé sur une vingtaine de mètres.





Le talus interne est subvertical ; la largeur en crête de digue est réduite à 2,3 mètres et un cercle de glissement se dessine à 0,7 mètres du bord actuel. Même après la décrue, des remous importants sont visibles au droit de la dégradation, la profondeur d'affouillement est probablement importante.

Une réfection à l'identique s'avère difficile compte tenu des pentes fortes et de la profondeur d'eau probablement importante au droit du pied de digue.

Compte tenu de la faible longueur de dégradation, il n'est pas envisageable de décaler la digue vers l'intérieur des terres ; comme au droit des autres secteurs dégradés, il serait préférable de créer un sabot en enrochements pour conforter le pied de digue et de reconstituer un corps de digue dans l'axe actuel.

6.2.3.3.2.2 Amont du Pont SNCF

Le niveau de la Mosson a permis une inspection en détail de la brèche située en amont immédiat du pont SNCF.

Un passage busé a été découvert sous la digue, avec un exutoire dans la Mosson équipé d'un clapet anti-retour.

Il a été décidé avec l'entreprise BEC de maintenir ce passage ; des travaux de déboisement et de déblais permettront de mettre à jour l'entrée du busage, le fossé agricole sera reprofilé vers cet exutoire et le busage sera éventuellement prolongé si le confortement du remblai ferroviaire le nécessite.

L'entreprise BEC réalise actuellement la piste d'accès au secteur par les différents chemins agricoles ; les travaux sur ce secteur pourront probablement commencer lundi 08 décembre.

Les services techniques de la SNCF ont envoyé une note technique à l'entreprise BEC. BCEOM et BEC doivent se rencontrer lundi 08 pour établir une méthodologie d'intervention, établir un chiffrage sommaire des travaux et transmettre ces pièces à la commune de Lattes et à la SNCF.

6.2.3.3.2.3 Aval du Pont SNCF

Les travaux se poursuivent et devraient être terminés en début de semaine.

Les renards hydrauliques ont été confortés par des blocs d'enrochements et la première brèche est en passe d'être comblée en matériaux argileux compactés.









6.2.3.3.2.4 Route départementale 116

Le remblai routier a été érodé au droit des parties terminales des retours de digue le long de la RD 116. Il a été décidé de conforter le pied des merlons en blocs d'enrochement et de remonter les remblais en matériaux argileux compactés pour les rehausser à leur côte initiale.

6.2.3.3.2.5 Secteur du Thôt

L'érosion du pied de la digue restaurée en 2003 s'est accentuée mais les argiles compactées ont bien résisté.

Une amorce d'affouillement se produit au contact des secteurs 1 et 2, au droit des anciens blocs d'enrochements qui créent un point dur dans le talus interne de la digue.

En amont du secteur restauré en été 2003, des sapements de pied de digue commencent à apparaître sur plusieurs dizaines de mètres. Une inspection devra être réalisée lorsque le niveau de la Mosson sera au plus bas ; les glissements de talus interne sont à surveiller sur ce secteur.



6.2.3.4 Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003

Différentes phases de travaux sont ensuite programmées par la Commune de Lattes en rive gauche après définition de priorités d'intervention par EGIS EAU :

- *L'arasement et la reconstruction de la digue située en aval de la RD116, qui comportait un glissement en masse du talus amont avec fissuration longitudinale,*
- *L'arasement et la reconstruction de la digue au droit de deux encoches d'érosion ponctuelles avec glissement du talus amont (amont SNCF et gazonnières de Maurin),*
- *La reprise du talus amont de la digue située en aval du pont SNCF.*

6.2.3.4.1 Reconstruction aval de la RD116

Les dégradations suite à la crue et les travaux effectués sont illustrés par les photos suivantes.



24/11/2003 - Amorce de glissement du talus interne suite à la crue du 22 septembre 2003. Marquage de la fissuration par les services municipaux (35 mètres de long, 0,3 m de haut).



10/12/2003 – Fissuration du corps de digue suite à la crue du 3 décembre 2003 (60 mètres de long, 0,8 m de haut). Formation d'une encoche d'érosion à l'amont sur 30 mètres de long.



27/02/2004 – Débroussaillement, réalisation des pistes et décapage du corps de digue.



27/02/2004 – Arasement du corps de digue jusqu'au terrain naturel et création de clef d'ancrage dans l'ouvrage existant.





02/03/2004 – Constitution du corps de digue en argiles compactées sur la partie aval.



08/03/2004 – Mise en place des enrochements sur l'encoche d'érosion amont.



09/03/2004 – Arasement de la partie amont de la digue.

12/03/2004 – Finalisation du nouveau corps de digue en argiles compactées



16/03/2004 – Mise en place de la terre végétale sur le corps de digue (0,5 md'épaisseur).



19/03/2004 – Protection de surface. Mise en place du géotextile biodégradable sur la terre végétale avant enherbement

6.2.3.4.2 Glissement de la gazonnière

Les paragraphes suivants sont extraits d'une note technique réalisée par Egis Eau pour la Commune de Lattes.

« Au lendemain de la crue du 3 décembre dernier, une importante encoche d'érosion s'est formée en plein extrados de méandre.

Le talus interne de la digue a glissé sur une vingtaine de mètres environ et la crête de digue a reculé de plusieurs dizaines de centimètres. Une fissure se dessine en crête à 0,7 mètres environ du bord actuel.

A la différence du secteur 1, les matériaux qui ont glissé en pied de digue ont été emportés par la Mosson.

Le pied de digue n'est pas protégé et des remous importants sont observables sur site, témoins de profondeurs d'affouillement probablement importantes.

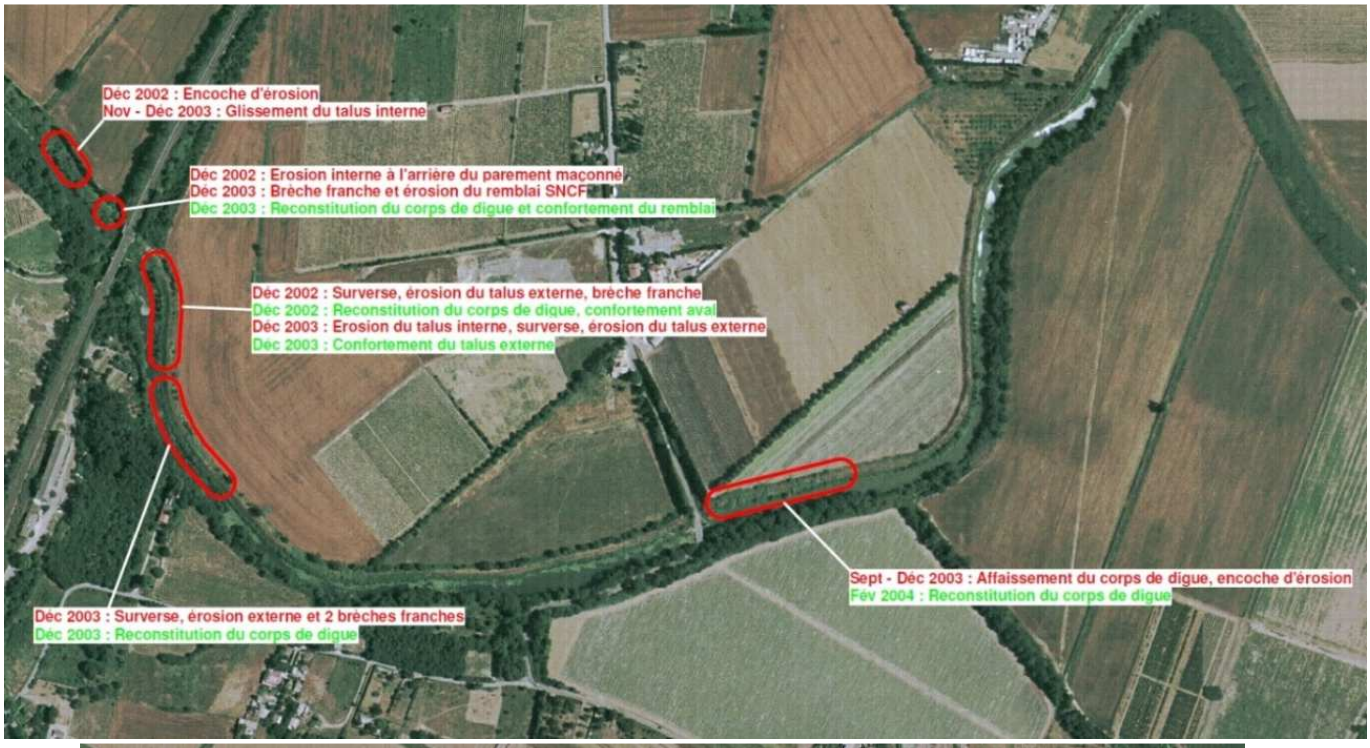
Compte tenu des matériaux constitutifs du corps de digue et des contraintes hydrauliques liées à la position de la digue (extrados marqué), le secteur est susceptible d'évoluer rapidement vers une brèche franche lors d'une crue de la Mosson. »

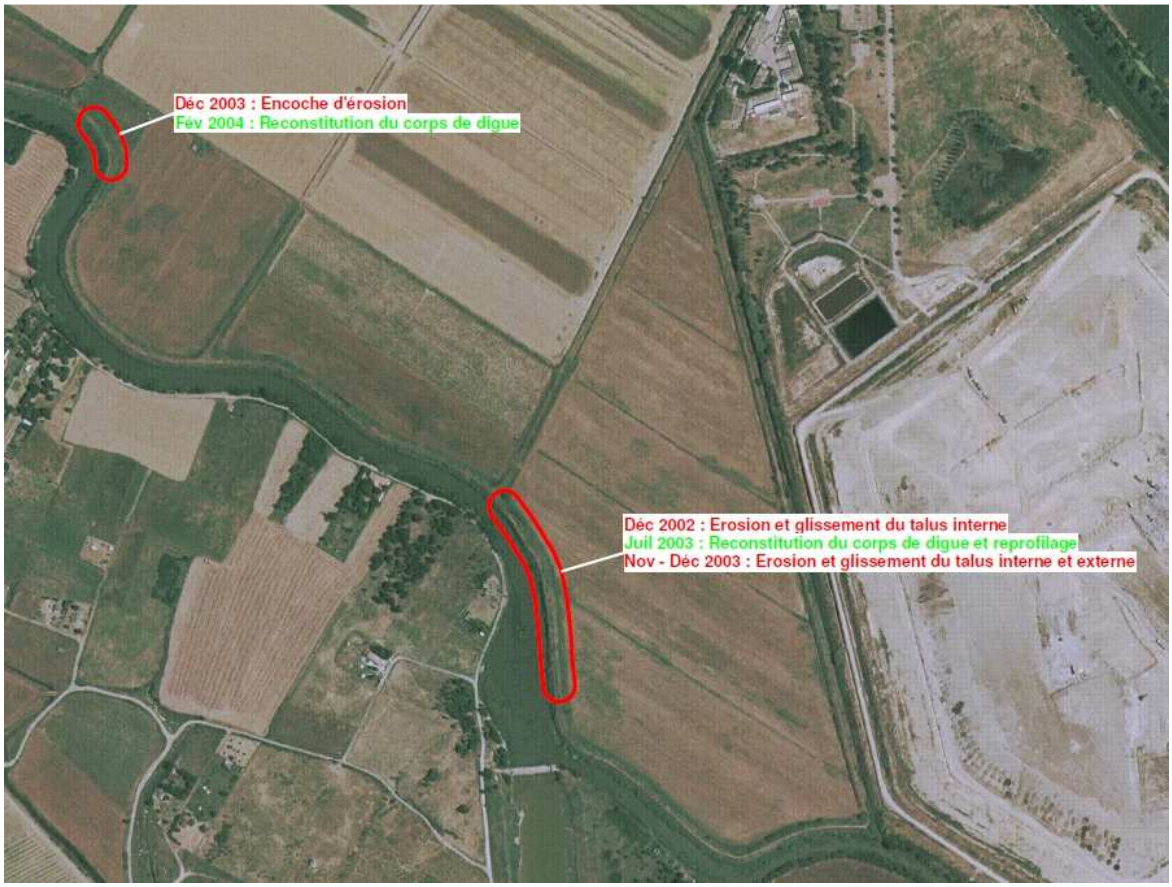


Travaux de reconstitution du corps de digue (Février 2004)

Illustration des différentes dégradations et interventions réalisées par BCEOM entre 2002 et 2004 pour la Commune de Lattes.

Figure 108 : Illustration des différentes dégradations et interventions sur la digue rive gauche



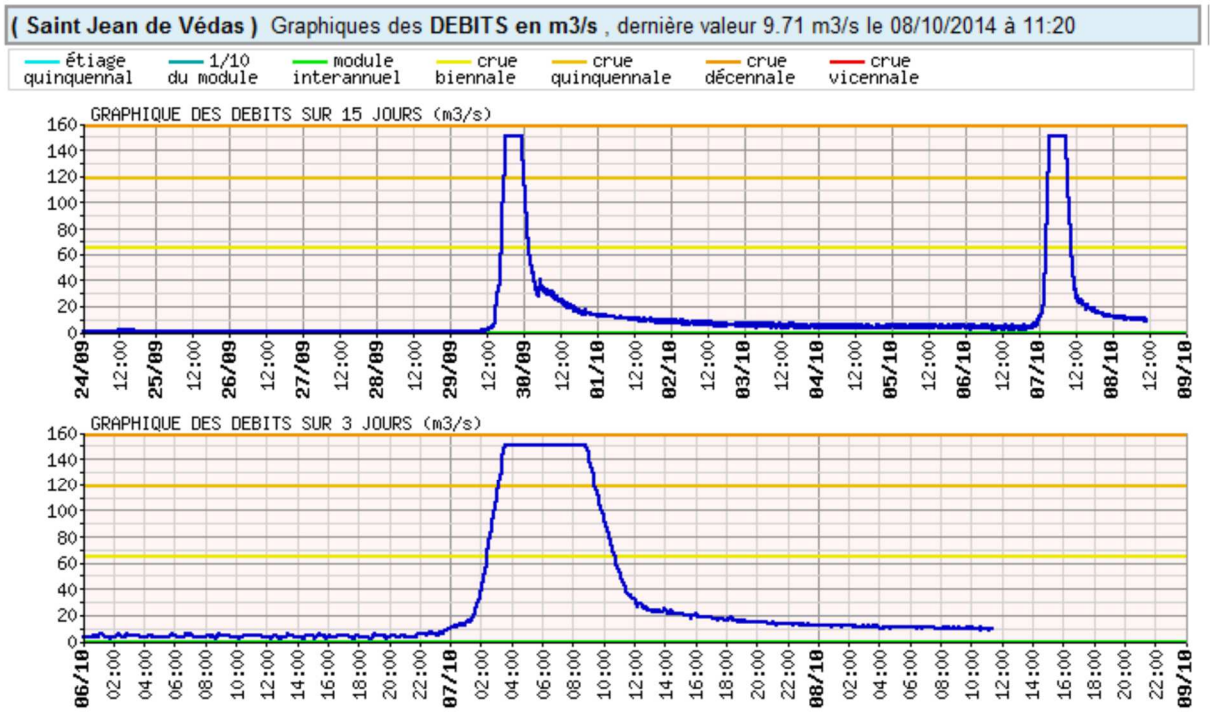


6.2.3.5 Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014

Suite aux épisodes pluvieux intenses de la nuit du 06/10/2014 au 07/10/2014, la Mosson est entrée en crue. Il a été constaté par MMM plusieurs désordres sur les ouvrages, notamment des érosions liées à la surverse sur des ouvrages non résistants et des amorces de renard hydraulique.

Afin de diagnostiquer les ouvrages, une visite de terrain a eu lieu le 08/10/2014 au matin, en présence des représentants de MMM, des représentants d'Egis Eau (assistance technique), des élus locaux, des propriétaires riverains concernés et des représentants de RAZEL BEC, entrepreneur titulaire du marché à bon de commande utilisé afin de répondre au plus vite à la nécessité de travaux d'urgence compte tenu des épisodes pluvieux annoncés pour la fin de semaine.

Figure 109 : Hydrogramme de crue de la station de Saint Jean de Védas



6.2.3.5.1 Constat des désordres

Il a été constaté sur site des désordres sur les digues de la Mosson rive gauche entre la voie SNCF et la RD116 pouvant mener à la rupture des ouvrages en cas de nouvel épisode de crue. Ces désordres ont été diagnostiqués et une méthodologie a été définie.

Il a été constaté sur site :

- Une zone de faible surverse avec érosion du talus aval et affouillement de pied,
- Une zone de surverse plus étendue avec érosion du talus et affouillement de pied,
- La ruine de la rampe d'accès aux ouvrages par surverse,
- Le déchaussement de matériaux de crête au droit d'une zone confortée en enrochements sur le talus aval en 2003,
- Un renard hydraulique au droit de l'ouvrage traversant situé en amont immédiat de la voie SNCF.

Photo 23 : Photographies des désordres ayant eu lieu sur la digue de la Mosson







6.2.3.5.2 Travaux de première urgence

Afin de remédier dans les plus brefs délais aux problématiques rencontrées, ayant fortement fragilisé la digue et pouvant mener à une rupture de la digue en cas de nouvel épisode de crue, les travaux d'urgence suivants ont été réalisés :

- Sur les zones de surverse :
  - Reprise du talus aval en déblais/remblais pour adoucissement de la fouille,
  - Mise en œuvre d'un géo-synthétique de transition non tissé,
  - Mise en œuvre d'enrochements de blocométrie 300/1 000 kg conformes à la norme NF EN 13 383.

- Sur la zone de renard :
  - Reprise de l'ensemble de la zone en déblais/remblais sur le talus aval et jusqu'à la crête de digue pour adoucissement de la zone affouillée,
  - Pose d'un géo-synthétique de transition d'ouverture de filtration limitée et résistant permettant de stopper la migration des particules fines au sein du corps de l'ouvrage,
  - La mise en œuvre de brute d'abattage de diamètre important et drainant permettant aux eaux résurgentes de pied de s'écouler sans transporter les matériaux constitutifs du squelette de l'ouvrage.

- Sur la rampe d'accès à la crête de digue :
  - Déblais remblais des matériaux existants
  - Rechargement et reprise complète de la rampe en brut d'abattage afin de restaurer l'accès aux crêtes de digue nécessaire à la réalisation des travaux de confortement.

6.2.4 Retour d'expérience sur d'autres systèmes d'endiguement

Ce paragraphe ne constitue pas un retour d'expérience à proprement parler, mais plutôt un examen rapide des enseignements que peuvent apporter les évènements récents survenus sur d'autres systèmes d'endiguement dont certaines caractéristiques sont proches de celles du système d'endiguement de Fabrègues.

Tableau 38 : Enseignements des accidents sur d'autres systèmes d'endiguement

Accident	Nombre victimes	Année	Enseignement pour l'Étude de dangers
Tempête en mer du Nord et rupture des digues en Hollande	1800	1953	- L'évacuation de la zone protégée est indispensable à partir d'un certain niveau d'eau
Crues du Rhône et rupture des digues de la Camargue		1993-1994	- Formation de brèches au niveau des canalisations d'irrigation
Crue de l'Oder en Pologne et en Allemagne		1997	- Trace d'un réseau de trous laissés par les racines d'un ancien boisement à la périphérie d'une brèche - Techniques de réparations d'urgence
Crue de l'Agly et rupture de la digue	35	1999	- Rupture suite à surverse au niveau de la station d'épuration de Saint-Laurent-de-la-Salanque
Crue du Gard et rupture de digues	8	2002	- Danger à proximité de la rupture
Crue du Rhône et rupture d'un cordon de digue près d'Arles au niveau d'une trémie sous la voie ferrée		2003	- Protection d'urgence pour éviter le passage de l'eau sur la trémie conduisant à la surverse de la digue - Relogement d'une centaine de personnes pendant 1 an
Cyclone Katrina et rupture des digues du Mississipi à La Nouvelle-Orléans	1500	2005	- Nombreuses victimes derrière des brèches malgré la décision d'évacuer
Tempête Xynthia et surverse des digues par la mer	50	2010	- Pas de brèche mais une surverse d'un mètre sur la digue de la Faute-sur-Mer ; formation d'un renard hydraulique lors du retour de l'eau à la mer - Certaines brèches liées à des canalisations
Crues de la Vistule en Pologne et rupture des digues sur un très long linéaire		2010	- 2 crues centennales consécutives (1 mois d'intervalle) - Phénomène déjà observé sur la Loire (trois pics de crue) en 1856 - Nombreuses brèches liées à la présence de terriers d'animaux fouisseurs
Crue de l'Agly et rupture de la digue		2013	- Forte diminution de la capacité hydraulique du lit mineur en raison de la présence abondante de végétation : débit de surverse bien inférieur à celui estimé théoriquement - Brèche sur environ 100 m de large, a priori déclenchée par la surverse - Fosse de 4 m de profondeur en aval de la brèche

6.3 Bilan et prise en compte de l'accidentologie

Les principales remarques sur l'accidentologie externe sont les suivantes.

- les accidents sur les digues sont principalement des ruptures liées à :
  - des ouvrages anciens,

- un sous dimensionnement de l'ouvrage,
- l'apparition de surverse sur les digues,
- la formation de brèche par érosion interne,

- les principales conséquences de ruptures de digues sont l'inondation des zones situées en aval.

Le projet d'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou à Fabrègues prend en compte ce retour d'expérience dans la mesure où :

- les ouvrages seront neufs et construits dans les Règles de l'Art,

- un bureau d'études agréé digues et barrages est chargé de leur conception,

- les matériaux mis en œuvre et la géométrie des ouvrages ont été étudiés et définis par un Cabinet de géotechnique,

- la probabilité de surverse a été réduite au maximum par la prise en compte d'une revanche de 1 m.

7. Diagnostic approfondi des éléments constitutifs du système d'endiguement et tenue des ouvrages

7.1 Diagnostic géotechnique

Une étude géotechnique G2AVP a été réalisée en juillet 2015 par GIA Ingénierie. Les essais se sont déroulés du 09 au 13 mars 2015 ainsi que le 1er juillet.

A la demande de **Montpellier Méditerranée Métropole,** le bureau d'études HYDROGEOTECHNIQUE Sud-Ouest a procédé à l'exécution des sondages, essais et études géotechniques préalables à l'aménagement de protection contre les inondations du Coulazou, sur la commune de **Fabrègues (34).**

Les missions correspondantes sont des missions G1 (ES+PGC) + G2 (AVP + PRO).

Compte tenu de l'évolution des techniques de protection, plusieurs versions de rapports d'études ont été remis entre le 26/02/2019 et le 09/06/2020. La dernière version (Ind. 4) intègre les sondages complémentaires effectués sur le secteur du Merdanson et de part et d'autre de la RD27.

7.1.1 Contexte géologique

D'après la carte géologique de Sète au 1/50 000ème, l'emprise des travaux se superpose avec une couche d'alluvions récents et modernes notés Fzy qui correspond à des fonds de petites vallées débouchant sur les étangs littoraux (Cf. extrait carte géologique BRGM).

Les formations pouvant être rencontrées sont des dépôts fluviatiles limoneux avec du cailloutis peu roulé, de provenance locale.

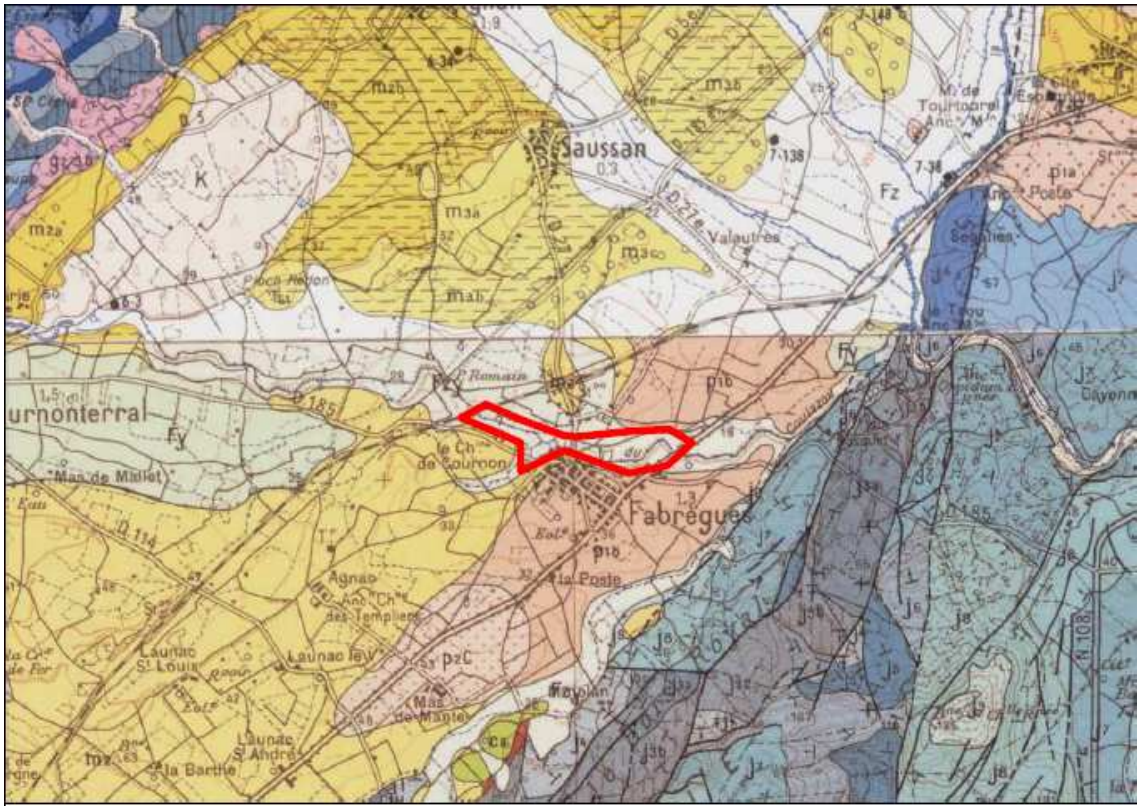
Ces formations reposent sur les sables Astien du Plioçène, notés p1 sur la carte qui recouvrent le substratum du Miocène inférieur à moyen de l'Helvétien, Burdigalien, noté m2, et constitué de marnes bleues, de molasses blanches, de sables indurés jaunes et de calcaires coquilliers.

7.1.2 Contexte hydrogéologique

La présence du ruisseau du Coulazou laisse présager :

- Des circulations dans les couches superficielles à la faveur de l'infiltration du ruissellement,
- En profondeur dans le substratum du Miocène, à la faveur de niveaux plus perméables.

Figure 110 : Extrait de la carte géologique de Sète



7.1.3 Etude géotechnique GIA Ingénierie – Juillet 2015

L'étude a permis de définir les éléments suivants :

- Conditions de réutilisation des matériaux,
- Nature du sous-sol et conditions de terrassement,
- Présence d'eau,
- Perméabilité des sols des futures digues.

Les plans ci-dessous précisent l'implantation des sondages réalisés :

Figure 111 : Implantation des sondages (Source : GIA Ingénierie - 2015) – 1/2

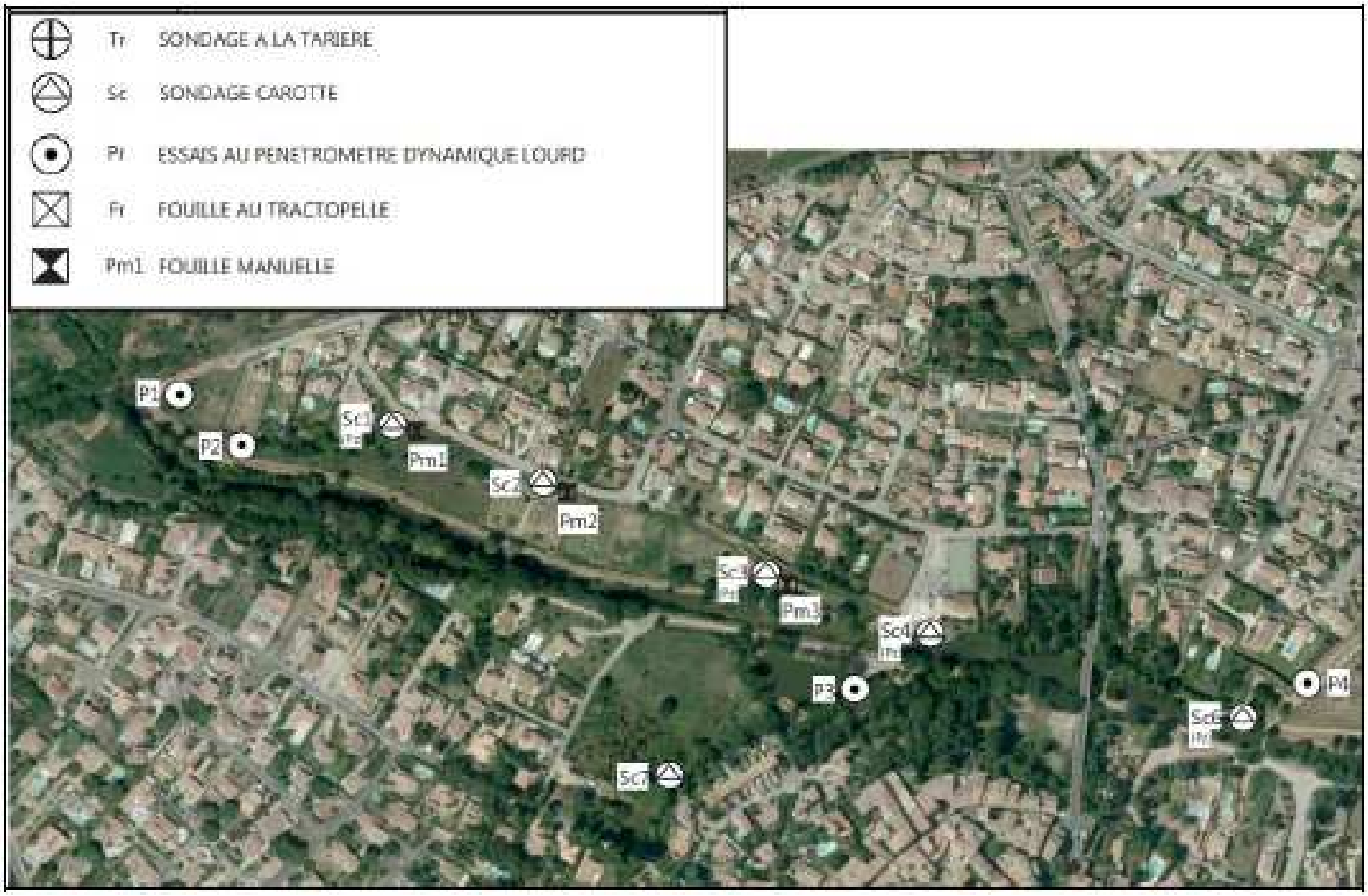
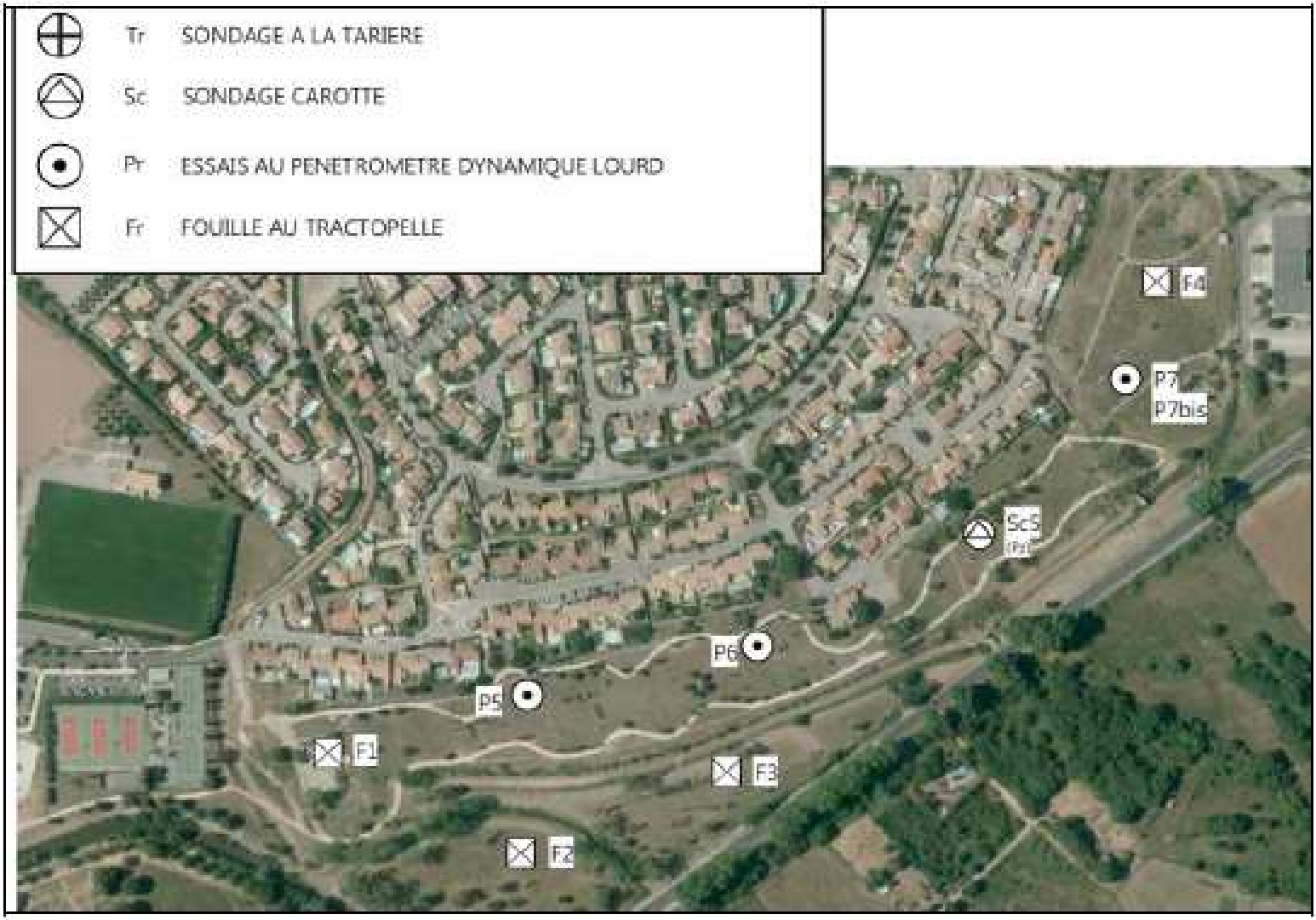


Figure 112 : Implantation des sondages (Source : GIA Ingénierie - 2015) – 2/2



L'ensemble des sols analysés sont **peu argileux** et **peu sensibles aux variations hydriques** à l'exception de F4 (de 0.7 à 1.1 m), SC2 (de 1.0 à 1.3 m), PM1 et PM2 (en surface) où les sols sont modérément sensibles aux variations hydriques, à teneur en eau faible à normale.

Les essais réalisés en laboratoire permettent de classer les sols suivant leur nature, d'Ouest en Est :

- **A l'extrême Ouest**, au niveau de la **digue de la Plantade** :
  - Des **sols graveleux à sablo-graveleux** à matrice +/- argileuse, très secs en surface (classe C1B4 pour SC1 de 1.0 à 1.5 m et classe C1B6 ts pour PM1 en surface),

- Suivis, toujours au niveau de la **digue de la Plantade** :
  - De **sols limoneux peu plastiques**, très secs en surface et localement avec des graves éparses (classe A1 ts pour PM2 et C1A1 ts pour PM3 en surface) et moyennement à très humides en profondeur en rive Nord (classe A1 m pour SC2 de 1.0 à 1.3 m et classe A1 th pour SC3 de 1.5 à 2.0 m) et secs en profondeur en rive Sud (classe A1 s pour SC7 de 1.5 à 2.0 m),

- **A l'est**, au niveau de la **digue des Campanelles** :
  - **De 0.5 à 1.4 m** : **des sols limoneux peu plastiques**, humides à très humides (Classe A1 h pour F1 de 0.5 à 1.0 m, F3 de 0.9 à 1.4 m et F4 de 0.7 à 1.0 m et Classe A1 th pour F2 de 0.8 à 1.1 m),
  - **De 1.7 à 2.5 m** : **des sols graveleux à sablo-graveleux** à matrice +/- argileuse, secs à humides (Classe C1B4 s pour F1 à 2.0 m, Classe BR/B6 h pour F2 de 1.9 à 2.3 m et Classe C1B4 pour F3 de 1.7 à 2.1 m et pour F4 de 1.9 à 2.5 m.

Les conclusions de l'étude géotechnique GIA indiquent qu'une partie des **matériaux rencontrés** est normalement **inutilisables à l'état très humide et très sec** en raison des phénomènes de matelassage et les problèmes de compactage.

Moyennant un **dépôt provisoire ou un drainage** pendant une période suffisante, ces matériaux peuvent être reclassés dans un état hydrique humide à moyennement humide les rendant ainsi plus facilement réutilisables.

Néanmoins, leur réemploi en remblais nécessitera aussi de porter une attention toute particulière aux conditions météorologiques sur le site afin de limiter les phénomènes de matelassage et les problèmes de compactage.

Si leur humidité est suffisante, un **traitement au ciment ou au LHR** peut s'avérer nécessaire pour un réemploi. Mais cette méthode complexe et l'hétérogénéité relative des sols laissent supposer un coût de traitement important pour un pourcentage de réemploi faible.

7.1.4 Etude géotechnique HYDROGEOTECHNIQUE – Juin 2020

L'étude géotechnique HYDROGEOTECHNIQUE – Juin 2020 est jointe en Annexe n° 5 :

- Annexe n° 5.1 : Digue des Campanelles,
- Annexe n° 5.2 : Digue de la Plantade,
- Annexe n° 5.3 : Mur du Merdanson,
- Annexe n° 5.4 : Annexes.

7.1.4.1 Investigations réalisées au droit de la digue des Campanelles

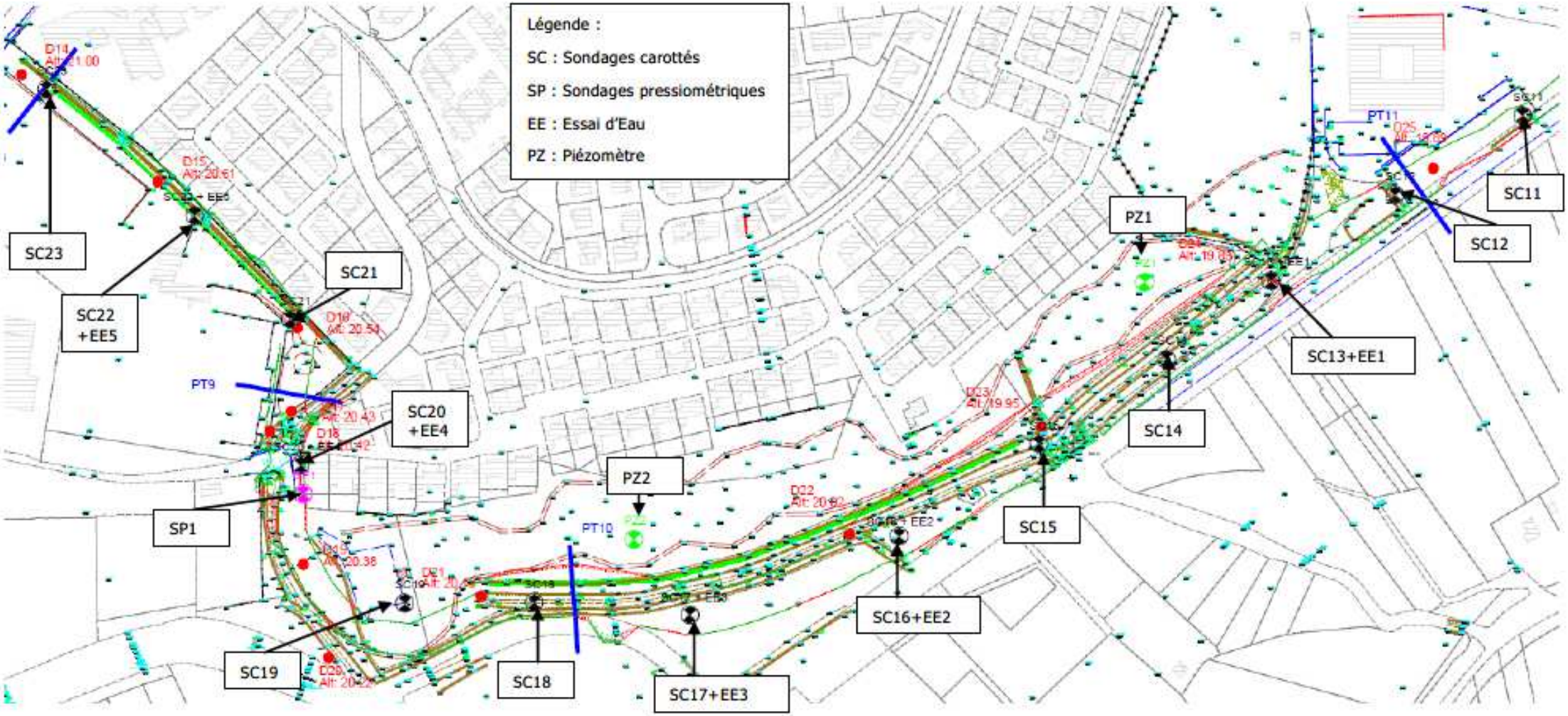
A la demande de 3M, HYDROGEOTECHNIQUE a réalisé entre le 31 Août et le 10 Septembre 2018, au droit de la digue des Campanelles :

- 13 sondages carottés, notés de SC11 à SC23, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750 ou HYDROFORE 1200 en roto percussion Ø116 mm,
- 1 sondage de reconnaissance géologique de type destructif (SP1), au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 1200, pour essais pressiomètriques, suivant la norme NFP 94-110-1, permettant la mesure, par un essai de chargement in situ :
  - Du module de compressibilité : Em,
  - De la pression de fluage : pf,
  - De la pression de rupture : pl,
  - De la pression horizontale des terres : σ HS,

- Qui permet celle de la pression limite nette : pl^*.

- 2 sondages de reconnaissance géologique de type destructif, notés PZ1 et PZ2, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 1200,

Figure 113 : Secteur des Campanelles – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)



- A l'avancement de la réalisation des forages, 5 essais de perméabilité de type NASBERG en charge variable,

- Enfin, en laboratoire :

  - 6 GTR (3 sur la couche C2.1, 3 sur les couches C1) comprenant :
    - Teneurs en eau (NFP 94-050),
    - Limites d'Atterberg (NFP 94-051),
    - Essais au bleu de méthylène (NFP 94-068),
    - Analyses granulométriques (NFP 94-056),

7.1.4.2 Caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de la digue des Campanelles

Sur le secteur des Campanelles, compte tenu du contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique mis en évidence par les différentes investigations, le site est marqué par la succession lithologique suivante :

Tableau 39 : Digue des Campanelles – Synthèse des données de sol (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)

Lithologie		Limon à argile limoneuse brun à radicelles	Béton bitumineux	Béton ou mortier +/- altéré	Limon à argile limoneuse brun	Limon argileux +/- sableux à argile limoneuse à nombreux cailloux, cailloutis, graviers	Argile brun/verdâtre	Marne argileuse
N° couche		C0.1	C0.2	C0.3	C1.1	C1.2	C2.1	C3
Prof. du toit (m)	SC11	/	/	/	/	0.00	2.80	/
	SC12	/	/	/	0.00	2.90	4.25	/
	SC13	0	1.30/3.00	/	0.15/1.80	3.40	3.90	/
	SC14	/	/	/	0.00	1.50	3.00	/
	SC15	/	/	/	/	0.00	3.80	/
	SC16	0	/	/	0.30	0.80	2.60	/
	SC17	/	/	/	/	0.00	2.65	/
	SC18	/	/	/	/	0.00	2.42	/
	SC19	/	/	0	/	0.35	3.80	/
	SC20	/	/	0	/	0.05	3.50	/
	SC21	/	/	/	0.00	0.60	3.00	/
	SC22	/	/	0	0.15/1.50	1.15/2.17	3.50	/
	SC23	/	/	/	/	0.00	0.85	1.90
	SP1	/	/	0	/	0.05	3.10	5.00
Compacité (MPa)		non testée	non testée	non testée	non testée	non testée	élevée à très élevée $23.1 \leq Em \leq 35.6$, $2.17 \leq pl^* \leq 3.85$	très élevée $29.3 \leq Em \leq 48.4$, $2.96 \leq pl^* \leq 3.95$,
Perméabilité (m/s)		/	/	/	/	/	$1 \times 10^{-8} < k < 6 \times 10^{-9}$	/
Hydrogéologie		Forage à l'eau Circulations possibles dans toutes les couches en période pluvieuse Nappe possible dans le substratum du Miocène						

Les investigations menées ont permis d'identifier un sol avec des compacités très élevées à partir de 1.9 m et 5.0 m de profondeur/TN.

On relève la présence de terre végétale sur 15 cm au niveau du SC13 et 30 cm au niveau du SC16 :

Nature : Limon brun à argile limoneuse brune avec radicelles, correspondant à la terre végétale, couche reconnue aux profondeurs et sur les épaisseurs suivantes :

Tableau 40 : Digue des Campanelles – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)

Sondage	Profondeur du toit (m)	Profondeur du mur (m)	Epaisseur (m)
SC13	0.00	0.15	0.15
SC16	0.00	0.30	0.30

Pour SP4 et SP5, des venues d'eau ont été observées vers 2.00 m pour les deux forages.

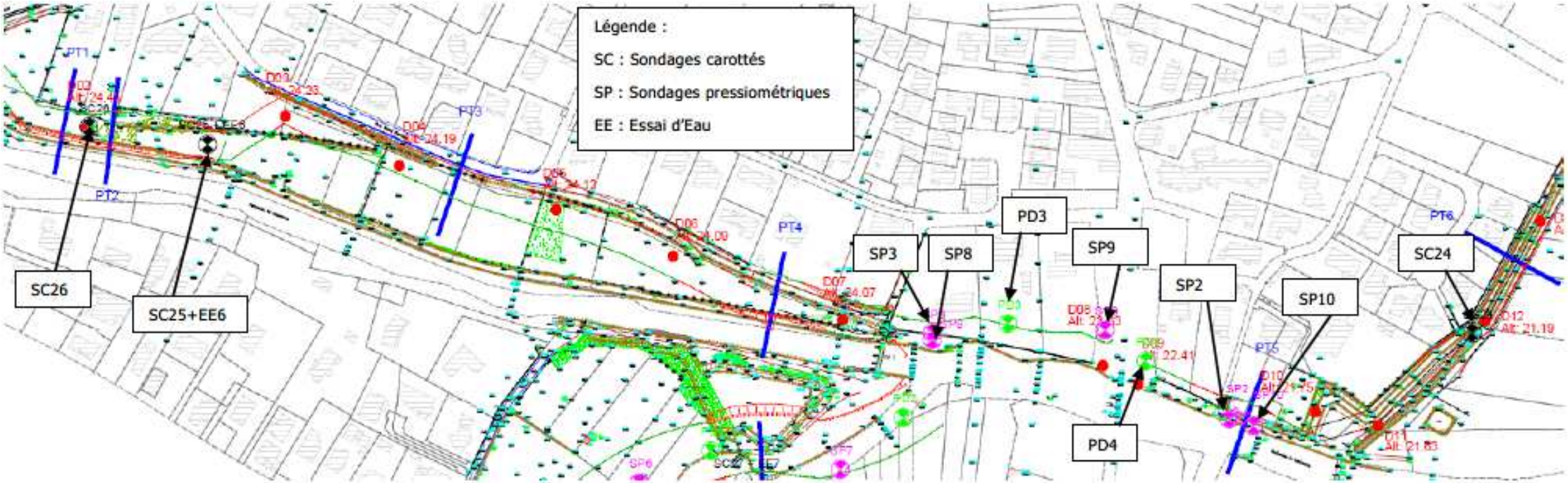
7.1.4.3 Investigations géotechniques réalisées au droit de la digue de la Plantade

A la demande de 3M, ont été réalisés entre le 31 Août et le 10 Septembre 2018, au droit de la digue de la Plantade :

- 3 sondages carottés, notés de SC24 à SC26, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750 ou HYDROFORE 1200 en roto percussion Ø116 mm,

- 2 sondages de reconnaissance géologique de type destructif, notés SP2 et SP3, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750, pour essais pressiométriques, suivant la Norme NFP 94-110-1, permettant la mesure, par un essai de chargement in situ :
  - Du module de compressibilité : Em,
  - De la pression de fluage : pf,
  - De la pression de rupture : pl,
  - De la pression horizontale des terres : σHS,
  - Qui permet celle de la pression limite nette : pl^*.
  - A l'avancement de la réalisation des forages, 1 essai de perméabilité de type NASBERG en charge variable.

Figure 114 : Secteur de la Plantade – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)



Ont été réalisés entre le 23 et le 26 Octobre 2019, au droit de la digue de la Plantade :

- **3 sondages de reconnaissance géologique de type destructif, notés SP8, SP9 et SP10,** au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750, **pour essais pressiométriques,** suivant la Norme NFP 94-110-1, permettant la mesure, par un essai de chargement in situ :
  - du module de compressibilité : Em
  - de la pression de fluage : pf
  - de la pression de rupture : pl
  - de la pression horizontale des terres : □HS,
  - qui permet celle de la pression limite nette : pl*.

- 2 essais au pénétromètre dynamique lourd équipés d'un mouton de 64kg (PD3 et PD4), au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 200.

7.1.4.4 Caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de la digue de la Plantade

Tableau 41 : Succession lithologique au droit de la digue de la Plantade

Lithologie		Limon à argile limoneuse brun à radicelles	Limon à argile limoneuse brun	Limon argileux +/- sableux à argile limoneuse à nombreux cailloux, cailloutis, graviers	Argile brun/verdâtre peu à moyennement consistante	Sable fin +/- argileux ocre/gris	Argile marneuse grise consistante
N° couche		C0.1	C1.1	C1.2	C2.1	C2.2	C3
Prof. du toit (m)	**SC24**	/	/	0.00	3.95	/	/
	SC25	0.00	0.20	/	2.10	/	2.60
	SC26	/	0.00	/	/	/	4.10
	SP2	/	0.00	/	/	5.00	/
	SP3	/	0.00	/	?	/	?
	SP8	/	0.00	/	/	/	5.50
	SP9	0.00	1.20	/	/	/	4.40
	SP10	/	/	0.00	/	/	6.40
Compacité (MPa)		/	faible à élevée : 1.6 ≤ Em ≤ 16.1 0.08 ≤ pl* ≤ 1.60	/	/	moyenne à très élevée 5.7 ≤ Em ≤ 21.1, 0.95 ≤ pl* (≤ 2.88,	Elevée à très élevée 48.3 ≤ Em ≤ 288.7, pl* ≥ 5.00
Perméabilité (m/s)		/	/	/	/	/	/

Hydrogéologie	Forages effectués à l'eau Niveau de nappe en relation avec le niveau du Coulazou, Circulations possibles dans toutes les couches en période pluvieuse Nappe possible dans le substratum du Miocène

Les investigations menées ont permis d'identifier un sol avec des compacités moyennes à très élevées à partir de 5 m/TN.

On relève la présence de terre végétale sur 20 cm au niveau du SC25 et 1.2 m pour SP9.

Tableau 42 : Digue de la Plantade – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)

Sondage	Profondeur du toit (m)	Profondeur du mur (m)	Epaisseur (m)
SC25	0.00	0.20	0.20
SP9	0.00	1.20	1.20

Sur les secteurs en aval du pont de la RD27, les résultats des sondages pressiométriques ont permis d'identifier un sol de bonne capacité de 0 à 5 m de profondeur au niveau de SP2.

Sur les secteurs en amont du pont de la RD27, au niveau des enrochements percolés de béton, le sondage SP3 a montré des argiles limoneuses de compacité faible à très faible de 0 à 6.50 m/TN de profondeur. Des purges seront donc à prévoir sur ce secteur. Dans le cadre des missions de suivi (mission G3), le géotechnicien de l'entreprise pourra décider de purger les zones les plus molles et de les substituer soit par un gros béton à fonction d'homogénéisation, soit au moyen de blocs mis en œuvre au niveau de la PST (Partie Supérieure des Terrassementts) cloutés dans le sol pour améliorer la portance. L'étanchéité étant assurée par le rideau de palplanches.

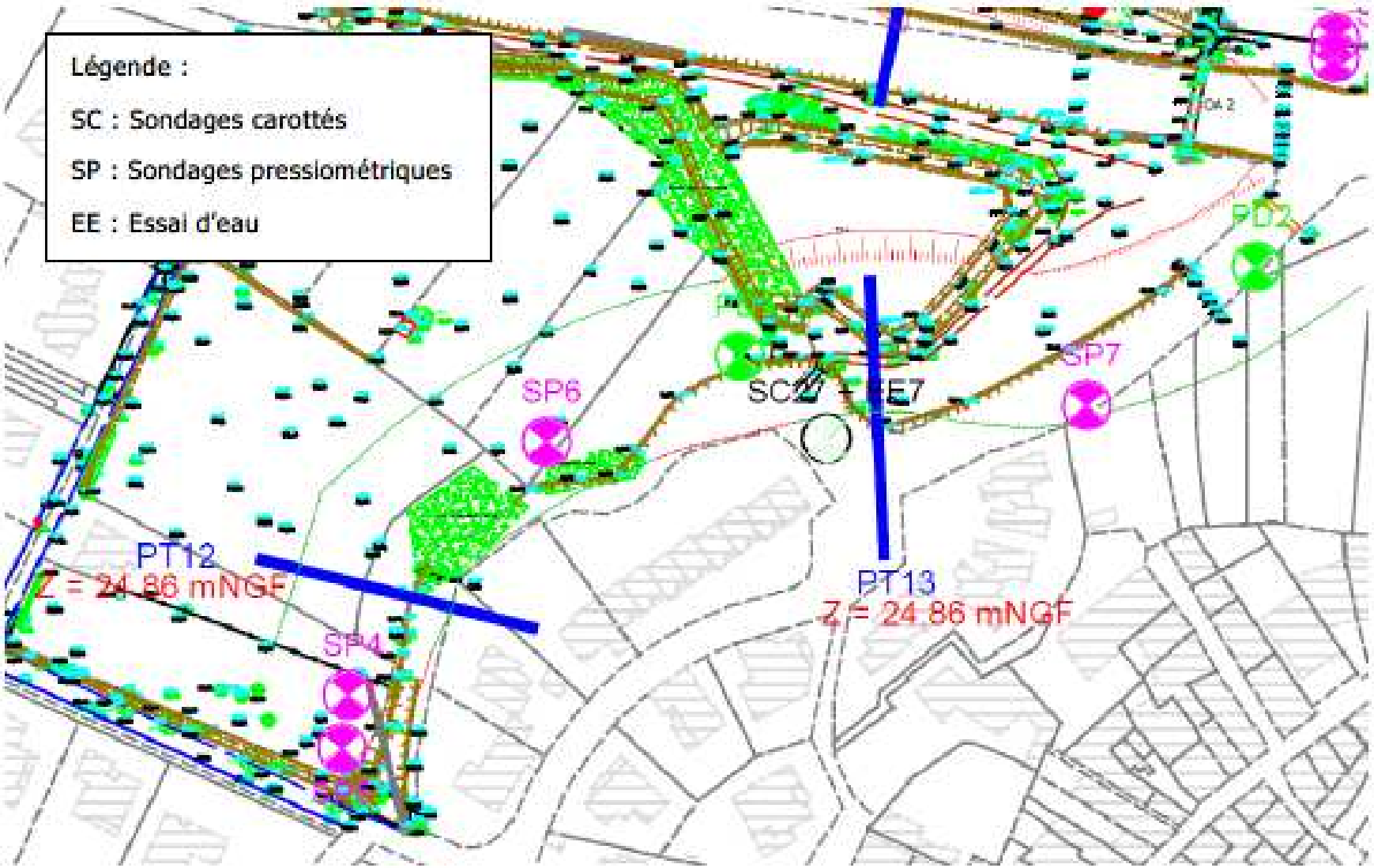
7.1.4.5 Investigations géotechniques réalisées au droit du mur du Merdanson

A la demande de 3M, HYDROGEOTECHNIQUE a réalisé entre le 31 Août et le 10 Septembre 2018, au droit du mur du Merdanson :

- 1 sondage carotté, noté SC27, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750 ou HYDROFORE 1200 en roto percussion Ø116 mm,

- 2 sondages de reconnaissance géologique de type destructif, notés SP4 et SP5, au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 1200, pour essais pressiométriques, suivant la norme NFP 94-110-1, permettant la mesure, par un essai de chargement in situ :
  - Du module de compressibilité : Em,
  - De la pression de fluage : pf,
  - De la pression de rupture : pl,
  - De la pression horizontale des terres : σHS,
  - Qui permet celle de la pression limite nette : pl^*.

Figure 115 : Secteur du Merdanson – Plan d'implantation des sondages (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)



- A l'avancement de la réalisation du forage SC27, 1 essai de perméabilité de type LEFRANC en charge variable.

- Enfin en laboratoire :
  - 1 GTR sur SC27 à 1.00 m de profondeur.

A la demande de 3M, ont été réalisés entre le 21 et le 28 Novembre 2019, au droit de la future digue du Merdanson :

- **2 sondages de reconnaissance géologique de type destructif, notés SP6 et SP7,** au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 750, **pour essais pressiométriques,** suivant la Norme NFP 94-110-1, permettant la mesure, par un essai de chargement in situ :
  - du module de compressibilité : Em,
  - de la pression de fluage : pf,
  - de la pression de rupture : pl,
  - de la pression horizontale des terres : σHS,
  - qui permet celle de la pression limite nette : pl*.

- **2 essais au pénétromètre dynamique lourd équipés d'un mouton de 64 kg,** au moyen d'une sondeuse HYDROFORE 200**,**

7.1.4.6 Caractéristiques géologiques, géotechniques, hydrogéologiques au droit du mur du Merdanson

Compte tenu du contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique mis en évidence, le site est marqué par la succession lithologique suivante :

Tableau 43 : Succession lithologique au droit du mur du Merdanson

Lithologie		Argile légèrement limoneuse brune à cailloux, cailloutis et radicelles	Limon argileux +/- sableux, à argile +/- limoneuse à nombreux cailloux, cailloutis, gravillons, graviers	Sable argileux ocre/gris à gravillons	Marne argileuse grise consistante +/- indurée
N° couche		C0.1	C1	C2.2	C3
Prof. du toit (m)	**SC27**	/	0.00	4.60	/
	SP4	/	0.00	/	3.70
	SP5	0.00	0.60	/	4.10
Compacité (MPa)		/	Modeste à moyenne	/	Très élevée
Perméabilité (m/s)		/	/	1×10^{-6}	/
Hydrogéologie		SC27 : niveau d'eau relevé à 2.85m SP4 et SP5 : niveau d'eau relevé à 2.00m SP7 : niveau d'eau stabilisée à 1.20m/TN La cote des NPHE à retenir est de 25.20mNGF.			

Les investigations menées ont permis d'identifier un sol avec des compacités très élevées à partir de 3.7 m et 5.3 m de profondeur/TN (Couche C3). Lors des études d'Avant-Projet, il a été précisé que ces compacités étaient incompatibles avec la mise en place de palplanches.

Les sondages pressiométriques indiquent une compacité moyenne dans la couche 1 de limon argileux.

Des venues d'eau ont été constatées à 2.85 m au niveau de SC27 et à 2 m pour SP4 et SP5.

De la terre végétale a été rencontrée au niveau du SP5 (60 cm), SP6 (25 cm) et SP7 (50 cm) :

Nature : argile légèrement limoneuse brune à cailloux, cailloutis et radicelles, correspondant à de la terre végétale, couche reconnue aux profondeurs et sur les épaisseurs suivantes :

Tableau 44 : Mur du Coulazou – Profondeur de la terre végétale (Source : HYDROGEOTECHNIQUE – 2019)

Sondage	Profondeur du toit (m)	Profondeur du mur (m)	Epaisseur (m)
SP5	0.00	0.60	0.60
SP6	0.00	0.25	0.25
SP7	0.00	0.50	0.50

7.1.4.7 Conclusions de l'étude HYDROGEOTECHNIQUE

Pour les digues (Campanelles, Plantade), l'ouvrage de digue pourra être mis en œuvre en remblais à partir de matériaux d'apport identifiés en laboratoire. Ces matériaux d'apport seront utilisés pour le comblement du ruisseau existant. Ils devront être de type GTR A1 ou A2 et présenter un IPI minimum de 10 ainsi qu'une perméabilité k > 10^{-7} m/s.

Au stade de la mission de Projet, le BE Géotechnique conseille de retenir les principes constructifs suivants :

- Réalisation d'une clé d'étanchéité à 1.00 m de profondeur minimum sur une largeur de 3.00 m,
- Le dressage des talus à 5H/2V,
- La protection des talus dressé à 1H/1V au moyen d'un enrochement percolé ou d'une végétalisation,
- La création d'une piste sommitale de 3.00 m de largeur minimum.

7.1.5 Préconisations de mise en œuvre des matériaux – Digues de la Plantade et des Campanelles

7.1.5.1 Préconisations de mise en œuvre des matériaux du corps de digue

Les matériaux du corps de digue seront préférentiellement des matériaux extraits d'un site extérieur, classés GTR A2 ou A1 à ramener en situation m.

Il est prévu un talutage à 5 de base pour 2 de hauteur.

Au droit des points singuliers de la digue des Plantades, on pourra prévoir :

- De dresser les talus à 3B/2H pour les faces non exposées à l'eau et pour des hauteurs inférieures à 2.00 m/TN.,

- De dresser les talus à 1B/1H lorsqu'il est prévu un enrochement percolé (secteurs 2.1, 2.2, 2.3).

Les matériaux GTR A2 ou A1 pourront être mis en place dans tout le corps de digue formant un « barrage homogène ».

Pour éviter la dégradation de l'ouvrage, il est conseillé la mise en œuvre d'une géogrille anti-animaux fouisseurs.

- Objectifs de densification :
  Il convient de viser un objectif de densification q4 au sens de la norme NF P98-331.

- Objectifs de teneur en eau et de densité :
  Pour un objectif q4, il convient de viser un γdm (masse volumique moyenne du sol sec) = 95% de la masse volumique du sol à l'OPN.

- Modalités de compactage :
  Les modalités de compactage pour un objectif de densification q4 sont précisées dans le tableau ci-après, en fonction de la classe du matériel, avec :
  - E (cm) = épaisseur maximale des couches après compactage,
  - Q/L ($m^3/h/m$) : debit théorique Q par unité de largeur de compactage (L),

- N = valeur du nombre de passes n à réaliser par couche,

- V = (km/h) = pour une vitesse donnée V du matériel et pour l'épaisseur maximale.

On retiendra dans ce qui suit un compacteur V5, les épaisseurs de compactage seront comprises entre 30 cm et 45 cm en fonction de l'intensité de compactage à mettre en œuvre (Cf. Tableau page 43 de l'annexe n° 5.1)

7.1.5.2 Piste sommitale

Il est prévu la création d'une piste sommitale en matériaux granulaires de 3.00 m de largeur.

La piste sera circulable par les engins d'entretien. Le dimensionnement des digues tient compte de la surcharge générée par ces circulations.

Si une piste sommitale en GNT est prévue, elle pourra faire office de réservoir d'eau, s'infiltrant dans le corps de digue. On veillera à donner une forme de pente pour évacuer les eaux collectées, ou une étanchéité de surface de la piste. En variante, on pourra envisager une piste en béton rainuré.

7.1.6 Préconisations de mise en œuvre des matériaux dans le lit du Merdanson et côté butée du soutènement

Les matériaux du corps de digue seront préférentiellement des matériaux extraits d'un site extérieur, classés GTRA2 ou A1 à ramener en situation m.

Il est prévu un talutage à 3 de base pour 1 de hauteur.

Les matériaux GTR A2 ou A1 pourront être mis en place dans tout le corps de digue formant un « barrage homogène ».

Pour éviter la dégradation de l'ouvrage, il est conseillé la mise en œuvre d'une géogrille anti-animaux fouisseurs.

- Objectifs de densification :
  Il convient de viser un objectif de densification q4 au sens de la norme NF P98-331.

- Objectifs de teneur en eau et de densité :
  Pour un objectif q4, il convient de viser un γdm (masse volumique moyenne du sol sec) = 95% de la masse volumique du sol à l'OPN.

- Modalités de compactage :
  Les modalités de compactage pour un objectif de densification q4 sont précisées dans le tableau ci-après, en fonction de la classe du matériel, avec :
  - E (cm) = épaisseur maximale des couches après compactage,
  - Q/L ($m^3/h/m$) : debit théorique Q par unité de largeur de compactage (L),

- N = valeur du nombre de passes n à réaliser par couche,

- V = (km/h) = pour une vitesse donnée V du matériel et pour l'épaisseur maximale.

On retiendra dans ce qui suit un compacteur V5, les épaisseurs de compactage seront comprises entre 30 cm et 45 cm en fonction de l'intensité de compactage à mettre en œuvre (Cf. Tableau page 39 de l'Annexe n° 5.3).

7.2 Etude de la stabilité des ouvrages

La stabilité des ouvrages est étudiée par HYDROGEOTECHNIQUE dans les rapports joints en Annexe n° 5 :

- Annexe n° 5.1 : Digue des Campanelles,

- Annexe n° 5.2 : Digue de la Plantade,

- Annexe n° 5.3 : Mur du Merdanson.

7.2.1 Remarques préliminaires

Au sens du guide CFBR « Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblais » et du guide ERINOH, pour la justification de la stabilité des barrages en remblais, les états-limites à considérer dans cette étude sont :

- Etat limite ultime de stabilité d'ensemble – stabilité du talus amont et aval,

- Etat limite de soulèvement hydraulique du pied aval,

- Etat limite de défaut de capacité portante/tassements,

- L'état limite ultime de résistance à l'érosion interne en situation normale d'exploitation pour vérifier 4 phénomènes :
  - Erosion interne de conduit,
  - Erosion régressive,
  - Erosion de contact,
  - Suffusion.

- L'état limite ultime de résistance à l'érosion externe.

Les vérifications sont réalisées sur les profils type suivants :

- **Digue de la Plantade (Secteurs 1 et 2.1) :**

Figure 116 : Digue de la Plantade – Secteur 1 – Profil type de principe de calcul de stabilité

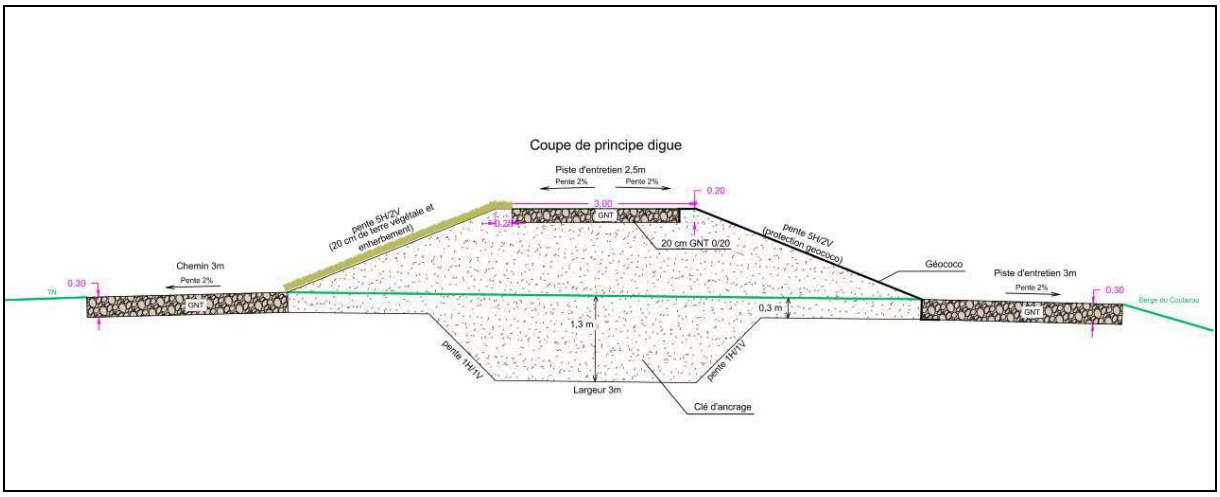
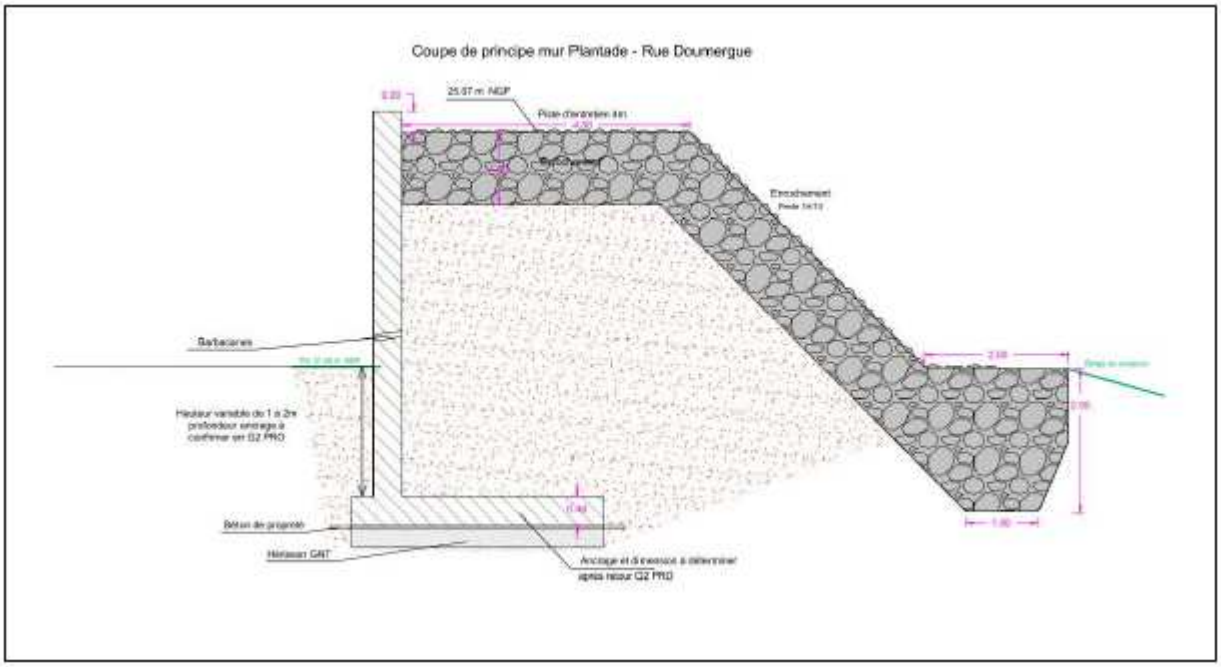
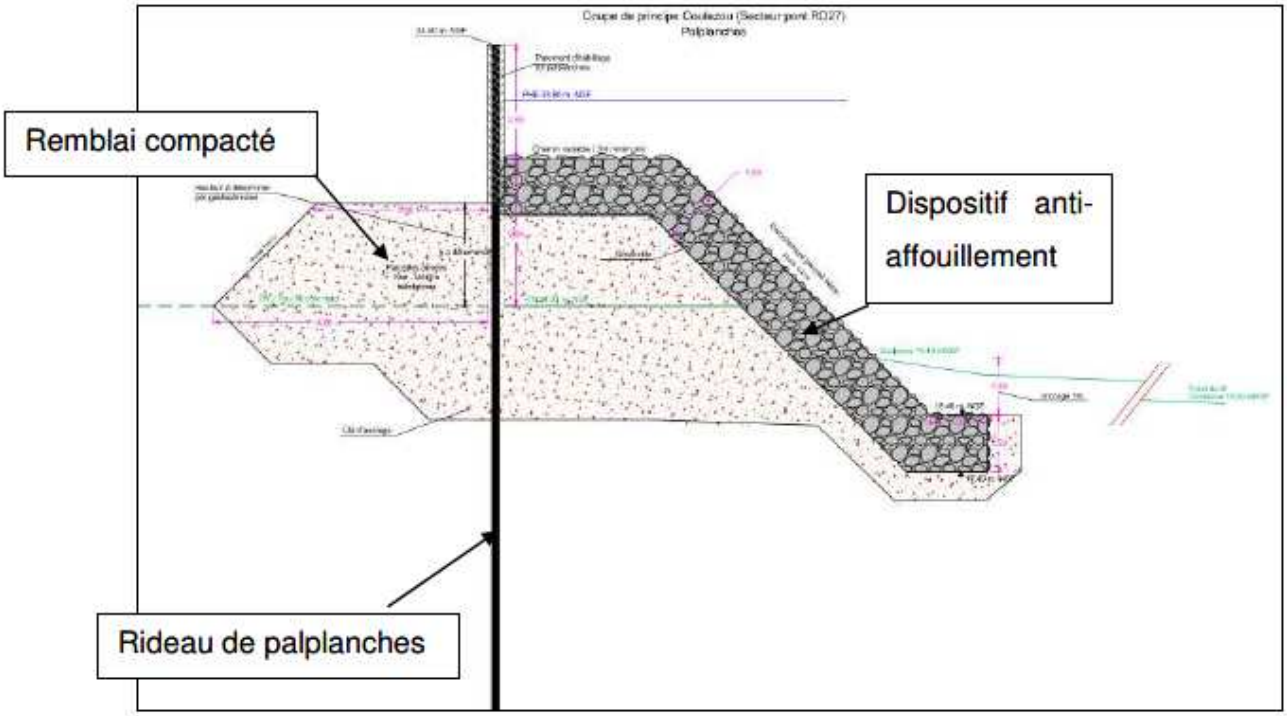


Figure 117 : Digue de la Plantade au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1 – Profil type de principe de calcul de stabilité



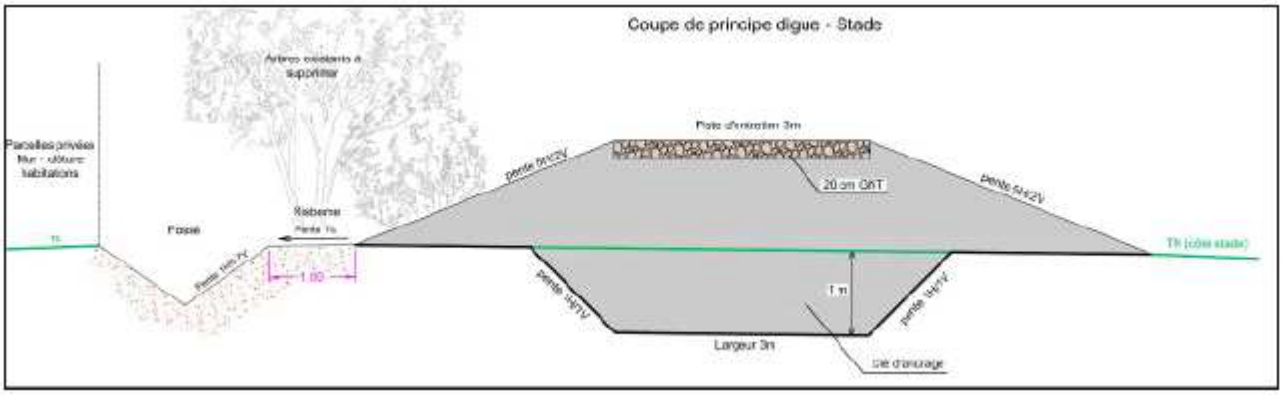
- **Digue de la Plantade de part et d'autre de la RD27 (Secteurs 2.2 et 2.3) :**

Figure 118 : Digue de la Plantade de part et d'autre de la RD27 (secteurs 2.2 et 2.3) – Profil type de calcul de stabilité



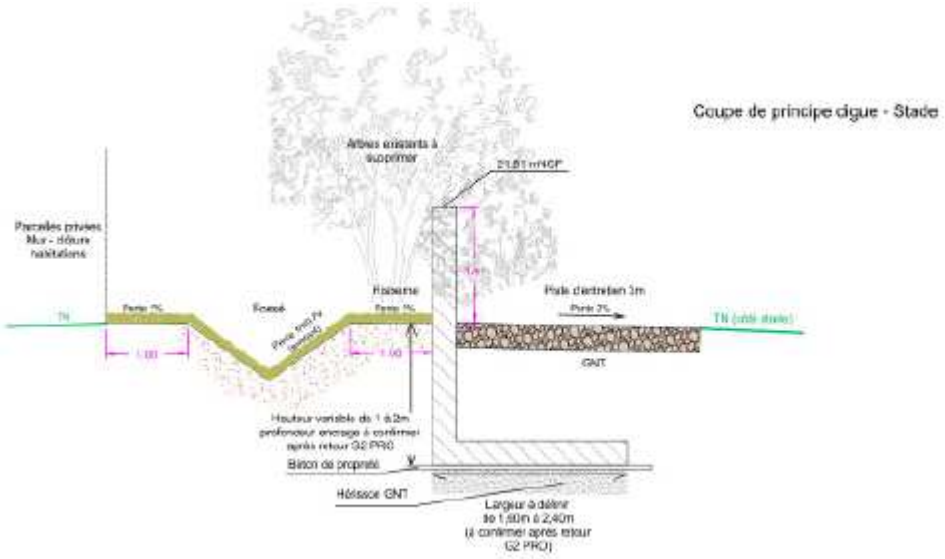
- **Digue de la Plantade au droit du cimetière (Secteur 3) :**

Figure 119 : Digue de la Plantade au droit du cimetière (secteur 3) – Profil type de calcul de stabilité



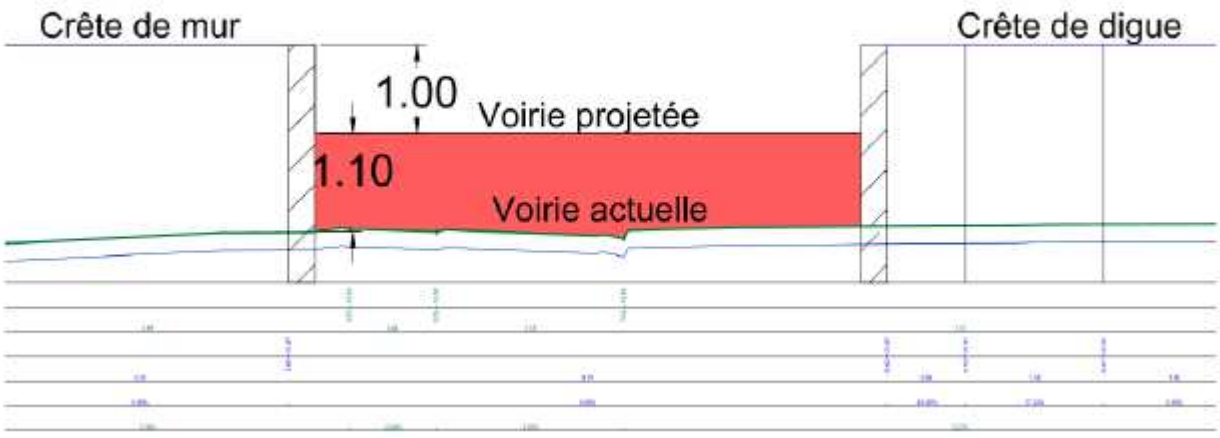
- **Mur des Campanelles (secteur 4) :**

Figure 120 : Mur des Campanelles (secteur 4) – Profil type de calcul de stabilité



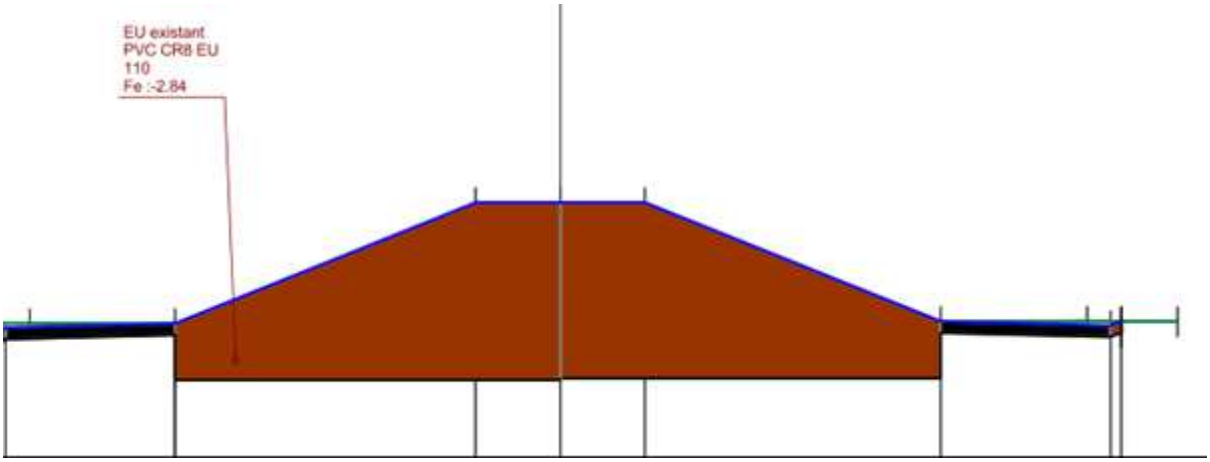
- **Surélévation de la voirie Rue Jean-Marc Rouan (secteur 5) :**

Figure 121 : Surélévation de la voirie Rue Jean-Marc Rouan (secteur 5) – Profil type de calcul de stabilité



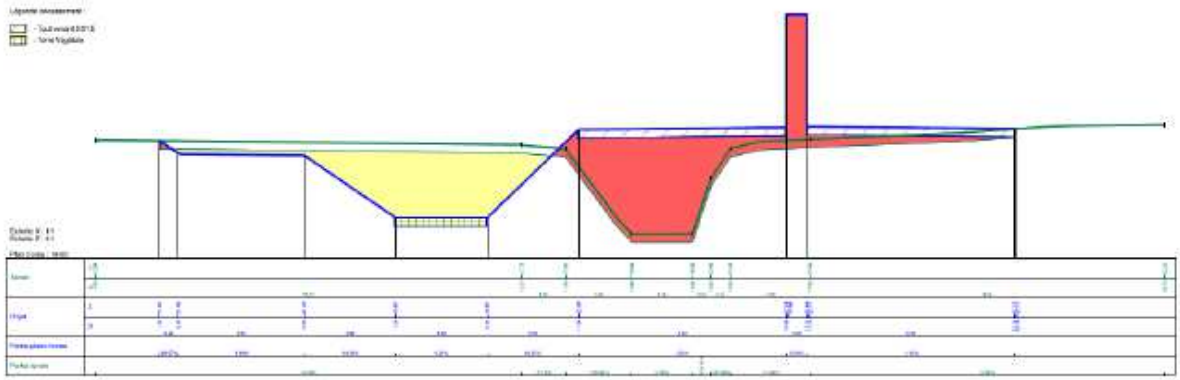
- **Digue des Campanelles (secteur 6) :**

Figure 122 : Digue des Campanelles – secteur 6 – Profil type de calcul de stabilité



- **Mur du Merdanson :**

Figure 123 : Mur du Merdanson – Secteur 7 – Profil type de principe de calcul de stabilité



7.2.2 Géométrie de l'ouvrage

7.2.2.1 Digue de la Plantade – Secteurs 1 et 2.1

Pour la digue de la Plantade en section courante (secteur 1), on considérera :

- Une cote du terrain naturel à 23.50 m NGF,
- Une cote de PHE à 25.19 m NGF (source étude hydraulique),
- Une crête de la digue à environ 26.19 m NGF (revanche de 1 m),
- Une largeur de crête de 3.00 m,
- Des talus amont et aval dressés à 5B/2H,

- Une clef d'étanchéité dont le niveau d'arase est situé à 22.50 m NGF, de 1.00 m de profondeur et de 3.00 m de largeur en base.

Pour la digue de la Plantade au droit de la rue Domergue (secteur 2.1), on considérera :

- Une cote du terrain naturel à +/-21.50 m NGF,
- Une crête de la digue à environ 25.07 m NGF (source étude hydraulique),
- Une largeur en crête de 3.00 m,
- Des talus amont et aval dressés à 1B/1H,
- La mise en œuvre d'un enrochement maçonné de 1.00 m d'épaisseur,
- Une clef d'étanchéité dont le niveau d'arase est situé à 20.50 m NGF, de 1.00 m de profondeur et de 3.00 m de largeur en base,
- Un mur de soutènement en béton armé type Cantilever.

7.2.2.2 Digue des Campanelles – Secteur 6

- Cote du terrain naturel à 18.00 m NGF,
- Une crête de la digue à environ +22.05 m NGF (revanche de 1 m),
- Cote des NPHE à environ +21.05 m NGF (source étude hydraulique),
- Une largeur en crête de 3.00 m,
- Des talus amont et aval dressés à 5B/2H,
- Une clef d'étanchéité dont le niveau d'arase est situé à 17.00 m NGF, de 1.00 m de profondeur et de 3.00 m de largeur en base.

7.2.2.3 Mur du Merdanson – Secteur 7

On considérera :

- Une cote du terrain projet à 22.00 m NGF,
- Une cote du nouveau ruisseau projet à 20.00 m NGF,
- Cote des NPHE à environ 25.20 m NGF (source étude hydraulique),
- Une largeur en crête de 5.00 m,
- Un talus dressé à 1H/1V,

- Une clef d'étanchéité dont le niveau d'arase est situé à 19.00 m NGF, de 1.00 m de profondeur et de 1.00 m de largeur en base.

7.2.3 Etude de stabilité des digues

L'étude de stabilité des digues a été réalisée par HYDROGEOTECHNIQUE et présentée :

- En Annexe n° 5.1 pour la digue des Campanelles,

- En Annexe n° 5.2 pour la digue de la Plantade.

7.2.3.1 Moyens de calcul

Les calculs de stabilité au glissement sont effectués au moyen du logiciel TALREN V5.

7.2.3.2 Hypothèses de calculs

7.2.3.2.1 Modèle géotechnique de calcul

Au regard des investigations menées in situ, les paramètres géotechniques retenus sont décrits dans les rapports géotechniques en Annexes n° 5.1 et 5.2.

7.2.3.2.2 Hypothèses hydrauliques

D'après les investigations effectuées in situ, le niveau de la nappe est considéré sous le niveau des aménagements projetés.

La côte d'eau considérée dans les calculs de stabilité est calée au niveau de la crête de la digue.

La durée d'application de la crue est inférieure à 24 h.

La perméabilité moyenne du corps de digue est calée sur une valeur objectif de 10^{-7} m/s minimum et qui devra être contrôlée in situ lors de l'exécution des digues.

La perméabilité moyenne du sol d'assise est comprise entre 10^{-8} et 10^{-9} m/s.

Sécuritairement, il est retenu une perméabilité du sol d'assise à 10^{-6} m/s.

7.2.3.3 Etat Limite Ultime de la stabilité d'ensemble

7.2.3.3.1 Situations analysées

Dans ce qui suit, sont considérées les situations suivantes :

- Situation1 : situation normale d'exploitation : absence de niveau d'eau amont, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,

- Situation 2 : situation transitoire de fin de construction : absence de niveau d'eau amont, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,

- Situation 3 : situation rare de crue : niveau du Coulazou, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,

- Situation 4 : situation de décrue rapide assimilée à une situation rare, niveau piézomètrique dans le corps de digue au NPHE, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,
- Situation 5 : situation extrême de crue, niveau d'eau amont calé sur le niveau de la crête de la digue, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,
- Situation 6 : situation extrême sismique, pas d'eau en amont, surcharge d'exploitation de 1T/m² sur la piste,

La vérification mécanique de l'ouvrage est effectuée au moyen du logiciel TALREN.

Profil digue de la Plantade et des Campanelles : la vérification de stabilité est effectuée sur le talus aval (côté Coulazou), talus le plus défavorable car le plus haut. Si la stabilité du talus aval est vérifiée, elle le sera aussi côté amont.

La durée d'exposition des digues en situation centennale de crue est inférieure à 24 h. Compte tenu :

- Des perméabilités minimales recherchées,
- Du degré de saturation à 5 jours.

Les situations 3 et 4 ne peuvent, à priori, pas se produire.

Figure 124 : Modélisation des digues de la Plantade et des Campanelles

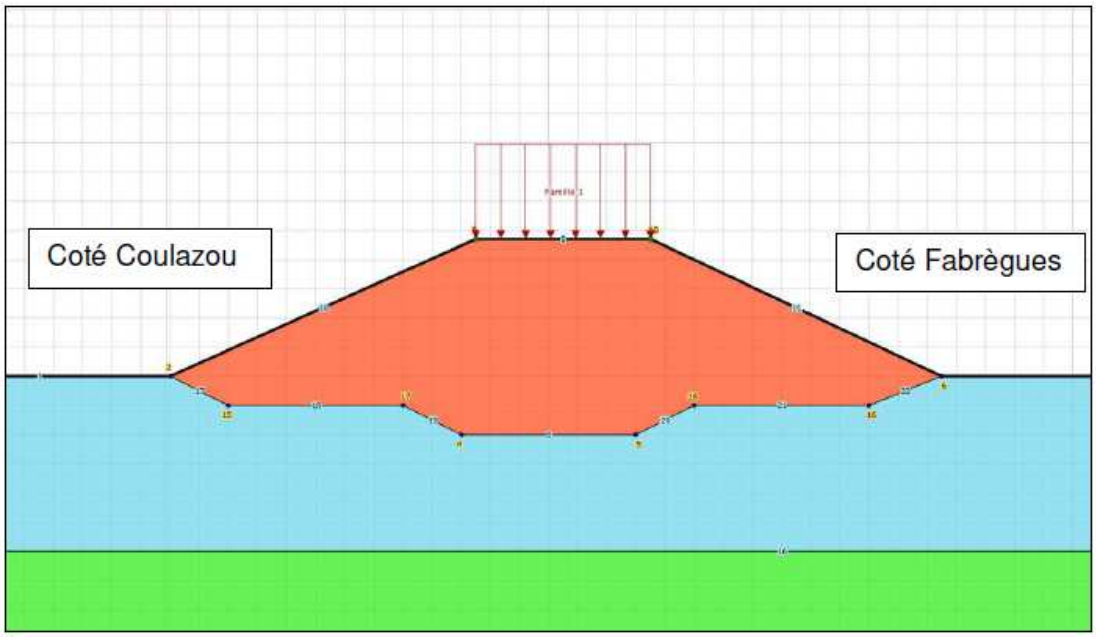
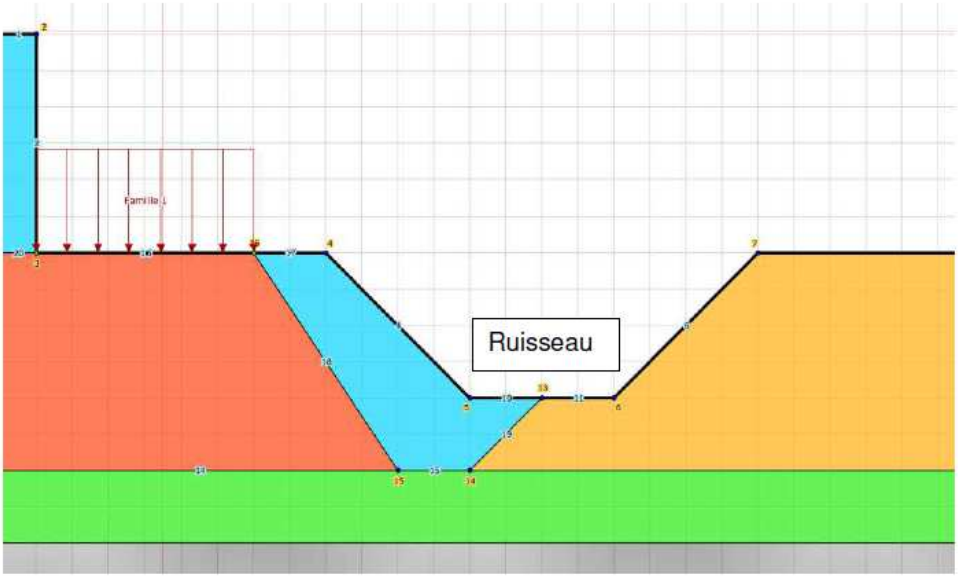


Figure 125 : Modélisation du talus du ruisseau du Merdanson



7.2.3.3.2 Résultats de calcul de stabilité d'ensemble

Le détail des calculs est présenté en annexe n° 5.4.

Quelques soient les situations, le coefficient de sécurité est :

- Compris entre 1.41 et 1.93 pour la digue des Campanelles,
- Compris entre 1.58 et 2.16 pour la digue de la Plantade amont (secteur 1),
- Compris entre 1.95 et 3.17 pour la digue de la Plantade au droit de la Rue Domergue (secteur 2.1),
- Compris entre 1.73 et 4 pour le talus du Merdanson.

Ces valeurs sont largement supérieures au coefficient recherché (1).

La stabilité d'ensemble des digues est assurée.

7.2.3.4 Etat Limite de soulèvement du pied aval

L'état limite de soulèvement hydraulique au pied aval est à vérifier lorsque, en aval de la digue, la stratification géologique comporte une couche de sol peu perméable surmontant une couche de sol plus perméable. Cela peut conduire à des pressions d'eau.

Cette **situation est contrôlée par drainage adéquat**, qui consiste par exemple à percer la couche perméable en pied aval (puis de décompression).

7.2.3.5 Etat limite de défaut de capacité portante/tassements

Cet état limite est vérifié en considérant un remblai de :

- +/- 2.35 m de hauteur sur le profil des Campanelles,

- 2.0 m à 3.0 m de hauteur sur le profil de la digue de la Plantade.

Il consiste à vérifier principalement que l'ouvrage ne se déformera pas de manière excessive.

La vérification de cet état limite comprendra :

- La vérification de la stabilité au poinçonnement (défaut de portance),
- Une estimation des tassements sous l'ouvrage.

Compte tenu de l'insertion du projet dans le site, la surcharge réellement prise en compte sera limitée à 40 kN pour la digue des Campanelles et de 50 kN pour les digues du Coulazou et de la Plantade.

L'effet de la surcharge de 10 kN d'exploitation est négligée compte tenu de son caractère ponctuel.

- Stabilité au poinçonnement :
  La notion de portance de la fondation fait référence à un critère de rupture en cisaillement de l'assise de l'ouvrage. Le schéma de rupture du sol est analogue à celui d'une fondation superficielle et peut donc être étudié comme tel.

  Le cas le plus défavorable correspond à la fin de la construction, sans dissipation des pressions interstitielles dans le sol de fondation.

  Le critère de poinçonnement est vérifié. Toutefois, il ne tient pas compte de la présence de matière organique, compressible et évolutive qu'il faudra purger lors de la préparation de l'assise.

- Tassements :
  Les terrains rencontrés sous la digue des Campanelles correspondent à :
  - Couche C1.2 : limon +/- argileux à cailloux et cailloutis de compacité non testée,
  - Couche C2.1 : des argiles de compacité élevée à très élevée,
  - Couche C3 : de marne argileuse de compacité élevée à très élevée.

HYDROGEOTECHNIQUE conseille la réalisation d'une campagne de pressiomètre court pour valider que les tassements pourront être considérés comme négligeable sur l'épaisseur de la couche C1.2.

Les matériaux C2.1 et C3 pourront âtre considérés comme incompressibles.

Les terrains rencontrés sous la digue de la Plantade correspondent principalement à la couche C1.1 : limon +/- argileux à cailloux et cailloutis de compacité hétérogène faible à élevée.

HYDROGEOTECHNIQUE conseille d'inspecter le fond de fouille à l'avancement des terrassements et de procéder le cas échéant à une campagne de pénétromètre dynamique pour déterminer les épaisseurs de purge à prévoir afin de fonder l'ouvrage dans la couche C1.1 compacte.

Les tassements sous l'ouvrage seront faibles pour un ancrage dans la couche C1.1 compacte (pl^* > 1.00 MPa).

Ils pourront être supérieurs à 5 cm pour un ancrage dans la couche C1.1 de compacité faible (pl^* < 0.5 MPa).

7.2.3.6 Etat Limite de résistance à l'érosion interne en situation normale d'exploitation

7.2.3.6.1 Remarques préalables

Il est considéré plus haut que la situation normale d'exploitation correspond à des digues hors d'eau.

Le limnigramme correspond à une crue centennale dont la durée d'application serait inférieure à 24 h.

L'ouvrage est conçu en ouvrage poids homogène avec une étanchéité minimum recherchée de 10^{-7} m/s.

Compte tenu de l'absence de l'établissement d'un régime permanent, le risque d'érosion interne peut être écarté.

7.2.3.6.2 Approche qualitative de l'état ultime d'érosion interne

7.2.3.6.2.1 Erosion interne de conduit

L'érosion interne de conduit est une forme d'érosion qui s'initie suivant un chemin préférentiel (un conduit) au sein duquel l'écoulement d'eau va se concentrer. Ce processus a lieu lorsque les forces de résistance du sol ne sont pas suffisantes pour contrer les sollicitations exécrées par l'écoulement d'eau.

Ce risque peut être écarté dans la mesure où :

- Les matériaux mis en œuvre pour le corps de digue sont argileux (classe GTR A1/A2),
- Compacité avec un objectif de densification q3 (98.5% de l'OPN),
- Les matériaux présenteront une cohésion 10 ≤ c' (kPa) ≤ 20.

7.2.3.6.2.2 Erosion régressive

L'érosion régressive ne se produit que dans les sols peu plastiques (Ip < 7). Le sens de progression de l'érosion est inverse au sens de l'écoulement. Deux types d'érosion régressive sont distingués :

- L'érosion régressive globale qui consiste en des résurgences sur le talus aval, plus souvent en pied de talus,
- L'érosion régressive de conduit qui survient essentiellement dans les fondations de l'ouvrage lorsque ce dernier est constitué d'une couche sans cohésion.

Compte tenu :

- D'un gradient hydraulique faible (i < 0.20),
- D'une vitesse d'écoulement faible,
- D'une fondation d'ouvrage réalisée en matériaux fins classés GTR A1/A2, présentant une cohésion 10 ≤ c' (kPa) ≤ 20,

Ces deux phénomènes peuvent être écartés.

7.2.3.6.2.3 Erosion de contact

L'érosion de contact se développe lorsque les deux couches de granulométrie différente sont en contact et qu'un écoulement suffisamment important parvient à s'établir entre ces deux couches.

A l'interface entre les couches, les particules du sol les plus fines peuvent être détachées par l'écoulement, puis transportées à travers les pores du sol le plus grossier. Ce phénomène n'est pas à craindre lorsque le sol d'assise de la digue sera constitué des matériaux de la couche C1.2 ou C2.1 présentant une matrice suffisamment abondante.

En présence de matériaux granulaires, ce risque est écarté par la mise en œuvre d'un géotextile en fond de fouille pour éviter toute migration de matériaux.

7.2.3.6.2.4 Suffusion

Les écoulements au sein des vides interstitiels d'un sol peuvent engendrer des processus de détachement puis le transport de particules fines du sol. Ce phénomène est appelé suffusion.

Pour les sols de granulométrie étroite, comme c'est ici le cas pour les matériaux retenus pour la conception du corps de digue, le critère de Pilarczyk (1998) est retenu. Ce critère est donné sous la forme :

$$D60/D10 < 10$$

Ce critère est vérifié dans les sols fins situés le long du ruisseau des canaux classés GTR A2, permet de conclure sur **l'absence de suffusion interne dans le corps de digue**.

7.2.3.7 Etat limite de résistance à l'érosion externe

Les protections des berges ont été définies selon les forces tractrices transmises suite à la modélisation hydraulique.

Le tableau ci-dessous expose le type de protection pouvant être mis en place selon les forces tractrices exercées par le cours d'eau.

Tableau 45 : Tableau de résistance des matériaux selon les forces tractrices

Matériaux	Force Tractrice limite (fond ou moyen sur la section)	Force Tractrice limite (berges talutées)
Terre enherbée	50 N/m2	40 N/m2
Graminées / Herbacées	80 N/m2	50 N/m2
Saules*	140 N/m2	100 N/m2
Boutures, Plançons	100 N/m2	80 N/m2
Tressages, Peignes	180 N/m2	150 N/m2
Fascines de Saules	250 N/m2	200 N/m2
Caissons végétalisés	600 N/m2	500 N/m2
Géotextiles (géogrille, jute, coco)	80 N/m2	80 N/m2
Géotextiles enherbée	120 N/m2	120 N/m2
Enrochements**	> 200 N/m2	> 200 N/m2
Gabions**	> 180 N/m2	> 180 N/m2

** 800 N/m² pour des saules de plus de 20 ans*

*** dépend du diamètre des galets (nécessite un calcul indépendant avec approche spécifique)*

Côté zone protégée, les talus des digues seront en terre végétale enherbée sur une épaisseur de 20 cm.

Côté Coulazou, les forces tractrices exercées varient pour atteindre un maximum de 82.7 N/m² au niveau de la rue Sainte Baudile, les talus seront renforcés par un géotextile enherbé pour assurer la stabilité des digues jusqu'à 120 N/m².

De part et d'autre du pont de la RD27, il est prévu des enrochements pour réduire l'emprise des travaux et protéger la digue de l'érosion engendrée par la confluence avec le Merdanson.

7.2.4 Dimensionnement des murs de soutènement

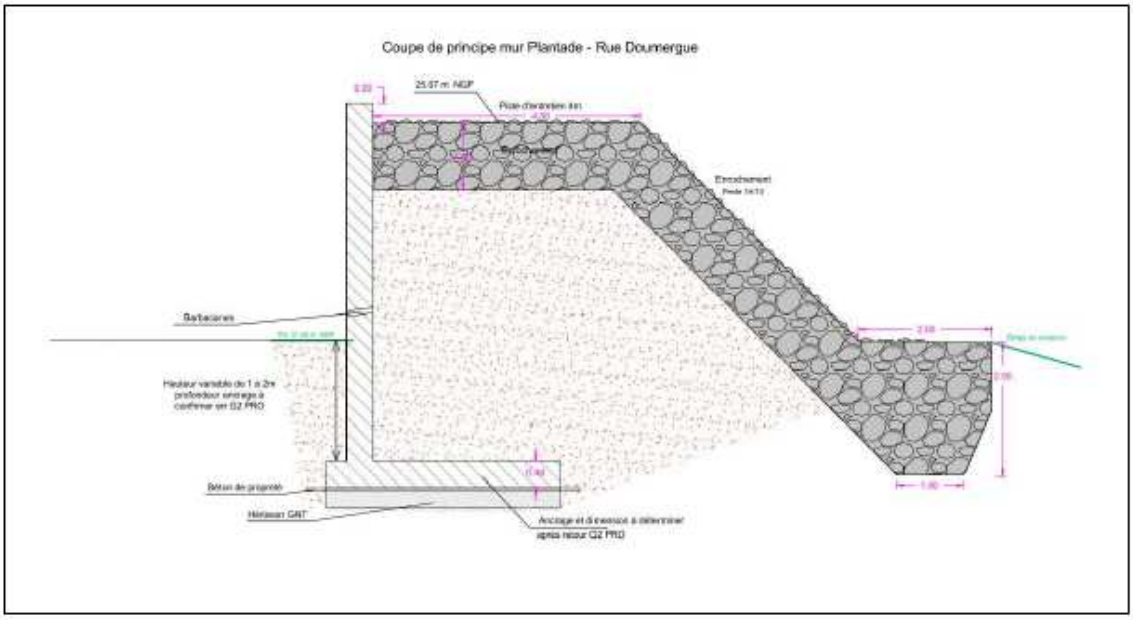
Le dimensionnement des murs de soutènement est réalisé par HYDROGEOTECHNIQUE :

- En Annexe n° 5.1 pour le mur des Campanelles (secteur 4),
- En Annexe n° 5.2 pour le mur de soutènement au droit de la rue Domergue (secteur 2.1),
- En Annexe n° 5.3 pour le mur du Merdanson (secteur 7).

7.2.4.1 Mur de soutènement au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1

Compte tenu des similitudes en géométrie et en sollicitation, on se reportera aux justifications du soutènement type Cantilever du Merdanson pour justifier la stabilité de l'ouvrage.

Figure 126 : Digue de la Plantade au droit de la rue Domergue – Secteur 2.1 – Profil type de principe de calcul de stabilité

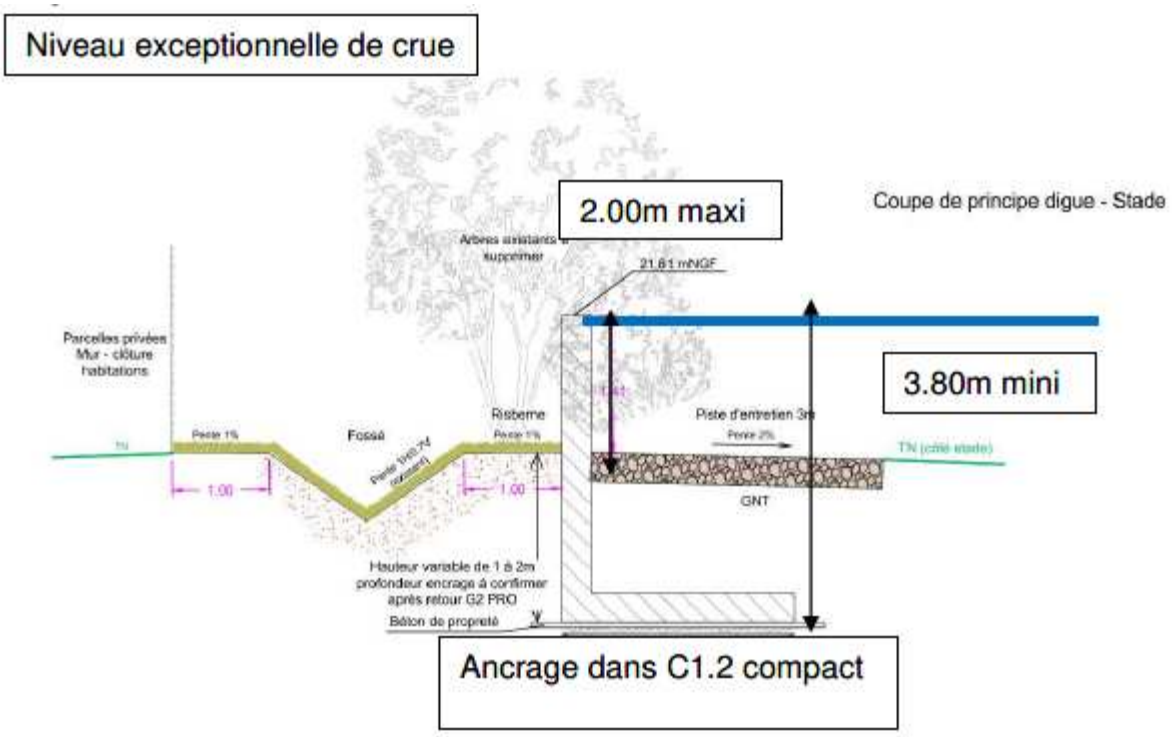


7.2.4.2 Secteur 4 – Mur des Campanelles

7.2.4.2.1 Principe

Cette solution consiste à envisager un mur poids de type mur béton armé, dont les fondations seront ancrées dans **la couche de limon argileux +/- sableux C1.2 de compacité élevée.**

Figure 127 : Mur des Campanelles – Profil type de calcul de stabilité



A ce stade, l'écran présente les caractéristiques suivantes :

Ecran type mur BA Cantilever

Tableau 46 : Caractéristiques du mur des Campanelles

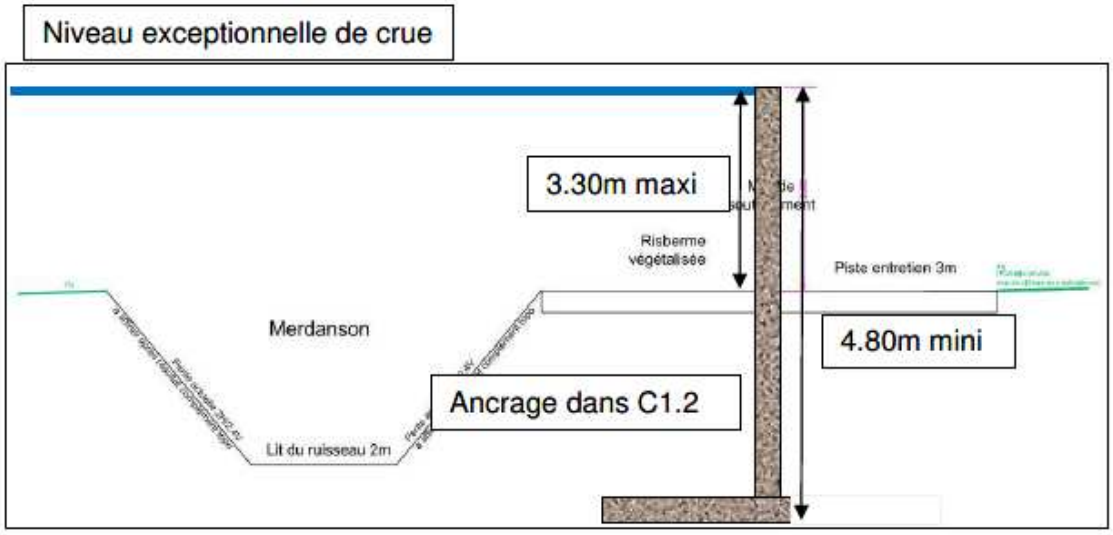
Hauteur total maxi du mur (m)	4.00
Hauteur maxi vue coté Merdanson (m)	2.00
Longueur (m)	+/- 320
Largeur maxi de la fondation (m)	2.00
Largeur du patin (m)	0.40
Profondeur d'ancrage /TN (m)	2.00
Durée de vie de l'ouvrage	100 ans
Module d'Young du béton (Mpa)	10000 (long terme)
Niveau de fond de fouille (mNGF/m/TN,...)	-2.00m /sol fini coté Stade + protection antiaffouillement
Surcharge en tête	/

7.2.4.3 Secteur 7 – Mur du Merdanson

7.2.4.3.1 Principe

Cette solution consiste à envisager un mur poids de type mur béton armé, dont les fondations seront ancrées dans la couche de limon argileux +/- sableux C1.2 de compacité élevée.

Figure 128 : Mur du Merdanson – Profil type de calcul de stabilité



7.2.4.3.2 Caractéristiques de l'ouvrage

A ce stade, l'écran présente les caractéristiques suivantes :

Ecran type mur BA Cantilever

Tableau 47 : Caractéristiques du mur du Merdanson

Hauteur total maxi du mur (m)	4.80
Hauteur vue coté Merdanson (m)	3.30
Longueur (m)	+/- 250
Largeur de la fondation (m)	3.25
Durée de vie de l'ouvrage	100 ans
Module d'Young du béton (Mpa)	10000 (long terme)
Niveau de fond de fouille (mNGF/m/TN,...)	-1.80m /sol fini coté Ruisseau + protection antiafffouillement
Surcharge en tête	10KPa

7.2.4.3.3 Stabilité des talus provisoires

En phase chantier, on tablera sur une pente des talus provisoires de 1H/1V en l'absence d'eau dans les talus.

Compte tenu de la sensibilité des matériaux à l'eau, on prévoira tous dispositifs permettant d'éviter toutes arrivées d'eau sur ces talus comme par exemple :

- protection par film polyane,
- mise en place d'une rigole ou d'un solin béton en haut du talus pour canaliser les eaux,
- la mise en place d'un dispositif de pompage pour permettre le travaille au sec.

Lorsque le cahier des profils en travers sera réalisé, l'entreprise prévoira de produire dans le cadre de la mission G3 de faire procéder à une étude spécifique de stabilité de fouilles.

7.2.4.3.4 Dispositifs d'assainissement et de drainage

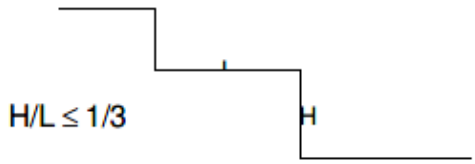
En phase chantier, les dispositifs d'assainissement correspondent à la nécessité de protéger la plate-forme et les talus, des ruissellements et des précipitations directes et au arrivées d'eau en provenance de la nappe calée sur le niveau du Coulazou ou du Ruisseau du Merdanson.

On envisagera de modeler la fouille en toit ou en pointes de diamant inversées pour permettre l'évacuation des eaux de surface vers un exutoire.

7.2.4.3.5 Niveau d'assise

On veillera à respecter les critères suivants :

- un niveau d'assise calé au sein de la couche C1.2 de limon +/- argileux +/-
- respect d'un ancrage de 0.30 m minimum dans la couche C1.2,
- respect d'un ancrage minimal de 0,30 m par rapport à l'arase terrassement,
- mise hors gel des fondations projetées et existantes, (respect de 0.50 m par rapport au sol périphérique fini) (voir Annexe O de la norme NFP 94- 261). Si ancrage au rocher préciser sans fractures et non gélif.
- respect d'une garde hydrique de 1.20 m, (voir les recommandations du BRGM www.argiles.fr en fonction des cartes d'aléa),
- respect des règles sur les fondations à niveaux décalés,



Semelles filantes

7.2.4.3.5 Résistance ultime et tassements

Compte tenu de la configuration du projet, **les tassements sous l'ouvrage peuvent être considérés comme négligeables.**

7.2.4.3.5 Glissement

Deux calculs ont été réalisés par HYDROGEOTECHNIQUE pour faire ce premier dimensionnement de l'ouvrage vis-à-vis de la stabilité externe :

- un calcul traditionnel selon une approche MEL, équilibre « Poussée/Butée »,
- une modélisation sous Géomur.

Les deux méthodes de calcul tendent vers une justification de l'ouvrage au droit du profil le plus défavorable (H=4.80 m) :

- avec une semelle comprise entre 3.25 et 3.50 m de largeur muni d'un patin et d'une épaisseur de 40 cm,
- en considérant un rechargement des sols coté habitation comprise entre +1.00 et +1.20 m/coté projet soit vers +23.00 m NGF,
- en veillant à ce que les matériaux coté Merdanson soit protégés contre l'érosion,

7.2.4.4 Dimensionnement du mur de soutènement sur le secteur 7.1 à l'aval de l'avenue de Cournonterral

7.2.4.4.1 Principe

Cette solution consiste à envisager, un soutènement par écran type pieux jointifs.

L'écran sera fiché dans la couche C2 de marne compacte, soit à partir de 4.10m/TN actuel en SP5. Dans un contexte de mis en charge sous l'action des crues du Coulazou, l'écran devra être étanche. A ce stade l'option retenu dans le cadre du projet est de mettre en œuvre une paroi de pieux jointifs.

Pour permettre sa réalisation, un remblaiement provisoire du ruisseau sera à prévoir au moyen d'un matériau granulaire créant la plateforme de travail.

Les matériaux et les dispositifs de maintien de l'écoulement du ruisseau seront retirés lorsque le soutènement sera exécuté.

7.2.4.4.2 Fonctionnement mécanique de l'ouvrage

En situation normale d'exploitation, l'ouvrage fonctionnera comme un ouvrage de soutènement retenant les terres.

Au cours des épisodes de crues du Merdanson (situation exceptionnelle ou accidentelle), le fonctionnement peut être considéré comme inverse.

7.2.4.4.3 Caractéristiques de l'ouvrage

A ce stade, l'écran présente les caractéristiques suivantes :

Écran type pieux jointifs :

Ø pieux (mm)	500
Longueur (m)	10
Cote de la tête de l'ouvrage	25.20 mNGF
Cote de la base de l'ouvrage	14.00 mNGF
Entre axe (m)	0.40
Durée de vie de l'ouvrage	100 ans
Module d'Young du béton (Mpa)	10000 (long terme)
Produit d'Inertie (kN.m²) armature	122718KN.m2
Niveau de fond de fouille (mNGF/m/TN,...)	19.86 mNGF fini
Réhaussement de la paroi	1 à 3.00m par l'intermédiaire d'une poutre de de couronnement et d'un écran en béton ou en verre – section de l'ordre de 0.50*0.50m^{ht} pour fixer les idées
Surcharge en tête	10KPa

7.2.4.4.4 Modèle géotechnique retenu

Les paramètres de calcul et la coupe géologique de principe sont présentés dans le rapport géotechnique en Annexe n° 5.3.

7.2.4.4.5 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis de la boulance

Sans objet.

7.2.4.4.6 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis du renard solide - HYD

Sans objet.

7.2.4.4.7 Vérification de la stabilité du fond de fouille vis-à-vis du soulèvement - UPL

Sans objet.

7.2.4.4.8 Portance

Il est prévu de rehausser l'ouvrage soit au moyen d'un mur béton armé sur une hauteur de 3.00 m, soit au moyen d'une paroi vitrée. Les pieux étant ancrés les marnes et l'effort apporté par réhausse étant négligeable, cet **aspect est considéré comme vérifié** au stade de la mission de projet.

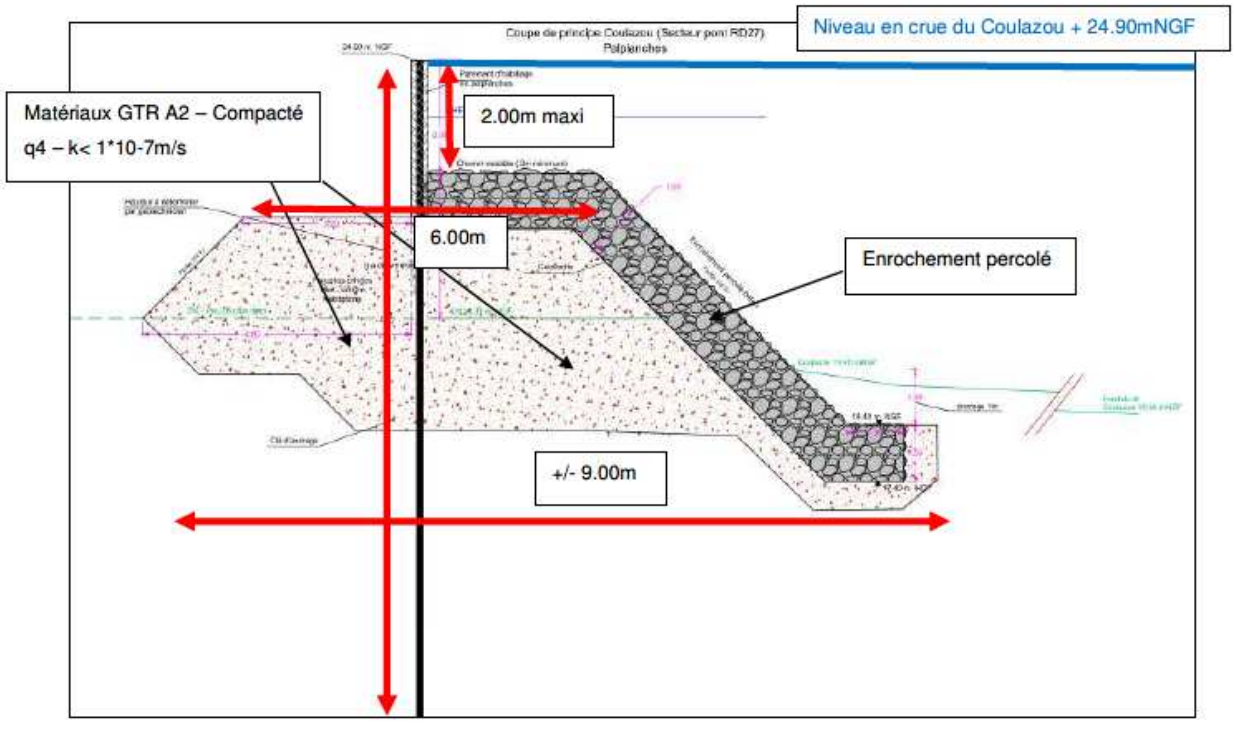
7.2.5 Dimensionnement soutènement Rue Domergue – Avenue de la Gare – Secteurs 2.2 et 2.3

7.2.5.1 Principe

Cette solution consiste à envisager un rideau de palplanches dans un corps de remblai soigneusement compacté avec mise en œuvre d'un enrochement percolé côté Coulazou.

Le schéma de principe page suivante permet d'illustrer l'aménagement projeté.

Figure 129 : Soutènement Rue Domergue – Avenue de la Gare – Profil type de calcul de stabilité



7.2.5.2 Caractéristiques de l'ouvrage

Tableau 48 : Caractéristiques du soutènement

Cote de la tête de la palplanche (m)	+/- 25.00 mNGF
Niveau bas de la palplanche (mNGF/m/TN,...)	+/-17.00 mNGF ou au refus dans les marnes argileuses
Type de palplanches	U standard – PU18 simple
Hauteur palplanche vue coté Coulazou (m)	+/- 2.00 m
Hauteur palplanche vue coté Fabrègues	+/- 2.50 m*
Longueur (m)	+/- 150 ml
Largeur de la tête de digue (m)	6.00 m
Durée de vie de l'ouvrage	100 ans
Surcharge en tête	Favorable / non prise en compte pendant un épisode de crue

*il est prévu la mise en œuvre d'une butée côté habitation limitant la hauteur vue du rideau de palplanches à 2.50 m.

7.2.5.3 Stabilité de la digue et érosion interne

Compte tenu des vérifications effectuées au chapitre 7.2.3, l'ouvrage de digue est vérifié vis-à-vis du grand glissement.

La mise en œuvre :

- d'un rideau de palplanches descendu à 17.00 m NGF,
- d'une couche de matériaux soigneusement compacté sur une épaisseur de 2.50 m minimum et sur une bande de 3 m de largeur présentant un coefficient de perméabilité de 1*10-7m/s,

permet d'écarter le risque d'érosion interne.

Le risque d'érosion interne est écarté.

7.2.5.4 Vérification du rideau

Au stade de la mission de projet géotechnique G2 PRO, les hypothèses suivantes ont été retenues :

Tableau 49 : Caractéristiques des palplanches

Type de palplanches	PU18
Longueur (m)	9.00
Durée de vie de l'ouvrage	100 ans
Épaisseur de corrosion (mm/face)	1.50 mm
Nuance d'acier (MPa)	235
Produit d'Inertie (kN.m²)	60749 avant corrosion / 52365 après corrosion

HYDROGEOTECHNIQUE retient un rideau de 9 m de longueur, réalisé au moyen d'un rideau de palplanches en PU18.

7.2.6 Raccordement entre tronçons et aux extrémités

Les raacordements entre tronçons et aux extrémités seront réalisés dans les règles de l'Art et conformément au rapport PRO. Ils ne constituent pas des points faibles de la digue.

7.2.7 Ouvrages traversant

Les aménagements prévus feront obstacle aux écoulements de surface ainsi qu'aux différents ouvrages pluviaux situées sur le projet. Des conduites de ressuyage seront prévues sur le tracé et seront systématiquement équipées de clapets anti-retour au niveau de l'exutoire ainsi qu'une vanne de sectionnement coté zone protégée.

Les conduites existantes qui se trouvent en-dessous de la clé d'ancrage seront laissées en place. Les conduites qui se retrouvent dans la clé d'ancrage seront reprises selon les principes exposés ci-desous :

- Maintien de l'étanchéité avec mise en place de cavaliers bétons pour éviter l'écoulement des eaux le long de la conduite. Le remblai autour de la conduite sera constitué des mêmes matériaux que la construction de la digue (Voir Figure n° 64),

- Approfondissement du réseau pour passer sous la clé d'ancrage.

Pour les ouvrages de franchissement en palplanches, ils seront réalisés selon le synoptique présenté Figure n° 74.

7.2.8 Incertitudes sur les résultats

Les modélisations géotechniques sont basées sur une campagne d'investigations. Plus le maillage est fin, moins la probabilité d'un aléa sera forte et plus les modèles de calcul sont fiables.

Aussi, lorsque cela a été nécessaire, HYDROGEOTECHNIQUE a effecté des investigations complémentaires pour valider les modèles géotechniques. En effet, plusieurs sondages ont permis de mesurer des paramètres mécaniques faibles.

Les paramètres de calculs géotechniques sont ensuite appréciés de deux manières :

- Sur la base d'une étude probabiliste. Sans un très grand nombre de valeurs, la méthode reste discutable.

- Sur la base d'un choix prudent du concepteur. C'est ce que HYDROGEOTECHNIQUE a retenu compte tenu des enjeux.

Ce sont ces paramètres qui sont rentrés dans les modèles. La méthode de calcul correspond au couplage de deux modes de calcul :

- Un calcul aux états limites Ultimes,

- Une modélisation intéraction sol structure.

Ces calculs sont menés selon l'Eurocode et les normes associées, c'est-à-dire par l'application de coefficients partiels de sécurité sur les matériaux, les paramètres géotechniques, les sollicitations. **Lorsqu'on globalise le coefficient de sécurité, on s'aperçoit qu'il est de l'ordre de 2.**

La norme 94-500 insiste sur le fait que les missions géotechniques doivent être menées de la G1 à la G4. Cela implique des contrôles depuis la conception jusqu'à l'éxecution permettant le cas échéant de corriger ou d'adapter les ouvrages au contexte réellement rencontré.

L'incertitude sur le choix des paramètres peut être considérée comme très faible du fait :

- Du choix prudent des paramètres géotechniques,
- Des enjeux humains,

- Des modélisations coformes aux réglements en vigueur,

- De l'application de la mission 94-500,

- Des sollicitations réelles qui correspondent aux hypothèses de chargement.

7.3 Etude des défaillances structurelles du système d'endiguement

Le scénario 3 étudié dans le chapitre 8 est représentatif d'une défaillance structurelle du système d'endiguement.

Pour que ce scénario reflète une situation de terrain réaliste et porteuse d'enseignements pour les services en charge des secours aux personnes, le niveau d'aléa retenu doit être tel qu'il génère un risque de rupture d'au moins un ouvrage supérieur à 50%.

- Le premier paragraphe (7.3.1) décrit l'ensemble de la méthodologie utilisée pour l'identification et la caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences,

- Le paragraphe qui suit (7.3.2) présente les résultats de l'analyse de risques, pour chacune des digues faisant l'objet de l'étude de dangers et selon les différentes étapes décrites dans la méthodologie.

7.3.1 Description et principes de la méthodologie utilisée

7.3.1.1 Principe général

L'étude de dangers s'appuie sur une **analyse des risques** dont l'objectif est d'évaluer la probabilité, l'intensité et la cinétique, la gravité, et enfin la criticité des différents scénarios conduisant à l'événement redouté dans le cas d'une digue de protection contre les inondations : **la pénétration d'eau dans la zone protégée**.

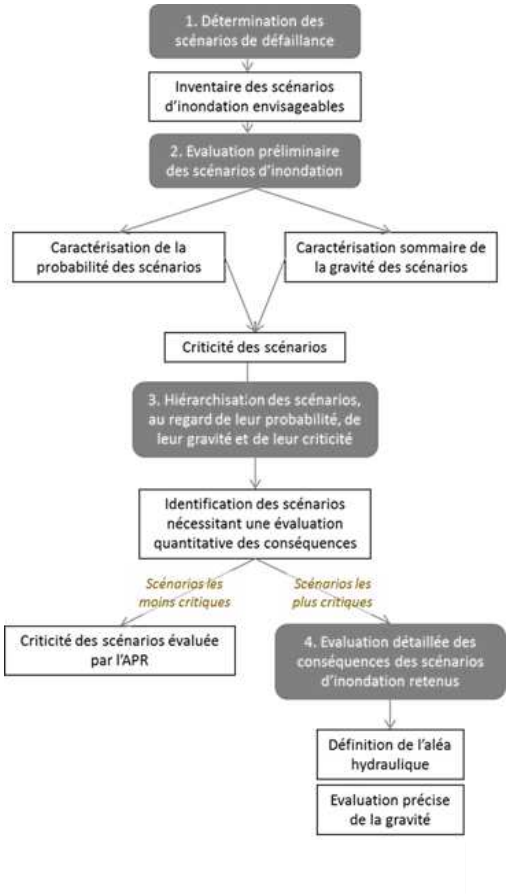
Il s'agit pour cela d'estimer la probabilité d'apparition des scénarios retenus puis de préciser les conséquences de l'inondation générée par ceux-ci. Le résultat de la démarche d'analyse de risques consiste en un positionnement des différents scénarios d'inondation dus à une défaillance de l'ouvrage dans une matrice de criticité exprimant le croisement entre leur probabilité d'occurrence et la gravité de leurs conséquences.

La connaissance de ces différents scénarios permet alors de proposer des mesures préventives visant à réduire ou à supprimer la probabilité d'occurrence des scénarios, et/ou d'en diminuer la gravité, ce qui constitue la finalité de l'étude de dangers (chapitre 9).

La méthodologie générale de conduite de l'analyse des risques est basée sur la succession des étapes suivantes, qui sont décrites plus en détail dans les paragraphes qui suivent :

- **La détermination des scénarios d'inondation** par la méthode de l'arbre de défaillance. Chaque scénario associe, pour une localisation donnée sur l'ouvrage :
  - **Un événement initiateur intrinsèque (EII)** correspondant à un facteur de risque propre à l'ouvrage, résultant de sa conception, de sa réalisation, ou de son état,
  - **Un événement initiateur extérieur (EIE)** correspondant à un facteur de risque extérieur à l'ouvrage, soit ici une crue d'occurrence donnée, caractérisée par un niveau hydraulique maximum et un limnigramme de crue,
  - **Un événement redouté central (ERC)** correspondant à une défaillance de l'ouvrage résultant de la conjonction d'un ou plusieurs EII et EIE, et conduisant à l'événement redouté : pénétration d'eau dans la zone protégée.
  - **L'évaluation préliminaire des scénarios d'inondation** visant à évaluer pour chaque scénario les conséquences sur les biens et les personnes de la survenue de l'événement redouté (pénétration d'eau dans la zone protégée).
  - **La hiérarchisation des différents scénarios** sur la base de leur niveau de criticité constitue la synthèse de l'Analyse Préliminaire des Risques (APR).
  - **L'évaluation détaillée de l'intensité et de la cinétique** du ou des scénarios d'accidents jugés les plus critiques à l'issue de l'APR. Cette dernière étape est basée sur la réalisation de modélisations hydrauliques des scénarios les plus retenus.

Figure 130 : Synoptique de la méthode d'analyse des risques mise en œuvre



7.3.1.2 Détermination des scénarios d'inondation

7.3.1.2.1 Description de la méthode des nœuds papillon

La méthode des "nœuds papillons" est utilisée dans le cadre de la présente étude de dangers pour identifier et présenter les causes et sous-causes possibles conduisant à un scénario d'inondation de la zone protégée suite à la défaillance de la digue.

Il s'agit d'un concept classiquement utilisé pour représenter les différentes étapes de la gestion des risques. Cette méthode se traduit par une double arborescence qui encadre l'Evènement Redouté Central (ERC) (cf. figure ci-dessous) :

- L'Evènement Redouté Central (ERC) correspond toujours, dans le cas de digue de protection, à la pénétration d'eau dans la zone protégée.

- Sur la partie gauche du nœud papillon (partie amont), sont identifiées les causes, appelées évènements initiateurs.

  On distingue d'une part, les évènements initiateurs intrinsèques (EII), qui correspondent à la défaillance de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments constitutifs du fait de facteurs de risques propres à l'ouvrage, liés à sa conception, son dimensionnement, ou son état d'entretien et de conservation (cf. paragraphe ci-après), et d'autre part, les évènements initiateurs extérieurs (EIE), qui, dans le cas de digues de protection contre les inondations, correspondent à la survenue d'une crue, engendrant l'atteinte d'un niveau d'eau donné le long de la digue.

  Les causes, seules ou associées entre elles, mènent à un même ERC. Chacune des combinaisons entre les différentes causes désigne un scénario d'accident spécifique.

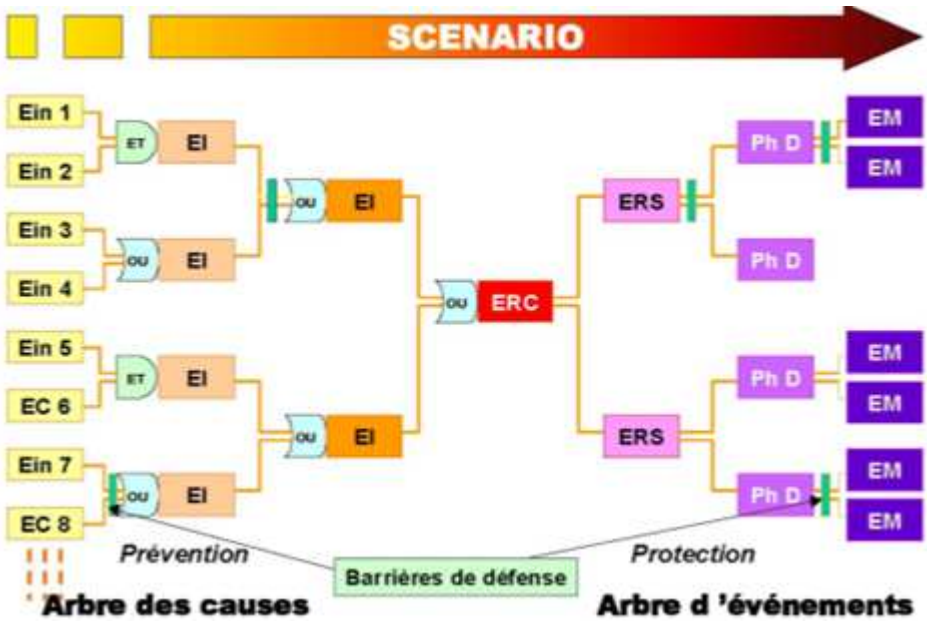
- Sur la partie droite du nœud papillon (partie aval), sont identifiées les conséquences découlant de l'ERC. Dans le cas d'une digue de protection, les conséquences de l'ERC sont l'inondation de personnes et de biens.

- Des barrières de défense peuvent être introduites dans l'arbre :
  - Il s'agit de Mesures de Maitrise des Risques (MMR) sur l'ouvrage si ces barrières visent à limiter l'occurrence de l'évènement redouté,
  - Il s'agit de mesures de prévention / protection / atténuation lorsque ces barrières visent à éviter ou limiter l'étendue des conséquences.

  Les barrières de défense correspondent à des mesures techniques, physiques, humaines, organisationnelles, etc. permettant d'assurer une fonction de sécurité. La fiabilité des barrières doit être évaluée et justifiée.

Nota : on distingue ici le terme de "Scénario d'inondation" correspondant à l'apparition de l'Evènement Redouté Central, du terme "scénario de défaillance", correspondant à une défaillance sur l'ouvrage (EII), mais ne conduisant à un scénario d'inondation que s'il est associé à l'évènement initiateur extérieur (EIE) adéquat.

Figure 131 : Exemple type de nœud papillon



En amont de l'ERC, les différentes causes sont représentées par des blocs et reliées entre elles par des portes logiques "ET" et "OU" en fonction de leurs interactions :

- Les portes "ET" relient les évènements devant se produire simultanément pour provoquer l'évènement consécutif.

- Les portes "OU" relient les évènements pouvant se produire indépendamment et ayant la même conséquence.

Le paragraphe ci-après précise l'incidence des portes "ET" et "OU" sur l'estimation des probabilités de rupture.

7.3.1.2.2 Déroulement de la méthode du nœud papillon

L'analyse des risques par la méthode du nœud papillon se déroule de la manière suivante :

- **Analyse par arbre des défaillances** : Evaluation de la probabilité d'occurrence

En premier lieu, il s'agit d'identifier, dans une démarche déductive, les causes de l'évènement redouté central.
Puis, l'analyse se poursuit par l'estimation des probabilités d'occurrence des événements initiateurs préalablement identifiés également appelés mécanismes de rupture.

- **Arbre des événements** : Evaluation de la gravité

Par le biais d'une modélisation 2D, les conséquences de l'évènement redouté sont quantifiées. L'objectif est d'estimer les dommages sur les enjeux identifiés en fonction de l'aléa de l'évènement redouté. Trois critères sont pris en compte : l'intensité et la cinétique du phénomène puis l'importance des enjeux impactés (par le biais de la population impactée).
Les scénarios de défaillance modélisés sont choisis selon le couple mode de rupture/localisation.

7.3.1.3 Mise en œuvre de la méthode du nœud papillon

7.3.1.3.1 Réalisation d'un arbre des défaillances

La réalisation d'un arbre des défaillances remplit deux objectifs :

- Déterminer à partir d'un événement redouté (défini a priori), les enchaînements ou combinaison d'évènements pouvant conduire à cet événement redouté, soit une liste des scénarios de défaillance (méthode déductive),

  Un scénario de défaillance est décrit dans le « Guide de lecture des études de dangers des barrages » [27] d'Eric Brandon (BETCGB) et al, comme « la combinaison unique d'états des composants du système ou de son environnement, définissant une suite de circonstances pertinentes pour la phase d'estimation des risques, pouvant conduire à un ou plusieurs phénomènes dangereux. De manière générale, pour un ouvrage hydraulique, on peut dire également qu'un scénario de défaillance peut être la combinaison d'un mode de rupture et d'une circonstance ».

  Ainsi, les caractéristiques intrinsèques des matériaux constitutifs, les caractéristiques dimensionnelles et les conditions d'utilisation ou de sollicitation des composants sont des facteurs déterminants, tout comme l'est le système organisationnel et humain qui exploite les ouvrages. Une situation à risque naît dès que l'un de ces facteurs sort de ses limites de fonctionnement ou des conditions nominales d'utilisation.

  Cette approche par sous-ensembles élémentaires, permet d'établir un inventaire exhaustif des situations à potentiel de défaillance internes aux ouvrages et à leur exploitation ; il est nécessairement complété par un inventaire exhaustif des risques externes tels que : les aléas naturels et les agresseurs externes.

- Estimer les probabilités d'occurrence des événements initiateurs préalablement identifiés conduisant à l'évènement redouté.

L'inventaire exhaustif des situations à potentiel de défaillance des ouvrages constitue la liste des évènements initiateurs de risques ou de situations à risques, dont le niveau d'occurrence sera évalué à dire d'experts et côté selon une grille type.

L'analyse par arbre des défaillances permet ainsi de disposer de critères (critères de probabilité) pour déterminer les priorités pour la prévention d'accidents potentiels.

7.3.1.3.2 Analyse par arbre des évènements

L'analyse par arbre d'évènements remplit deux objectifs :

- Déterminer à partir d'un scénario de défaillance, les évènements qui en découlent, soit établir un inventaire des conséquences (méthode déductive).
  À partir d'un événement initiateur ou d'une défaillance d'origine, l'analyse par arbre d'évènements permet d'estimer la dérive du système en envisageant aussi le fonctionnement ou la défaillance des dispositifs de détection, d'alarme, de prévention, de protection ou d'intervention... Ces dispositifs peuvent concerner aussi bien des moyens automatiques qu'humains (intervention des opérateurs) ou organisationnels (application de procédures),

- Evaluer la gravité des séquences accidentelles :

L'évaluation de la gravité des conséquences suite à une défaillance est approchée par le biais d'une modélisation 2D des scénarios accidentels.
La gravité des scénarios accidentels sera qualifiée au regard :

- De l'intensité de l'inondation évaluée par sa hauteur et sa vitesse d'écoulement,
- De la cinétique du phénomène évalué par la vitesse de propagation de l'inondation,
- De l'importance des enjeux en ce qui concerne la population impactée.

7.3.1.4 Définition des critères utilisés

7.3.1.4.1 Caractérisation des scénarios de défaillance, critère : probabilité d'occurrence

La défaillance d'ouvrages d'endiguement est directement liée :

- Aux conditions de crue,

- A la performance des composants de l'ouvrage et des organisations qui y contribuent.

- Ainsi, les scénarios de défaillance dépendent directement de ces deux éléments, qu'il convient d'évaluer en termes d'occurrence.

Si la probabilité d'occurrence d'une crue peut être relativement bien quantifiée, le risque d'une défaillance des digues selon les différents modes identifiés ne peut être approché que de façon qualitative (« **à dire d'expert** »). Toutefois, il a paru intéressant de tenter d'associer une probabilité arbitraire aux différentes situations rencontrées, de façon à pouvoir comparer les différents scénarios.

7.3.1.4.2 Probabilité d'occurrence des crues

De manière générale, les crues se caractérisent par leur probabilité d'occurrence. Ainsi, une crue centennale par exemple se définit statistiquement comme une crue ayant une probabilité d'apparition une année de 1/100 en termes de débit.

Une probabilité de 1 % par an signifie que l'événement a une chance de se produire sur une année et deux chances sur trois de se produire sur 100 ans continus « PPR risques d'inondation – guide méthodologique – (page 51) » [48].

Cependant, il ne faut pas oublier que même si cet événement s'est produit une année, il aura une probabilité de 1 % de se reproduire l'année suivante.

En d'autres termes, la désignation centennale ou décennale caractérise une fréquence d'apparition de la crue chaque année, mais ne renseigne pas sur la durée qui sépare deux événements.

Pour l'étude des scénarios de défaillance, nous utiliserons les probabilités d'occurrence des crues suivantes :

- Sur le Coulazou :
  - Crue centennale (T=100 ans), soit une probabilité de 1/100 ou 0,01 ou 10^{-2}
  - Crue tri-centennale (T = 300 ans), soit une probabilité de 1/300 ou 3.3 10^{-3}
  - Crue millénale (T=1 000 ans), soit une probabilité de 1/1 000 ou 10^{-3}

- Sur le Merdanson :
  - Crue centennale (T=100 ans), soit une probabilité de 1/100 ou 0,01 ou 10^{-2}
  - Crue tri-centennale (T = 300 ans), soit une probabilité de 1/300 ou 3.3 10^{-3}
  - Crue exceptionnelle (T=1 000 ans), soit une probabilité inférieure à 1/1 000 ou 0,001 ou 10^{-3}

7.3.1.4.3 Probabilité d'occurrence des risques de défaillance

D'autre part, il s'agit de définir la probabilité d'occurrence des risques de défaillance pouvant affecter les ouvrages d'endiguement (surverse, rupture…).

Cette probabilité d'occurrence des scénarios de défaillance est approchée de façons analytique et probabiliste.

De façon analytique par avis d'expert, en tenant compte des informations disponibles sur l'ouvrage et du retour d'expérience sur des événements similaires ayant affectés d'autres ouvrages (bibliographie).

La grille utilisée pour caractériser la probabilité des défaillances est tirée de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 relatif à l'évaluation et à la prise en compte de la probabilité d'occurrence, de la cinétique, de l'intensité des effets et de la gravité des conséquences des accidents potentiels dans les études de danger des installations classées soumises à autorisation :

Tableau 50 : Probabilité des défaillances

E	D	C	B	A
Evènement extrêmement peu probable	**Evènement très peu probable**	**Evènement peu probable**	**Evènement probable**	**Evènement certain**
N'est pas impossible au vu des connaissances actuelles, mais non rencontré au niveau mondial sur un très grand nombre d'années d'observations	S'est déjà produit sur ce type d'ouvrage mais a fait l'objet de mesures correctives réduisant significativement sa probabilité	Un évènement similaire déjà rencontré sur ce type d'ouvrage au niveau mondial sans que les éventuelles corrections intervenues depuis apportent une réduction significative de sa probabilité	S'est produit et/ou peut se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage	S'est produit sur l'ouvrage considéré et/ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'ouvrage malgré d'éventuelles mesures correctives
10^{-6} 5.10^{-6}	10^{-5} 5.10^{-5}	10^{-4} 5.10^{-4}	10^{-3} 5.10^{-3}	10^{-2} 5.10^{-2} 10^{-1}

7.3.1.4.5 Evaluation de la gravité des conséquences : intensité, cinétique et enjeux

L'évaluation de la gravité des conséquences suite à une défaillance est approchée par le biais d'une modélisation 2D des scénarios accidentels.

La gravité des conséquences sera qualifiée au regard :

- de l'intensité de l'inondation déterminée par sa hauteur et la vitesse d'écoulement (modélisation 2D),
- de la cinétique du phénomène évaluée par la vitesse de propagation de l'inondation (modélisation 2D),
- de l'importance des enjeux en ce qui concerne la population impactée.

Dans le cadre de la présente étude de dangers, il est proposé de retenir la grille présentée sur la figure ci-après pour la caractérisation de l'aléa inondation (grille proposée par le guide de réalisation des PPRI – 1999).

Cette grille considère les paramètres hydrauliques « hauteur d'eau » et « vitesse d'écoulement ».

Tableau 51 : Grille d'aléa

Vitesse / Heau	0 - 0.25 m/s	0.25 - 0.5 m/s	> 0.5 m/s
0 - 0.5 m	Faible	Moyen	Fort
0.5 - 1 m	Moyen	Moyen	Fort
> 1 m	Fort	Fort	Très fort

A partir des résultats de ces simulations et de la grille présentée ci-dessous, il est alors possible de dénombrer les enjeux par classe d'aléa et ainsi, de se prononcer sur les conséquences de ces scénarios d'inondation.

La gravité d'un scénario, évaluée une première fois et de manière qualitative dans le cadre de l'analyse préliminaire des risques, peut à ce stade être précisée et affinée, notamment par une évaluation précise du nombre de personne concernée par la zone inondée en cas de brèche.

La mise en danger des personnes s'apprécie au regard des hauteurs d'eau, des vitesses et de la cinétique des écoulements consécutifs à la rupture de la digue.

Ces valeurs n'ont pas vocation à refléter la réalité même du nombre précis de personnes en danger, mais à permettre la comparaison et la hiérarchisation des différents scénarios d'inondation retenus.

Tableau 52 : Calcul de l'indicateur de population en danger selon l'intensité de l'aléa inondation

Intensité de l'aléa inondation	Population en danger
4. Très fort	95 %
3. Fort	70 %
2. Moyen	30 %
1. Faible	5 %

La population susceptible d'être en danger constitue l'indicateur le plus pertinent compte tenu de la typologie des enjeux situés dans la zone protégée. Cependant, la vulnérabilité d'autres types d'enjeux sera également étudiée et pourra conduire au surclassement éventuel de la gravité d'un scénario d'inondation.

La grille de référence suivante est issue du guide de lecture des études de dangers des barrages.

Elle permet d'évaluer un accident en le ramenant à des classes de gravité.

7.3.1.4.6 Identification des modes de défaillance envisageables

Cette étape passe par l'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE) du système d'endiguement. Celle-ci permet de passer de l'analyse fonctionnelle de chacun des profils en travers types de digue à la détermination des scénarios de défaillance qui lui sont attachés. Il s'agit pour cela d'identifier les potentialités de défaillance d'un ou de plusieurs composants géotechniques qui conduirait le système d'endiguement à ne plus satisfaire ses fonctions hydrauliques (identifiées lors de l'analyse fonctionnelle hydraulique). Cette étape correspond à l'identification des Evènements Initiateurs Intrinsèques (EII).

Les interactions possibles entre les différents composants géotechniques doivent être étudiées afin, théoriquement, d'aboutir à l'identification exhaustive de tous les scénarios de défaillance possibles.

Les modes de défaillance ont été qualifiés par leur mécanisme initial. Ils mettent en évidence le plus souvent plusieurs mécanismes de détérioration.

7.3.1.4.7 Identification et caractérisation des potentiels de danger

La fonction principale d'une digue de protection contre les inondations est de contenir les eaux d'une rivière afin d'empêcher la submersion d'une partie du lit majeur occupé par des enjeux particuliers.

Les potentiels de dangers relatifs au système d'endiguement de Fabrègues résultent principalement de l'irruption accidentelle d'eau dans la zone protégée. Les situations d'entrée d'eau, par ordre de gravité décroissante, sont les suivantes :

- Ouverture d'une brèche, partielle ou totale, sur un tronçon de digue,
- Surverse sans brèche sur un tronçon de digue,
- Dysfonctionnement des clapets anti-retour des canalisations traversant les digues.

D'autres phénomènes, qui ne sont pas directement liés aux digues, peuvent être responsables d'inondations dans la zone protégée :

- Inondation de la zone protégée par d'autres cours d'eau ou par ruissellement pluvial,
- Remontée de nappe dans la zone protégée.

7.3.1.4.7.1 Ouverture d'une brèche partielle ou totale sur un tronçon de digue

La libération d'eau dans la zone protégée, en cas de brèche dans le système d'endiguement, sera d'autant plus violente que le niveau d'eau devant la digue sera haut par rapport au niveau des terrains côté zone protégée. La hauteur d'une digue est définie par la dénivellation entre la crête de la digue et le niveau du terrain naturel côté zone protégée à proximité.

L'ouverture d'une brèche sur un tronçon de digue constitue une situation potentiellement dangereuse, car elle conduirait à une inondation d'une intensité forte en arrière immédiat de la digue en cas de brèche.

La libération de l'eau serait brutale, les vitesses des écoulements libérés seraient importantes, ce qui induirait une mobilisation des matériaux du corps de digue, de la fondation de l'ouvrage et du terrain naturel côté zone protégée, entraînant la création d'une fosse d'érosion.

La partie de la zone protégée située en arrière immédiat de la digue est, de fait, considérée comme une zone de dangers extrêmes du fait de la dissipation d'énergie de la brèche.

En arrière de brèches historiques connues sur d'autres cours d'eau en France (la Loire notamment), on constate la présence de fosses d'érosion d'une étendue et d'une profondeur telle que la résistance d'un bâtiment, même solide, est improbable.

7.3.1.4.7.2 Surverse sans brèche au-dessus de la crête d'un tronçon de digue

Les surverses sans brèche représentent un danger relativement faible au regard de la situation précédemment décrite dans laquelle une brèche apparait. En effet, l'écoulement se trouve limité à la lame d'eau dépassant la crête de l'ouvrage et s'apparente à un « simple » débordement de cours d'eau vers la zone protégée.

Cependant, il est courant qu'une telle situation évolue rapidement vers la création d'une brèche totale ou partielle du fait de l'action érosive des écoulements sur l'ouvrage et son pied côté zone protégée, a fortiori si l'ouvrage n'est pas conçu pour être résistant à la surverse (cas des digues en terre, notamment). Dans ce cas, le scénario deviendrait celui de la brèche, décrit ci-avant.

7.3.1.4.7.3 Entrée d'eau par les canalisations traversant la digue

Les digues constituant le système d'endiguement sont traversées par plusieurs ouvrages, notamment pour ressuyer les terrains situés à l'arrière des digues. Les ouvrages traversants les digues du système d'endiguement sont tous munis de clapets anti-retour ou de vannes martelières, mais ceux-ci pourraient ne pas fonctionner correctement.

Ces ouvrages mobiles seront fréquemment contrôlés. Par ailleurs, les ouvrages de rétablissement de fossés pluviaux sont majoritairement équipés de grilles anti-embâcles côté amont (zone protégée), permettant de limiter fortement le risque d'obstruction des clapets. La probabilité d'entrée d'eau via les ouvrages traversants est donc très faible.

Par ailleurs, les débits en cause en cas de non fermeture partielle ou totale des clapets anti-retour ou vannes martelières restent faibles et limités à la capacité de la canalisation. Ce phénomène peut avoir des conséquences localement notables mais qui restent limitées notamment vis-à-vis des autres potentiels de danger.

7.3.1.4.7.4 Inondation par d'autres cours d'eau ou par le ruissellement pluvial

La présence du système d'endiguement limite voire empêche l'évacuation des apports d'eau issus de la zone protégée.

Toutefois, en cas de crue importante, pouvant être ou non concomitante avec une crue du Coulazou, des inondations de la zone protégée peuvent être observées, notamment si le réseau pluvial ne peut trouver d'exutoire dans le Coulazou (niveau d'eau trop haut dans le Coulazou pour assurer la vidange du réseau).

Ce phénomène reste toutefois relativement limité au regard des caractéristiques et des temps de réponse des bassins versant en jeu.

7.3.1.4.7.5 Inondation par remontée de nappe

Le secteur d'étude est théoriquement concerné par le risque de remontée de nappe (Cf. Chapitre 4.4), même si aucune information historique ne vient confirmer cette sensibilité.

Ce type d'inondation est difficilement quantifiable. Il s'agit toutefois de phénomènes relativement lents, et dont les conséquences sont a priori limitées aux parties basses des zones protégées. Les hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement attendues restent limitées. On peut noter que l'on observe souvent un décalage temporel entre le pic de la crue fluviale et la remontée de nappe.

7.3.1.4.8 Les différents mécanismes de rupture des digues en remblai

Les modes de défaillance représentant un risque pour la stabilité d'une digue en remblai sont les suivants :

- Rupture par surverse,

- Rupture par érosion externe :
  - Défaut du parement (érosion de surface du parement amont),
  - Affouillement du pied de protection,

- Rupture par érosion interne
  - Suffusion,
  - Erosion de contact,
  - Erosion de conduit,
  - Erosion régressive,

- Rupture par glissement d'ensemble :
  - Côté terre,
  - Côté rivière

- Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique.

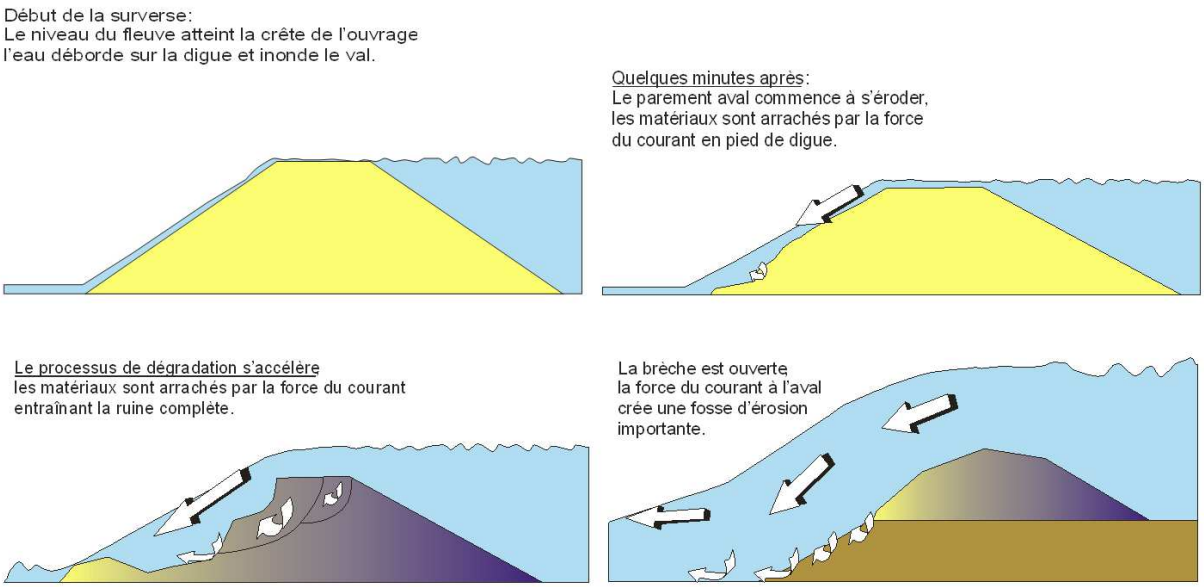
7.3.1.4.8.1 Rupture par surverse

- **Description du phénomène**

La surverse ou le débordement des eaux du cours d'eau par-dessus une digue en limon même enherbée, provoque rapidement une érosion régressive sur le talus aval de digue ou talus côté terre et conduit généralement à la formation d'une brèche et à une rupture de digue.

La surverse se produit en premier lieu au droit de points bas ponctuels de la crête de digue. Ci-après l'illustration de ce phénomène.

Figure 132 : Mécanisme de rupture de digue par surverse

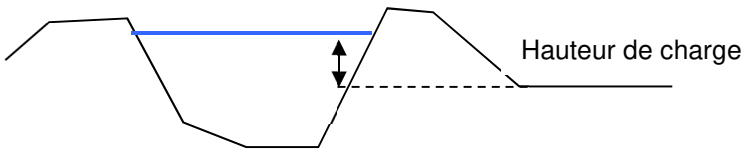


- **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- L'importance de la crue : hauteur de charge,

  La hauteur de charge est la différence entre la charge en lit mineur (niveau d'eau) et le niveau du terrain naturel (voir croquis ci-dessous). C'est un paramètre fondamental dans l'appréciation de l'aléa inondation par rupture de digue.



La hauteur de charge est l'élément déclencheur du phénomène de rupture par surverse.

- Le profil en long de la crête : un profil en long irrégulier de la crête de digue avec présence de points bas qui concentrent localement les débits de surverse,
- Les caractéristiques géotechniques : c'est-à-dire le caractère localement plus ou moins sableux des matériaux constitutifs des remblais ainsi que leur hétérogénéité dans la compacité,
- La nature de revêtement côté plaine,
- La nature du revêtement de la crête.

7.3.1.4.8.2 Rupture par érosion externe

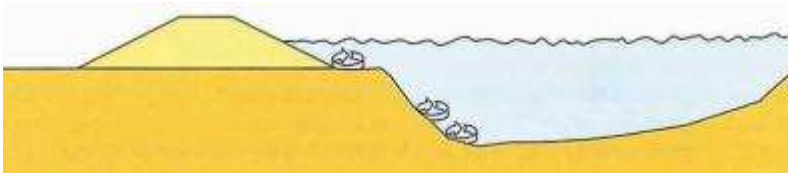
- **Description du phénomène**

En crue, le pied de berge se dégrade sous l'effet de la vitesse importante de l'eau (1). Des glissements de masse se produisent alors dans les matériaux saturés. Les crues successives aggravent le

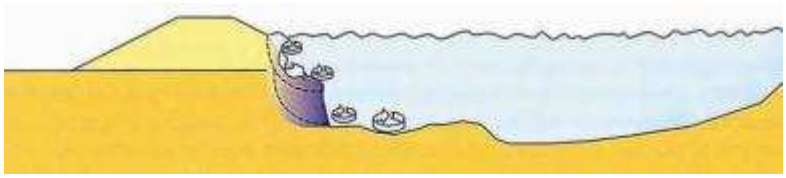
phénomène jusqu'à ce que le talus devienne abrupt et instable entrainant des glissements par pans (2).

Figure 133 : Mécanisme de rupture de digue par érosion externe

(1)



(2)



Les berges de cours d'eau peuvent être soumises au risque d'érosion par les écoulements. En effet, différents éléments peuvent conduire à l'apparition de vitesses d'écoulement localement importantes, la contrainte de cisaillement engendrée par l'écoulement sur les berges et les digues est importante. Par ailleurs, tout élément saillant se voit appliquer une force allant dans le sens de l'écoulement lié à cette vitesse.

- **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- **La morphologie de la rivière**, la modification naturelle du tracé du cours d'eau : les cours d'eau sont dynamiques, leur lit bouge au cours du temps, ce qui peut inciser de façon très importante les digues sans que le cours d'eau puisse être maîtrisé,
- La durée et l'importance de la crue : hauteur de charge,
- **La vitesse moyenne de l'eau le long du talus** : les digues en bordure immédiate du lit mineur ou situées en zones de rétrécissement du lit mineur sont particulièrement exposées,
- **Les perturbations hydrauliques locales :** dues à des racines d'arbres, piliers de ponts ou constructions sur le parement côté fleuve des digues ou des variations prononcées du cours d'eau. Les perturbations hydrauliques peuvent entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne sur le linéaire de digue considéré,
- La nature et l'état de la fondation de la digue côté rivière,
- La nature et l'état de la protection de pied de digue côté rivière,
- La nature et l'état de la protection du talus de la digue côté rivière.

De manière générale, l'érosion externe ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport.

7.3.1.4.8.3 Rupture par érosion interne

- **Description du phénomène**

L'érosion interne pouvant conduire à la création d'une brèche résulte des écoulements internes dans le corps de digue ou dans des terrains de fondation pouvant conduire à l'apparition de « renards » en cas de gradient hydraulique important et entraînant les matériaux fins de la digue vers l'extérieur.

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps des digues et des fondations peuvent favoriser des circulations hydrauliques internes.

Selon la charge hydraulique et la nature des matériaux, avec la saturation du corps de digue, le gradient hydraulique peut augmenter fortement et provoquer des écoulements internes. Des infiltrations apparaissent en pied de digue côté terre. L'entraînement des matériaux du corps de digue accentue le phénomène.

L'état de l'art a permis d'établir 4 types de phénomènes d'érosion interne définis comme suit :

- **La suffusion** est entraînée par la migration progressive des particules fines (puis de taille de plus en plus importante) composant le remblai qui, par cet appauvrissement est susceptible de voir sa perméabilité augmenter. Le phénomène peut ainsi s'aggraver jusqu'à arrachements de particules nécessaires à la tenue de l'ouvrage,

- **L'érosion de contact** qui s'initie à l'interface entre un sol fin avec sol grossier. Les particules du sol fin sont alors susceptibles d'être emportées par l'écoulement se produisant à l'interface.

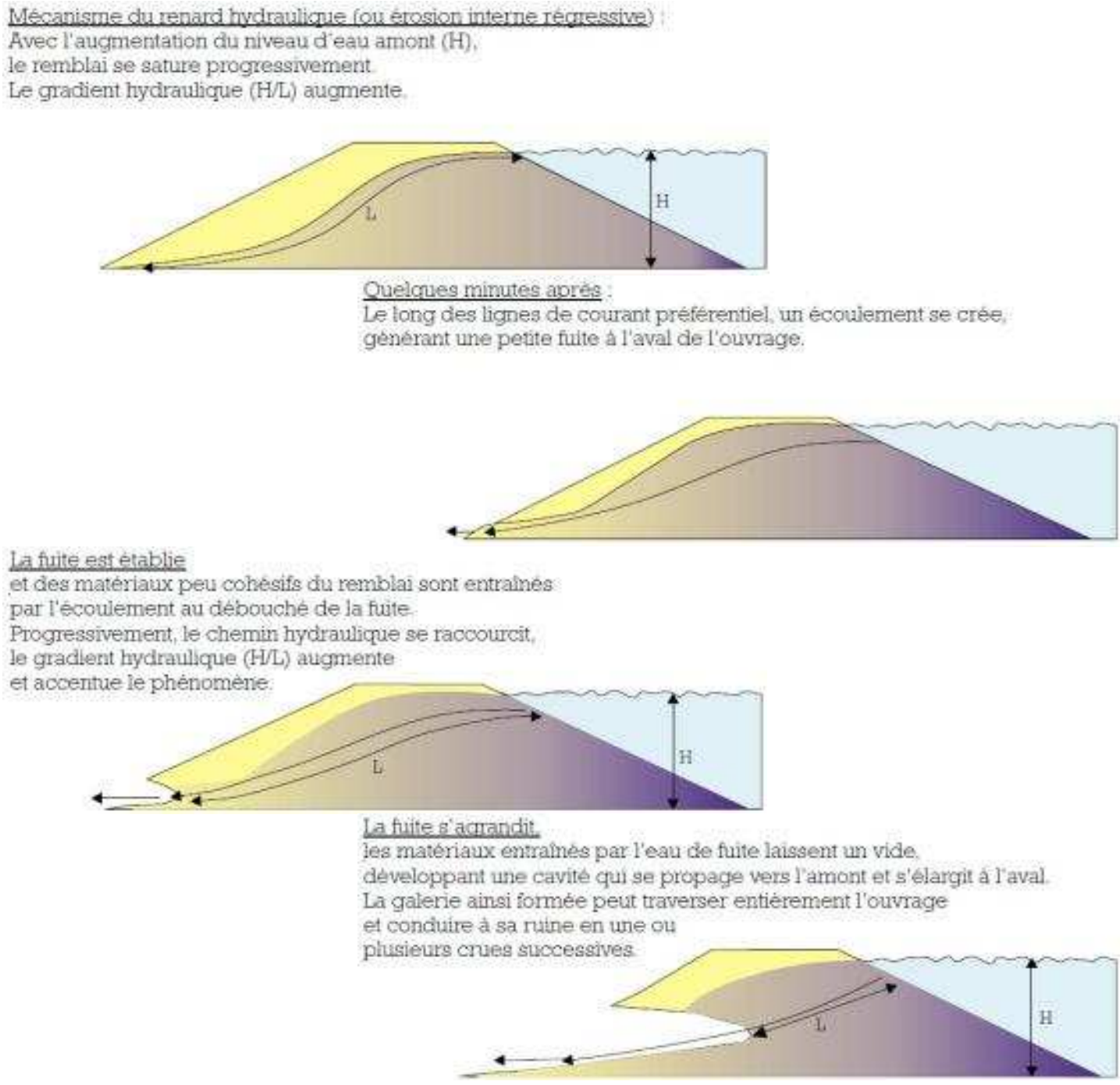
L'appauvrissement en particules fines peut mener à l'ouverture d'un conduit de cheminement hydraulique préférentiel entraînant la rupture de l'ouvrage,

- **L'érosion de conduit** est initiée par la présence de conduits pouvant avoir été réalisés au préalable par des animaux fouisseurs ou la putréfaction de systèmes racinaires. La mise en charge de ces conduits fait d'eux des cheminements préférentiels pour les écoulements internes qui sous l'effet de la vitesse entraîne l'élargissement du conduit par arrachement des particules de sol,

- **L'érosion régressive** est initiée par la convergence de l'ensemble des écoulements internes vers un seul et même point de sortie. Cette convergence entraîne une élévation localisée des vitesses d'écoulement pouvant entraîner l'arrachement de particules en pied aval de digue. De proche en proche, ce phénomène peut conduire à la rupture globale de l'ouvrage. Dans certains cas, ce phénomène est par ailleurs initié par boulance, c'est-à-dire que la résurgence de l'écoulement a lieu verticalement en pied de digue pouvant ainsi soulever les sols situés sur la zone.

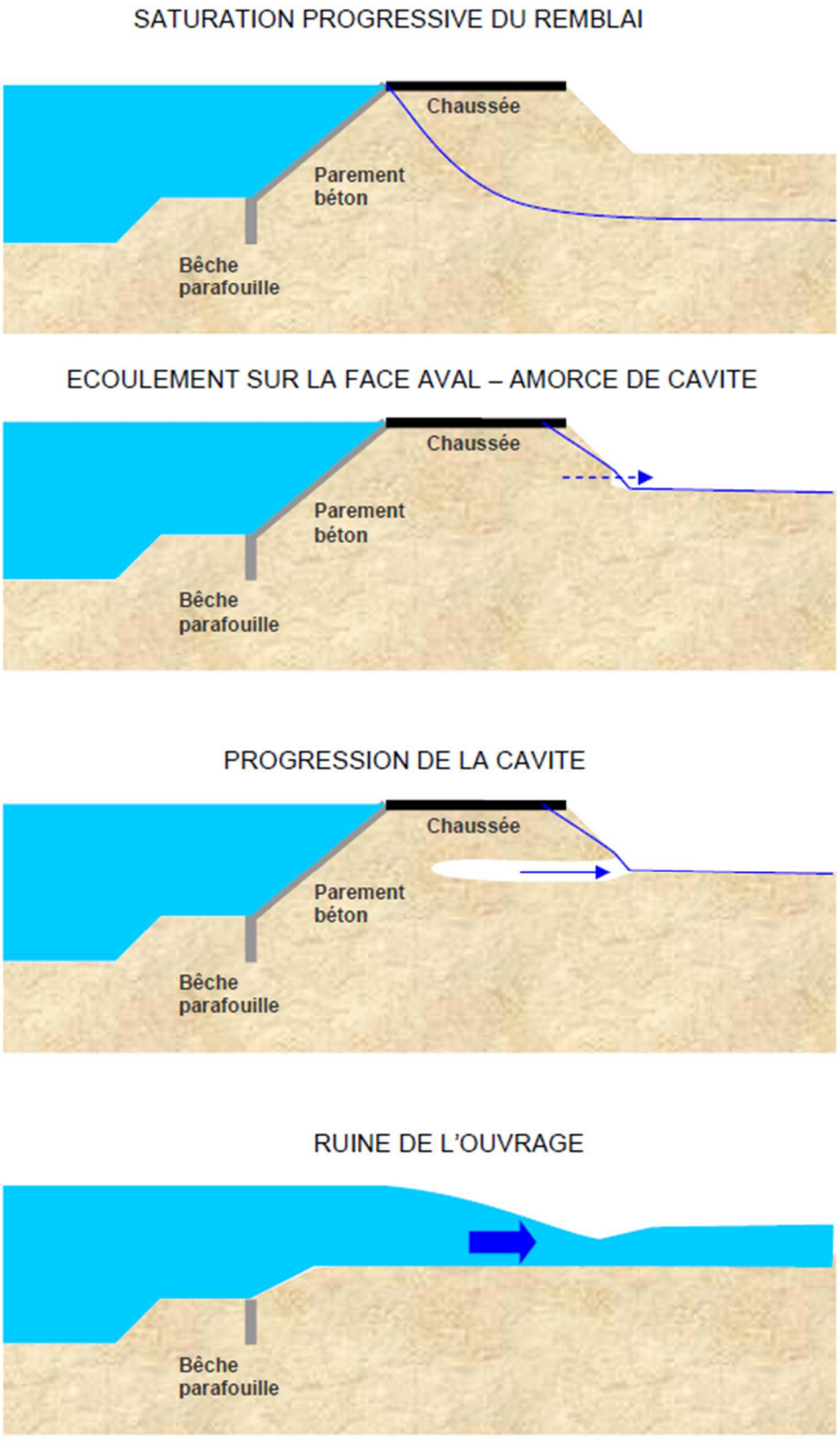
Ci-après l'illustration de ce phénomène :

Figure 134 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne



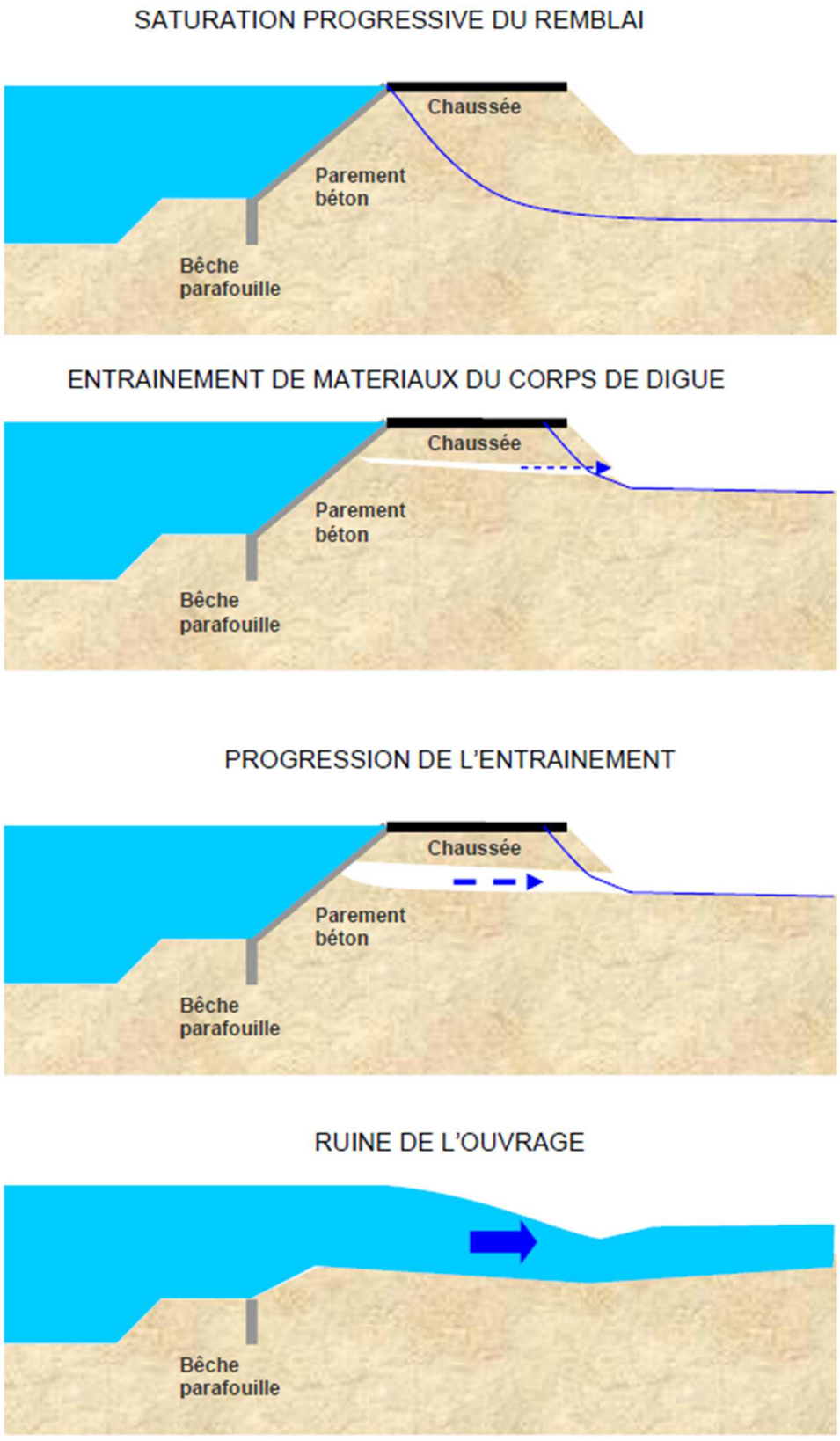
- **Erosion interne – renard ou érosion régressive**

Figure 135 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Renard ou érosion régressive



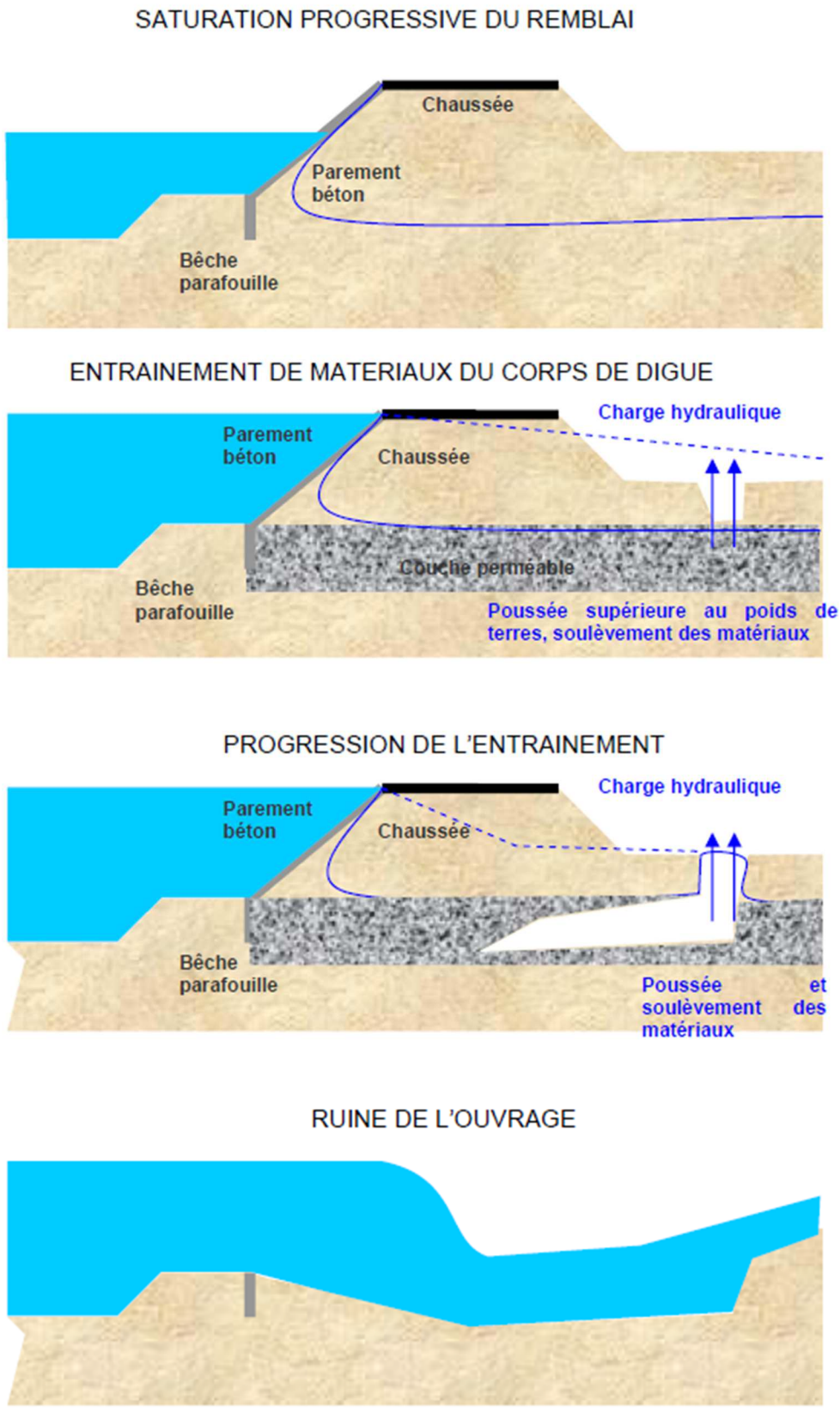
- **Erosion interne – entraînement dans l'ouvrage**

Figure 136 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Entraînement dans l'ouvrage



- **Erosion interne – Boulance**

Figure 137 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Boulance



- Facteurs de sensibilité

  Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- L'importance de la crue : hauteur de charge,
- Les caractéristiques géotechniques (dont nature des matériaux constitutifs) : le phénomène est favorisé par l'hétérogénéité dans les couches de matériaux constitutifs du remblai ou de la fondation,
- La présence de zones de circulations préférentielles dans le corps de digue : création possible d'un gradient hydraulique critique provoquant l'érosion interne des sols (entraînement des particules). Le gradient hydraulique critique est le seuil limite à partir duquel les forces d'écoulement dans la digue deviennent suffisantes pour détacher et entraîner des particules fines du sol,
- La présence d'ouvrages traversants : mauvaise étanchéité à la jonction entre remblais et ouvrages transversaux (ex : canalisations et galeries traversant l'ouvrage de part en part, le corps de la levée ou sa fondation),
- Excavations ou galeries dans la levée réduisant la longueur du chemin hydraulique entre amont et aval de la digue (ex : terriers d'animaux fouisseurs, conduits racinaires d'arbres morts, …).

On distingue dans la cinétique de l'érosion interne conduisant à la rupture de l'ouvrage :

- la phase d'initialisation à déroulement lent, mais pas forcément détectable en l'absence de surveillance en crue,
- la phase conduisant à la rupture se caractérisant par une cinétique rapide (évolution du renard jusqu'à effondrement de la digue).

7.3.1.4.8.4 Rupture par glissement d'ensemble

- **Description du phénomène**

La rupture d'ensemble d'une digue, sous la charge hydraulique peut se produire, lorsque plusieurs facteurs sont réunis, notamment :

- Profil de digue étroit avec pente des talus importante,
- Piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et la présence de couches hétérogènes,
- Faible compacité du corps de digue.

Ces trois facteurs peuvent provoquer une instabilité d'ensemble de l'ouvrage et sa rupture possible.

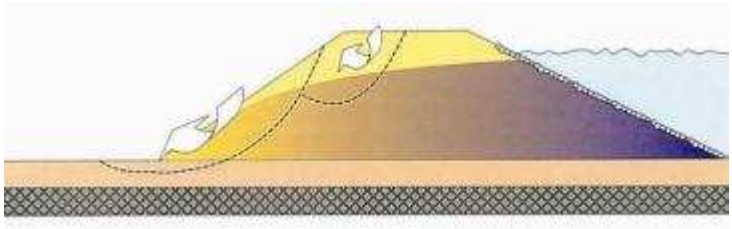
Ci-après l'illustration de ce phénomène :

- La saturation du remblai et la raideur du talus provoquent des ruptures de masse par glissement de talus coté zone protégée,
- La saturation du remblai amoindrit les caractéristiques mécaniques du massif et peut provoquer une rupture de masse par glissement circulaire lors d'une décrue rapide.

- **Côté terre**

La saturation du remblai et la raideur du talus provoquent des ruptures de masse par glissement du talus ou basculement de murs de soutènement.

Figure 138 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté terre

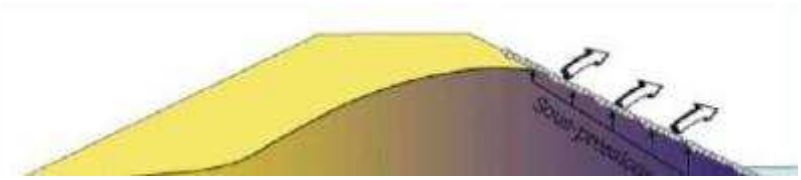


- **Côté rivière**

Un deuxième cas de figure peut se produire au moment de la décrue lorsque la digue, suite à un mauvais drainage, reste saturée alors que le niveau du cours d'eau s'est abaissé. Ce mode de défaillance ne provoque pas nécessairement une inondation brutale de la zone protégée.

Ces instabilités sont dues aux sous-pressions qui se développent pendant la période des hautes eaux et se traduisent par la rupture du talus côté rivière ou de son revêtement de protection lors d'une décrue rapide.

Figure 139 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté rivière



Pour les ouvrages en maçonnerie, la rupture sous charge est due au profil étroit des digues (surtout pour ceux en béton armé, les plus récents). Elle est nécessairement brutale et peut résulter d'une erreur de conception (ex : insuffisance du dimensionnement) ou d'un défaut d'exécution (ex : malfaçon dans le ferraillage). La difficulté que présente ce mécanisme est que les témoins de son activité ne s'avèrent pas forcément détectables lors de l'inspection visuelle.

- **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- Le profil de la digue en remblai : un profil de digue étroit avec des pentes de talus fortes (fruits inférieurs à 3H/2V) favorisent ce phénomène,
- La piézométrie : le phénomène est favorisé par une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et à la présence de couches hétérogènes,
- Les caractéristiques géométriques (dont nature des matériaux constitutifs) : facteur discriminant : une faible compacité ou présence d'une sous-couche argileuse au niveau de la fondation qui peut jouer le rôle de « couche savon ».

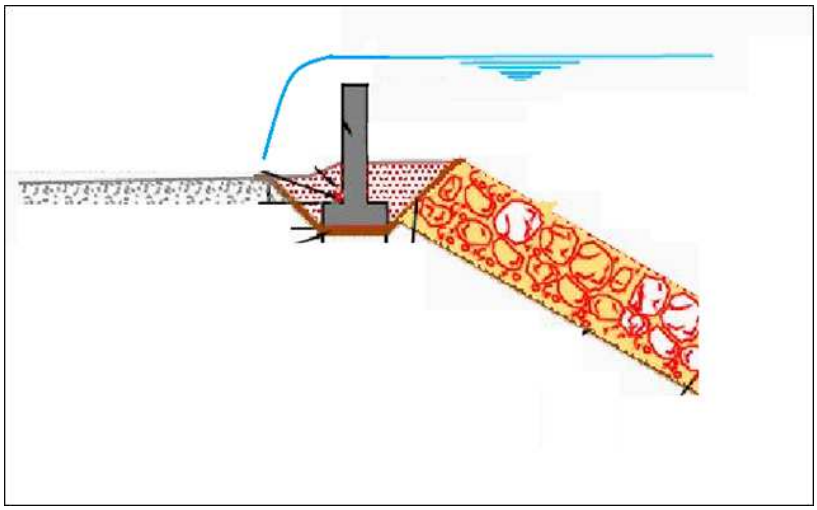
7.3.1.4.9 Les différents mécanismes de rupture des murets béton

7.3.1.4.9.1 Rupture par jet plongeant

- **Description du phénomène**

Sur les murets en béton lorsqu'une lame d'eau déversante s'établit, l'énergie potentielle de l'eau va éroder le pied de la fondation en aval s'il n'est pas protégé. Cette érosion va déstabiliser l'ouvrage et conduire à sa rupture par basculement dans la plupart des cas.

Figure 140 : Schéma de rupture par érosion par jet plongeant



- **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de sensibilité sont les suivants :

- Le matériau placé en aval du muret,
- La hauteur de chute, c'est-à-dire la hauteur du mur coté zone protégée.

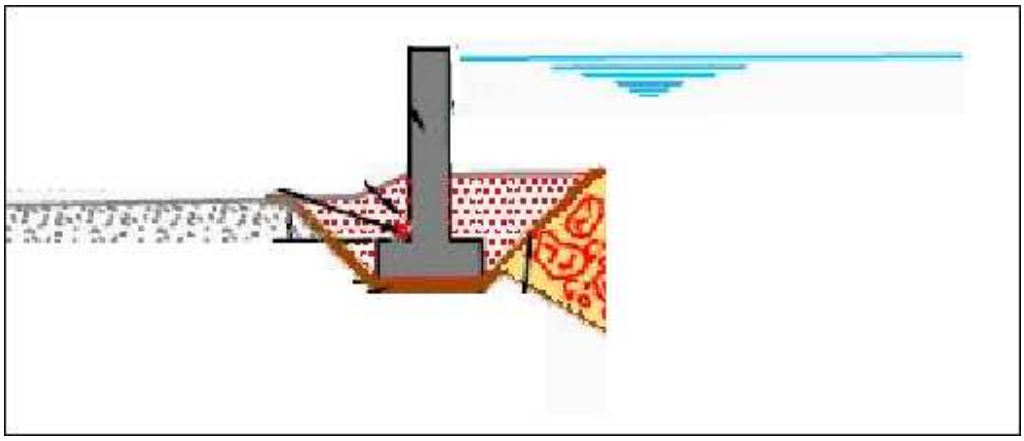
7.3.1.4.9.2 Rupture par basculement

- **Description du phénomène**

Lorsque la poussée de l'eau est supérieure au forces stabilisatrices (poids propre de l'ouvrage et résistance des sols) les murets sont soumis au risque de basculement.

Le basculement d'un ouvrage de type muret peut s'accroitre lorsque les fondations sont instables: poinçonnement du sous-sol, circulation d'eau.

Figure 141 : Schéma de rupture par basculement



- **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de basculements sont les suivants :

- Absence de dalle de fondation liée au mur. Par manque de dalle, le mur n'est pas directement lié sur son support d'installation. La pression de l'eau en cas de crue nécessaire pour basculer l'ouvrage est diminuée.
- Perméabilité du sol porteur proche de la dalle de fondation. En cas de matériaux trop drainant de type sableux ou de mauvaise uniformité, la circulation d'eau est favorisée et varie la position de la fondation.
- Défaut des matériaux ou de réalisation notamment en pied d'ouvrages générant des interstices, à fortiori des conduits hydrauliques favorisant le basculement.
- Séismes, mouvements de terrain ou phénomènes vibratoires violents (passe d'engins routiers ou de travaux lourds à répétition etc…)

7.3.1.4.9.3 Rupture de muret accidentelle

Ce type de rupture peut se produire en cas de collision d'un véhicule.

7.3.1.4.10 Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique

Deux types de défaillance sont attendus pour un ouvrage traversant :

- Défaillance du système de fermeture (clapet ou vanne) engendrant un refoulement à travers l'ouvrage,
- Rupture de la digue par érosion régressive interne le long de l'ouvrage. Des dispositifs constructifs ont été présentés dans le chapitre 5 pour éviter ce dysfonctionnement.

7.3.1.4.11 Autres potentiels de danger

7.3.1.4.11.1 Malveillance

La probabilité d'occurrence d'actes de grande malveillance du type terrorisme, sera supposée négligeable. On ne considèrera que les actes de malveillance concernant les équipements et le génie civil.

Le risque de détérioration des installations sera considéré comme négligeable.

Ce scénario ne sera pas étudié.

7.3.1.4.11.2 Destruction par évènement sismique

Les règles de construction doivent être appliquées au moyen d'un coefficient d'importance γ_1 attribué à chacune des catégories d'importance du bâtiment. Les valeurs de ces coefficients sont données par le tabeau suivant :

Tableau 53 : Coefficient d'importance

CATÉGORIE D'IMPORTANCE	COEFFICIENT D'IMPORTANCE γ_1
I	0,8
II	1
III	1.2
IV	1.4

Ici, le géotechnicien a retenu $\gamma_1 = 0.8$.

Le mouvement dû au séisme est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération. Il est caractérisé au niveau d'un sol rocheux (**sol de classe A**) par la valeur d'accélération a_{gr}. Les valeurs des accélérations a_{gr} sont données dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Valeurs des accélérations a_{gr}

ZONES DE SISMICITÉ	a_{gr} (en m/s2)
2 (faible)	0,7
3 (modérée)	1,1
4 (moyenne)	1,3
5 (forte)	1,6

Ici, le géotechnicien a retenu : $a_{gr} = 0.7$ m/s².

L'accélération horizontale de calcul est déterminée à partir d'un sol référence de classe A rocheux. Elle est égale au produit de l'accélération $\mathbf{a_{gr}}$ par le coefficient d'importance γ_1.

Le géotechnicien a retenu : $a_g = a_{gr} \times \gamma_1 = 0,7 \times 0,8 = 0,56$ m/s²

La vérification du critère « Liquéfaction du sol de fondation sous sollicitation sismique » est listé dans les recommandations du CFBR pour les barrages et digues en remblai (2015). Ces recommandations du CFBR renvoie directement à un autre rapport dit « MEDDE 2014 ». (Ce rapport est disponible aussi sur le site internet du CFBR).

Le paragraphe 7.5 du rapport « MEDDE 2014 » qui traite des vérifications sismiques à réaliser dans le cadre de la conception d'une digue précise :

« La vérification de la sécurité structurale des digues concerne en priorité la liquéfaction, sachant que ces ouvrages sont établis sur des fondations alluviales souvent sableuses et où la nappe phréatique maintient le plus souvent des conditions de saturation des matériaux.

De ce point de vue, une attention particulière doit être portée aux systèmes de protection où la rivière est "perchée" au-dessus de la plaine. »

Tableau 55 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Digues

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

Il importe de signaler que cette exigence réglementaire de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

La commune de Fabrègues est classée en zone de sismicité faible (niveau 2), la vérification de ce critère de stabilité n'est pas exigée.

Cette vérification ne sera pas réalisée.

7.3.2 Détermination des scénarios d'inondation et évaluation préliminaire des risques

7.3.2.1 Scénario de défaillance 1 : Rupture par surverse des digues en terre

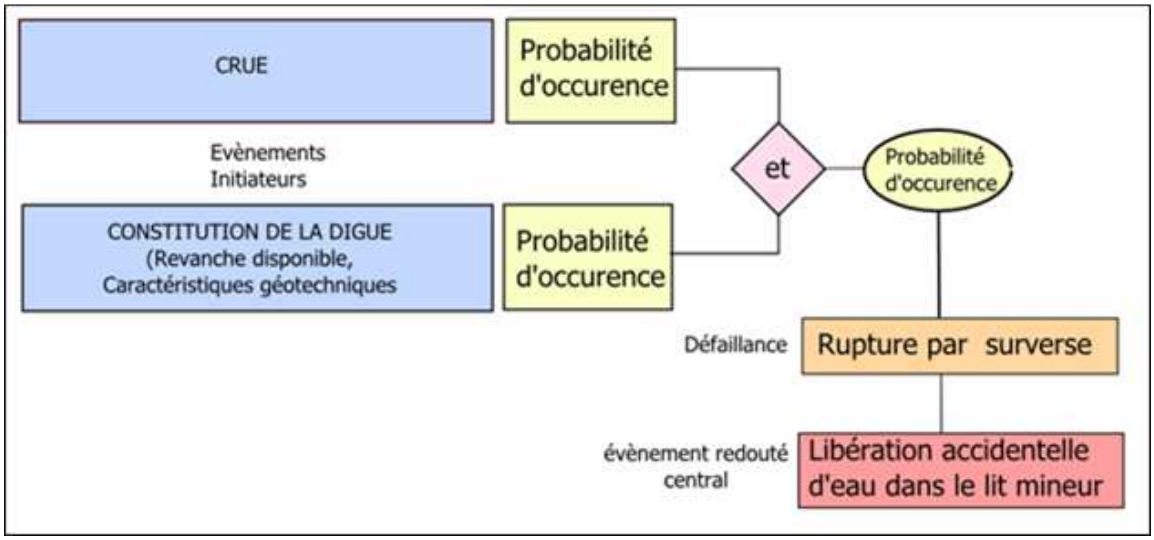
Généralement, les digues en terre ne supportent pas les surverses. Toutefois, la rupture n'est pas absolument certaine, surtout quand la crête est large.

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant l'ouvrage et donc l'importance de la crue,
- La surverse sur la crête de l'ouvrage soit la revanche disponible,
- La résistance de la structure de l'ouvrage soit les caractéristiques géotechniques et la nature du revêtement côté plaine (constitution de l'ouvrage).

L'arbre des défaillances pour le scénario de rupture par surverse est le suivant :

Figure 142 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par surverse



- Cotation des évènements initiateurs pour le scénario de rupture par surverse :

Le paramètre de la surverse est évalué selon la revanche disponible.

Les critères de cotation du scénario de rupture par surverse dans le cas des digues sont déterminés à dire d'expert en fonction de la revanche disponible avec les seuils présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 56 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par surverse

Cas des digues		
Risque de surverse		
R : Revanche	Aléa	Probabilité
R ≤ 0	Fort	1
0.0 < R≤ 1	Faible	1.0 E -03

7.3.2.1.1 Etude de probabilité de rupture par secteur

Les secteurs de digue en remblai (secteurs 1, 3, 6) ne sont pas protégés vis-à-vis des phénomènes de surverse.

Les ouvrages en remblai terreux ou argileux sont considérés comme instables vis-à-vis des contraintes importantes générées par un écoulement en surverse.

Cependant :

- La pente des talus à 5H/2V limite les vitesses d'écoulement sur le talus aval en cas de surverse,

7.3.2.1.2 Définition de la probabilité d'occurrence de la surverse

Tableau 57 : Cotation du scénario de défaillance rupture par surverse

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$> Q_{300}$	$> 3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 3	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$> Q_{300}$	$> 3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-3}
Secteur 6	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$> Q_{300}$	$> 3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1

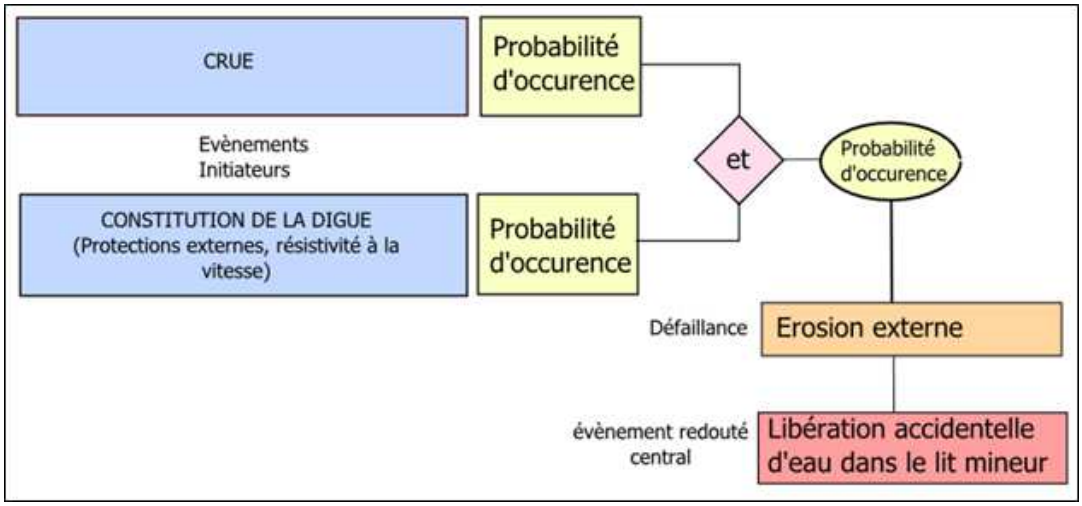
7.3.2.2 Scénario de défaillance 2 : Rupture par érosion externe

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivants :

- La hauteur de charge et la vitesse moyenne de l'eau le long du talus : importance de la crue,
- La nature et l'état de protection du talus de la digue côté rivière : constitution de la digue,
- La nature et l'état de protection du pied de talus de la digue côté rivière,
- La morphologie de la rivière, la modification naturelle du tracé du cours d'eau : traitée surtout en prévention,
- Les perturbations hydrauliques locales : traitées surtout en prévention.

L'arbre des défaillances pour le scénario de rupture par érosion externe est le suivant :

Figure 143 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion externe



Le risque d'érosion combine le risque lié à l'érosion fluviale sur le talus côté Coulazou ou côté Merdanson et le risque lié à l'affouillement de pied.

7.3.2.2.1 Aléa lié à l'érosion fluviale

La grille retenue pour la caractérisation de l'aléa est la suivante :

Tableau 58 : Grille d'aléa érosion externe à partir des vitesses d'écoulement

Protection de talus	Vitesse limite de résistance : Vlimite
Talus enherbé	2,5 m/s
Enrochements	3,5 m/s
Béton/perré	6 m/s
Aléa	
Faible	Si V < Vlimite
Modéré	Si 1.5 x Vlimite < V < 2 x Vlimite
Fort	Si V > 2 x Vlimite

7.3.2.2.2 Aléa lié à l'affouillement de pied

L'affouillement peut avoir plusieurs origines :

- Affouillement à proximité de singularité de l'écoulement (rétrécissement, culée ou pile de pont, exutoire saillant, etc…),
- Affouillement lié à la courbure de l'écoulement dans les extrados.

Tableau 59 : Grille d'aléa – affouillement de pied

Affouillement de pied	Intrados ou rectiligne	Extrados
Lit vif contre la protection	Modéré	Fort
Risberme non stabilisée	Faible	Modéré
Risberme stabilisée (*)	Faible	Faible

(*) sous réserve de la continuité et du bon état de la risberme

Tableau 60 : Grille d'aléa de synthèse érosion externe

Tableau 61 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion externe

Cas des digues	
Risque de rupture par érosion externe	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1.00E-01
Modéré	3.00E-02
Faible	3.00E-03

7.3.2.2.3 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Côté Coulazou, les forces tractrices exercées varient pour atteindre un maximum de 82.7 N/m² au niveau de la rue Sainte Baudile, les talus seront renforcés par un géotextile enherbé pour assurer la stabilité des digues jusqu'à 120 N/m².

De part et d'autre du pont de la RD27, il est prévu des enrochements pour réduire l'emprise des travaux et protéger la digue de l'érosion engendrée par la confluence avec le Merdanson.

7.3.2.2.4 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 62 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion externe

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 1	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$
Secteur 2	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$
Secteur 3	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$
Secteur 4	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$
Secteur 6	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$
Secteur 7	Q_{100}	10^{-2}		$3\ 10^{-3}$
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		$3\ 10^{-3}$
	Q_{1000}	10^{-3}		$3\ 10^{-3}$

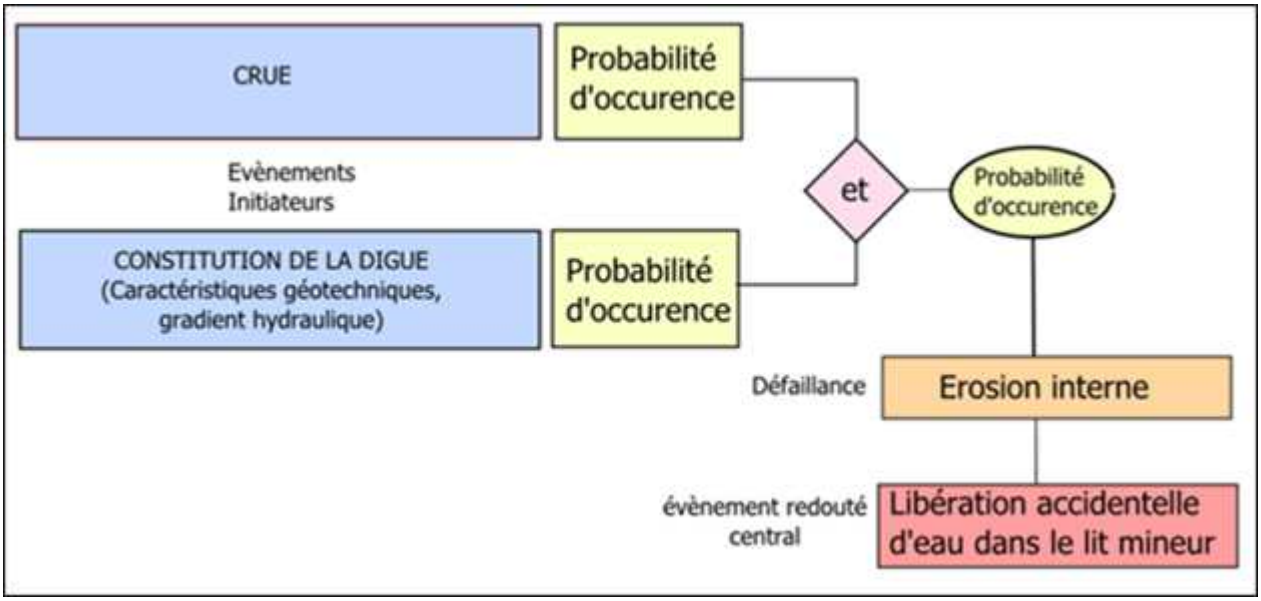
7.3.2.3 Scénario de défaillance 3 : Rupture par érosion interne

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (évènements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant les ouvrages et donc l'importance de la crue,
- Les caractéristiques géotechniques et la présence de zones de circulations préférentielles dans le corps de la digue (gradient critique) : constitution de la digue,
- La présence d'ouvrages traversants : traitée en prévention,
- Excavations ou galeries dans la levée : traitées en prévention.

L'arbre de défaillance pour le scénario de rupture par érosion interne est le suivant :

Figure 144 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion interne

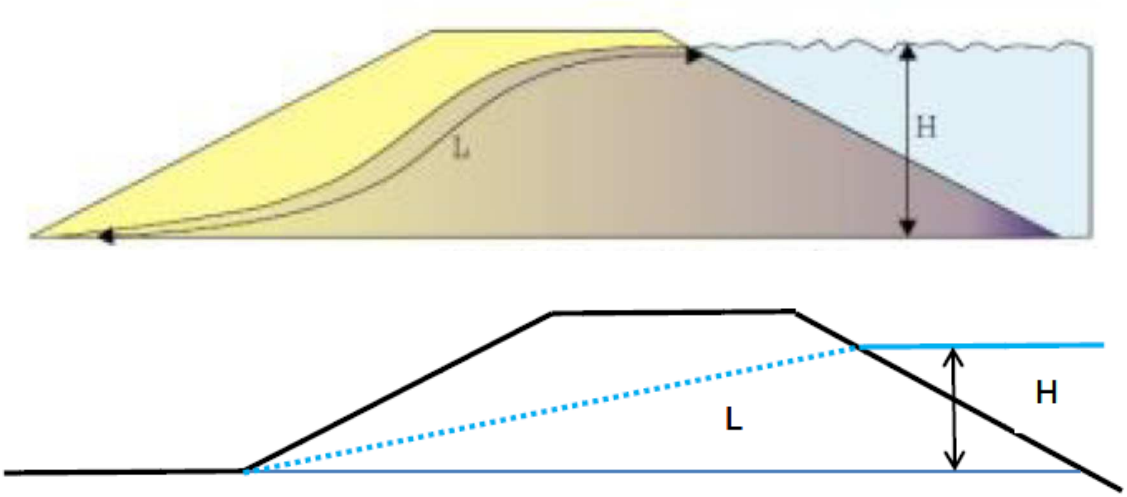


- Cotation des évènements initiateurs pour le scénario de rupture par érosion interne :

De manière générale, l'évaluation de l'aléa érosion interne est basée sur un critère hydraulique : le gradient hydraulique critique. Il s'agit du seuil limite à partir duquel les forces d'écoulement dans la digue deviennent suffisantes pour détacher et entraîner des particules fines du sol conduisant à la formation d'un renard hydraulique (régressif) ou au début d'un processus de suffusion.

Le gradient hydraulique est le rapport de la charge hydraulique et de la longueur de la ligne piézomètrique de saturation (H/L) :

Figure 145 : illustration du gradient hydraulique



Par souci de simplification, on a considéré la longueur L comme étant la distance entre le point de contact de la ligne d'eau côté rivière avec la digue et le point de contact avec le terrain naturel côté terre.

Les éventuelles hauteurs d'eau présentes derrière la digue (côté terre) n'ont pas été prises en compte dans l'évaluation de cet aléa.

Les critères de cotation du scénario de rupture par érosion interne sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 63 : Cotation de l'aléa érosion interne

Scénario de rupture par érosion interne	
Gradient hydraulique	**Type d'aléa**
0 < G < 0.1	Faible
0.1 < G < 0.35	Modéré
G > 0.35	Fort

Les critères de cotation du scénario de rupture par érosion interne sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 64 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion interne

Cas des digues	
Risque de rupture par érosion interne	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1.00E-01
Modéré	1.00E-02
Faible	1.00E-03

7.3.2.3.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

- Erosion de conduit :

L'érosion interne de conduit est une forme d'érosion qui s'initie suivant un chemin préférentiel (un conduit) au sein duquel l'écoulement d'eau va se concentrer. Ce processus a lieu lorsque les forces de résistance du sol ne sont pas suffisantes pour contrer les sollicitations exécrées par l'écoulement d'eau.

Ce risque peut être écarté dans la mesure où :

- Les matériaux mis en œuvre pour le corps de digue sont argileux (classe GTR A1/A2),
- Compacité avec un objectif de densification q3 (98.5% de l'OPN),
- Les matériaux présenteront une cohésion 10 ≤ c' (kPa) ≤ 20.

Les conduites existantes qui se trouvent en-dessous de la clé d'ancrage seront laissées en place.

Les conduites qui se retrouvent dans la clé d'ancrage seront reprises selon les principes exposés ci-desous :

- Maintien de l'étanchéité avec mise en place de cavaliers bétons pour éviter l'écoulement des eaux le long de la conduite. Le remblai autour de la conduite sera constitué des mêmes matériaux que la construction de la digue,
- Approfondissement du réseau pour passer sous la clé d'ancrage.

■ Erosion régressive :

L'érosion régressive ne se produit que dans les sols peu plastiques (Ip < 7). Le sens de progression de l'érosion est inverse au sens de l'écoulement. Deux types d'érosion régressive sont distingués :

- L'érosion régressive globale qui consiste en des résurgences sur le talus aval, plus souvent en pied de talus,
- L'érosion régressive de conduit qui survient essentiellement dans les fondations de l'ouvrage lorsque ce dernier est constitué d'une couche sans cohésion.

Compte tenu :

- D'un gradient hydraulique faible (i < 0.20),
- D'une vitesse d'écoulement faible,
- D'une fondation d'ouvrage réalisée en matériaux fins classés GTR A1/A2, présentant une cohésion 10 ≤ c' (kPa) ≤ 20,

Ces deux phénomènes peuvent être écartés.

■ Erosion de contact :

L'érosion de contact se développe lorsque les deux couches de granulométrie différente sont en contact et qu'un écoulement suffisamment important parvient à s'établir entre ces deux couches.

A l'interface entre les couches, les particules du sol les plus fines peuvent être détachées par l'écoulement, puis transportées à travers les pores du sol le plus grossier. Ce phénomène n'est pas à craindre lorsque le sol d'assise de la digue sera constitué des matériaux de la couche C1.2 ou C2.1 présentant une matrice suffisamment abondante.

En présence de matériaux granulaires, ce risque est écarté par la mise en œuvre d'un géotextile en fond de fouille pour éviter toute migration de matériaux.

- Suffusion :

Les écoulements au sein des vides interstitiels d'un sol peuvent engendrer des processus de détachement puis le transport de particules fines du sol. Ce phénomène est appelé suffusion.

Pour les sols de granulométrie étroite, comme c'est ici le cas pour les matériaux retenus pour la conception du corps de digue, le critère de Pilarczyk (1998) est retenu. Ce critère est donné sous la forme :

$$D60/D10 < 10$$

Ce critère est vérifié dans les sols fins situés le long du ruisseau des canaux classés GTR A2, permet de conclure sur l'absence de suffusion interne dans le corps de digue.

7.3.2.3.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 65 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion interne

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}
Secteur 3	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}
Secteur 6	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$> Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}

7.3.2.4 Scénario de défaillance 4 : Rupture par glissement d'ensemble

L'aléa glissement de talus est un mécanisme de rupture entraîné par une instabilité d'ensemble de l'ouvrage. Il est caractérisé par un glissement généralisé du talus amont ou aval.

Dans le cas d'un glissement du talus amont, le phénomène est observé lors de la décrue, phase durant laquelle la diminution de la charge sur l'ouvrage entraîne une décompression et un lessivage des matériaux constitutifs des talus.

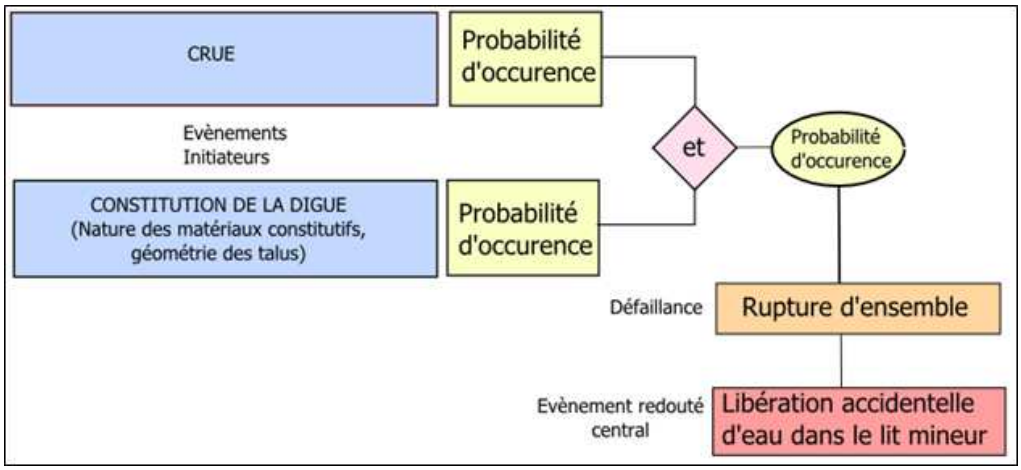
Dans le cas d'un glissement du talus aval, la piézométrie importante dans le remblai lors de la mise en charge maximale de l'ouvrage peut entraîner un glissement d'ensemble des talus à forte pente, ce qui peut engendrer une brèche au plus fort de la crue.

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (évènements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant les ouvrages et donc l'importance de la crue,
- Les caractéristiques géotechniques (nature des matériaux constitutifs) : constitution de la digue,
- Le profil de la digue en remblai : constitution de la digue,

L'arbre de défaillance pour le scénario de rupture par glissement d'ensemble est le suivant :

Figure 146 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par glissement d'ensemble



- **Rupture par glissement côté plaine**

Les critères suivants sont retenus :

En phase de crue, la stabilité côté plaine, n'est pas assurée pour les digues dont les pentes de talus sont raides (>31°).

Trois classes d'aléa sont alors définies :

- Aléa faible : pente des talus côté plaine < 31°,
- Aléa modéré : pente des talus comprise entre 31° et 33,7°,
- Aléa fort : pente des talus supérieure à 33,7° (correspondant à des talus pentés > à 3H/2V.

- **Rupture par glissement côté rivière**

Les critères suivants sont retenus :

En phase de **décrue**, la stabilité côté rivière, n'est pas assurée pour les digues dont les pentes sont raides (>27°).

Trois classes d'aléa sont alors définies :

- Aléa faible : pente des talus côté plaine < 27°,
- Aléa modéré : pente des talus comprise entre 27° et 33.7°,
- Aléa fort : pente des talus supérieure à 33.7° (correspondant à des talus pentés > à 3H/2V).

Tableau 66 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble

Cas des digues	
Risque de rupture par glissement d'ensemble	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1.00E-01
Modéré	1.00E-02
Faible	1.00E-03

7.3.2.4.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Pour le niveau de protection, tous les calculs de stabilité sont favorables (Voir chapitre 7.2.5).

7.3.2.4.2 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 67 : Cotation du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}
Secteur 2	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}
Secteur 3	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}
Secteur 6	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-2}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		10^{-1}
	Q_{1000}	10^{-3}		10^{-1}

7.3.2.5 Scénario de défaillance 5 : Rupture de mur par érosion par jet plongeant

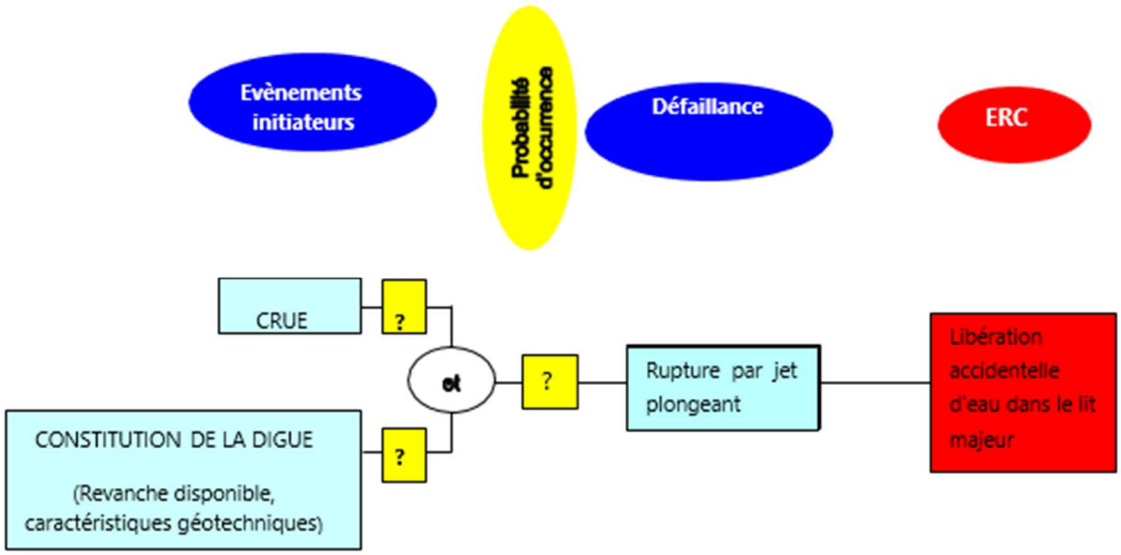
Généralement, les matériaux en aval d'un muret de protection sont des terres végétales qui supporte mal l'érosion dû à la dissipation de l'énergie potentielle de la lame d'eau déversant. Toutefois, la rupture n'est pas absolument certaine, surtout quand la hauteur des murs coté zone protégée est faible.

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant l'ouvrage et donc l'importance de la crue,
- La surverse sur la crête de l'ouvrage soit la revanche disponible,
- La résistance de la structure de l'ouvrage soit les caractéristiques géotechniques et la nature du revêtement côté plaine (constitution de l'ouvrage).

L'arbre des défaillances pour le scénario de rupture par surverse est le suivant :

Figure 147 : Arbre de défaillance – scénario de rupture de mur par jet plongeant



- Cotation des évènements initiateurs pour le scénario de rupture par jet plongeant :

Le paramètre de la surverse est évalué selon la hauteur déversant sur le muret disponible.
Les critères de cotation du scénario de rupture par jet plongeant dans le cas des murets sont déterminés en fonction de la revanche disponible avec les seuils présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 68 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture de mur par jet plongeant

Cas des murets		
Risque de surverse		
R : Revanche	Aléa	Probabilité
Hdev>0.3	Fort	1
0.1 < Hdev < 0.3	Modéré	1.00 E -01
0 < Hdev < 0.1	Modéré	1.00 E -02
Hdev =0	Faible	1.00 E -03

7.3.2.5.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Pour les niveaux de protection, Hdev = 0.
Pour la crue de danger, Hdev > 0.3.

7.3.2.5.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 69 : Cotation du scénario de défaillance rupture de mur par jet plongeant

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 2.1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1

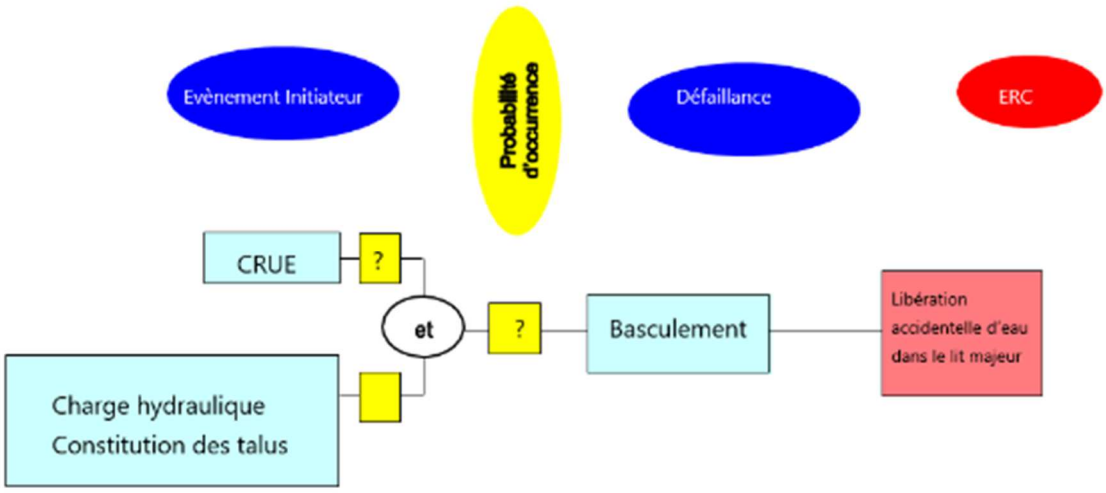
Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 2.2	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 2.3	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 4	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 7.1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 7.2	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1

7.3.2.6 Scénario de défaillance 6 : Rupture de mur par basculement

Généralement la rupture des murets par basculement est acquise par le dimensionnement des fondations et le poids propre de l'ouvrage.

Ce scénario de défaillance est très sensible à la charge hydraulique appliquée au muret. En effet la hauteur d'eau est responsable de la principale force déstabilisatrice. Elle s'applique au tiers inférieur de la base de l'ouvrage.

Figure 148 : Arbre de défaillance – scénario de rupture de mur par basculement



7.3.2.6.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Si la charge d'eau n'atteint pas la cote maximale du mur, l'aléa est considéré comme faible et la probabilité associée est quasi nulle.

Si la charge d'eau dépasse la cote maximale du mur, l'aléa est considéré comme fort.

Tableau 70 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par basculement

Risque de basculement à charge d'eau maximum		
Type de mur	Aléa	Probabilité
Muret de clôture	Modéré	1.00 E -02
Mur en béton armé	Faible	1.00 E -03
Mur d'habitation	Faible	1.00 E -03

7.3.2.6.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 71 : Cotation du scénario de défaillance rupture de mur par basculement

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
Secteur 2.1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 2.2	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 2.3	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 4	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 7.1	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1
Secteur 7.2	Q_{100}	10^{-2}		10^{-3}
	Q_{300}	$3.3\ 10^{-3}$		10^{-3}
	$>Q_{300}$	$>3.3\ 10^{-3}$		1
	Q_{1000}	10^{-3}		1

7.3.2.7 Synthèse des scénarios de défaillance

Tableau 72 : Synthèse des scénarios de défaillance en terme de probabilité

Tronçon	Rupture par surverse	Rupture par érosion externe	Rupture par érosion interne	Rupture par glissement	Rupture par jet plongeant	Rupture par basculement
Secteur 1	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} et 1 en> Q_{300} et $Q_{1\,000}$	$3\ 10^{-3}$ en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$		
Secteur 2.1		$3\ 10^{-3}$ en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$		10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$

Tronçon	Rupture par surverse	Rupture par érosion externe	Rupture par érosion interne	Rupture par glissement	Rupture par jet plongeant	Rupture par basculement
Secteur 2.2		3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$		10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$
Secteur 2.3		3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$		10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$
Secteur 3	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} et $Q_{1\,000}$	3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$		
Secteur 4		3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$			10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$
Secteur 6	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} et 1 en> Q_{300} et $Q_{1\,000}$	3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$		
Secteur 7.1		3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$		10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$
Secteur 7.2		3 10^{-3} en Q_{100}, Q_{300}, $Q_{1\,000}$		10^{-3} en Q_{100}, 10^{-2} en Q_{300}, 10^{-1} en > Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et $Q_{1\,000}$	10^{-3} en Q_{100}, Q_{300} 1 en >Q_{300} et en $Q_{1\,000}$

A l'issue de cette analyse, nous retiendrons trois scénarios de défaillance structurelle du système d'endiguement de Fabrègues :

- Scénario 3.1 sur le Merdanson : rupture instantanée du muret sur une largeur de 20 m, pour un aléa dépassant la probabilité de défaillance de 50% (période de retour supérieure à 300 ans),

- Scénario 3.2 sur la digue de la Plantade : rupture progressive de la digue par surverse sur une largeur de 20 m, pour un aléa dépassant la probabilité de défaillance de 50% (période de retour supérieure à 300 ans),

- Scénario 3.3 sur la digue des Campanelles : rupture progressive de la digue par surverse sur une largeur de 20 m, pour un aléa dépassant la probabilité de défaillance de 50% (période de retour supérieure à 300 ans),

.

7.3.3 Synthèse sur la performance du système d'endiguement

7.3.3.1 Niveaux de sûreté et de danger

L'analyse de risques a permis d'évaluer la probabilité de défaillance des digues du système d'endiguement suivant différents mécanismes. Elle a démontré la résistance mécanique des digues jusqu'au niveau de protection (probabilité de rupture inférieure à 5 %) pour les différents mécanismes de rupture.

Le tableau ci-dessous synthétise les niveaux de sûreté (associé à une probabilité maximale de défaillance de 5 %) et de danger (associé à une probabilité maximale de défaillance de 50 %).

Tableau 73 : Niveaux de sûreté et de danger des digues du système d'endiguement

	Niveau de sûreté	Niveau de danger
Digue de la Plantade	T = 300 ans Coulazou et T = 300 ans Merdanson Z = 25.08 m NGF au droit du lieu de référence	T > 300 ans Coulazou et T = >300 ans Merdanson Z > 25.08 m NGF au droit du lieu de référence
Digue des Campanelles	T = 300 ans Coulazou et T = 300 ans Merdanson Z = 25.08 m NGF au droit du lieu de référence	T > 300 ans Coulazou et T = >300 ans Merdanson Z > 25.08 m NGF au droit du lieu de référence
Digue du Merdanson	T = 300 ans Coulazou et T = 300 ans Merdanson Z = 25.08 m NGF au droit du lieu de référence	T > 300 ans Coulazou et T = >300 ans Merdanson Z > 25.08 m NGF au droit du lieu de référence

7.3.3.2 Niveau de protection du système d'endiguement

Le niveau de protection retenu pour le système d'endiguement de Fabrègues correspond à une crue centennale du Coulazou associée à une centennale du Merdanson, avec une revanche de 1.00 m, hors crue des autres cours d'eau.

Tableau 74 : Niveaux de protection du système d'endiguement

	Niveau de protection
Digue de la Plantade	T = 100 ans Coulazou et T = 100 ans Merdanson Z = 24.08 m NGF au droit du lieu de référence
Digue des Campanelles	T = 100 ans Coulazou et T = 100 ans Merdanson Z = 24.08 m NGF au droit du lieu de référence
Digue du Merdanson	T = 100 ans Coulazou et T = 100 ans Merdanson Z = 24.08 m NGF au droit du lieu de référence

Figure 149 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement

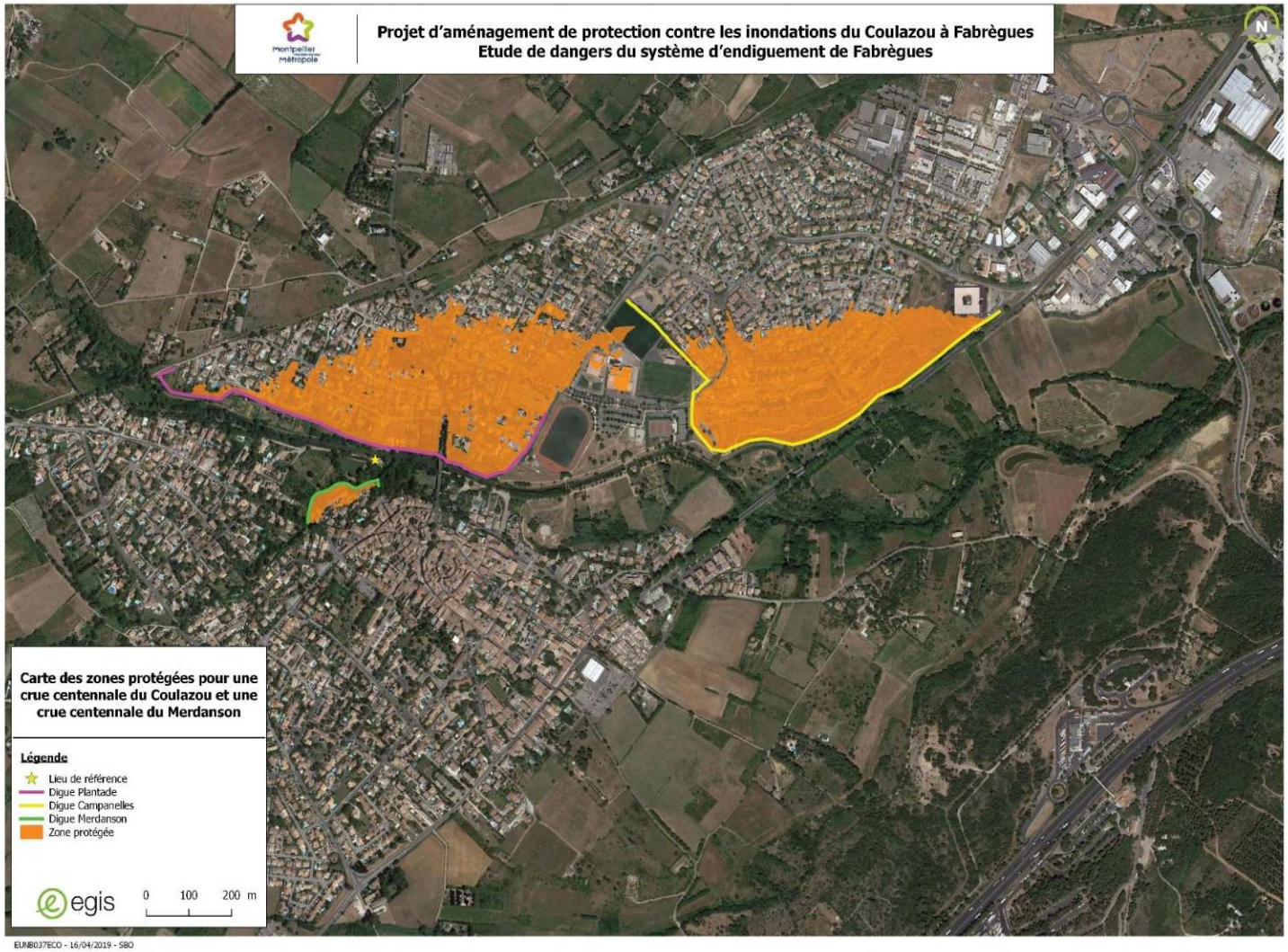


Figure 150 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 1 – Digue de la Plantade

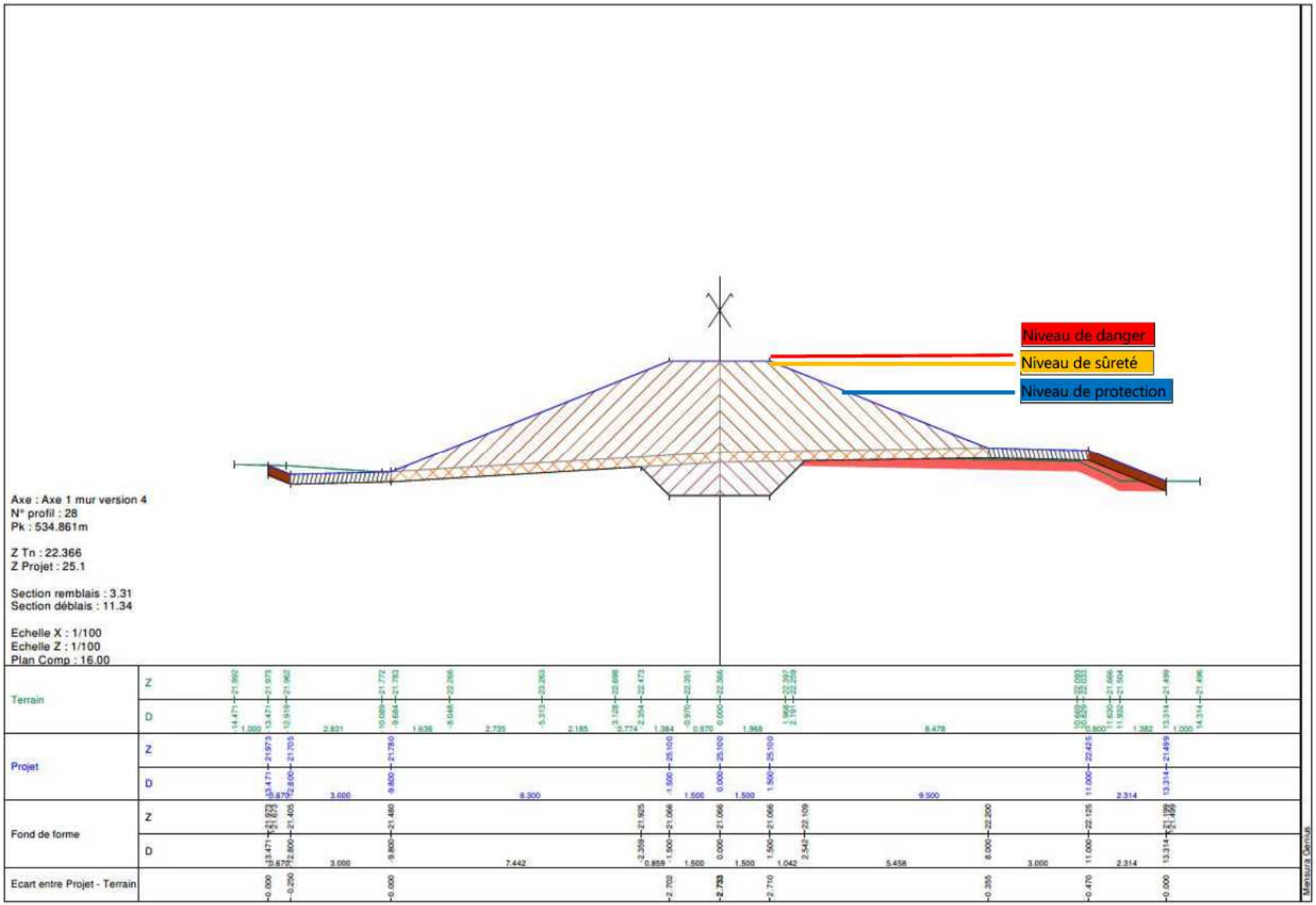


Figure 151 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.1 – Digue de la Plantade

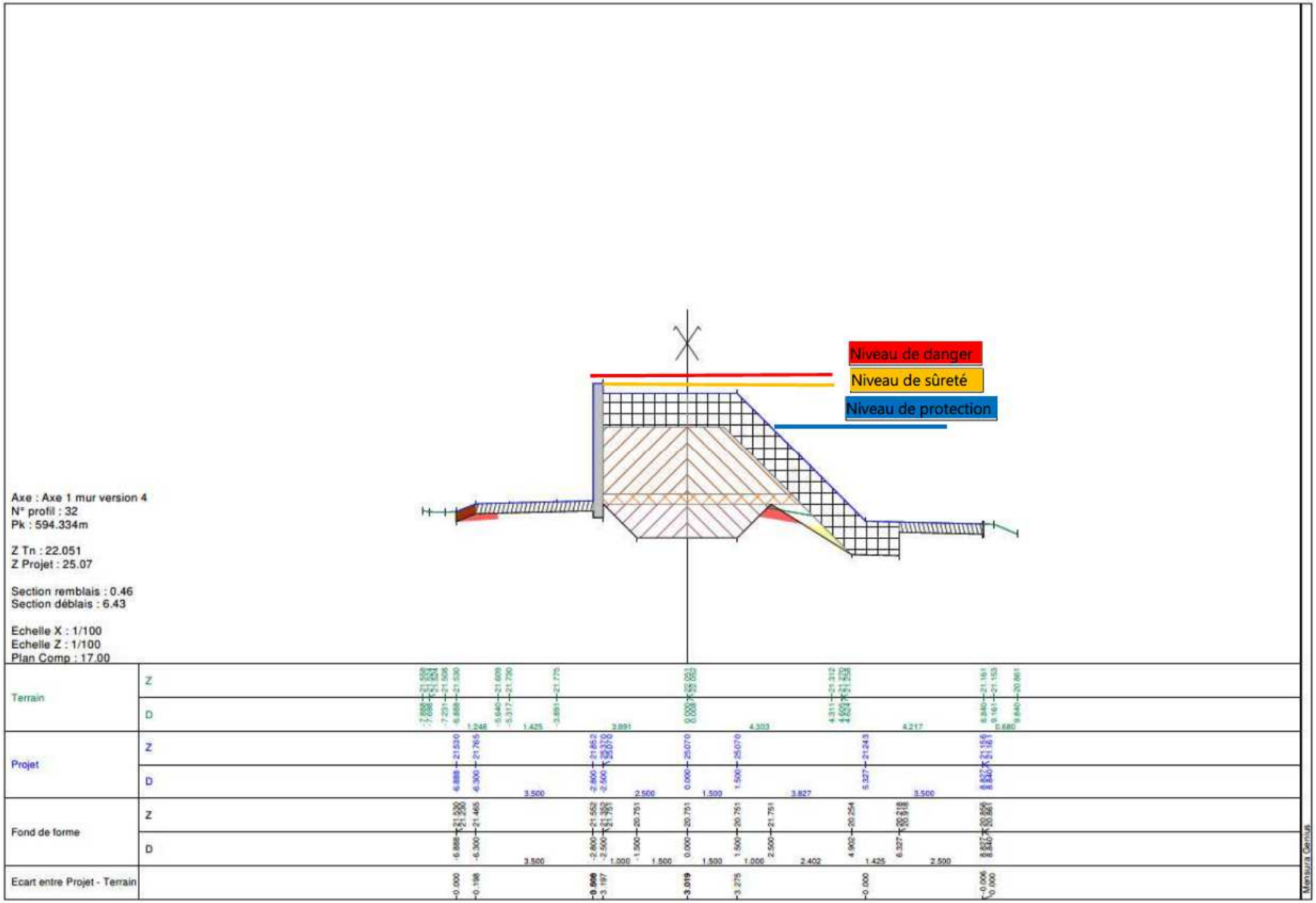


Figure 152 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.2 – Digue de la Plantade

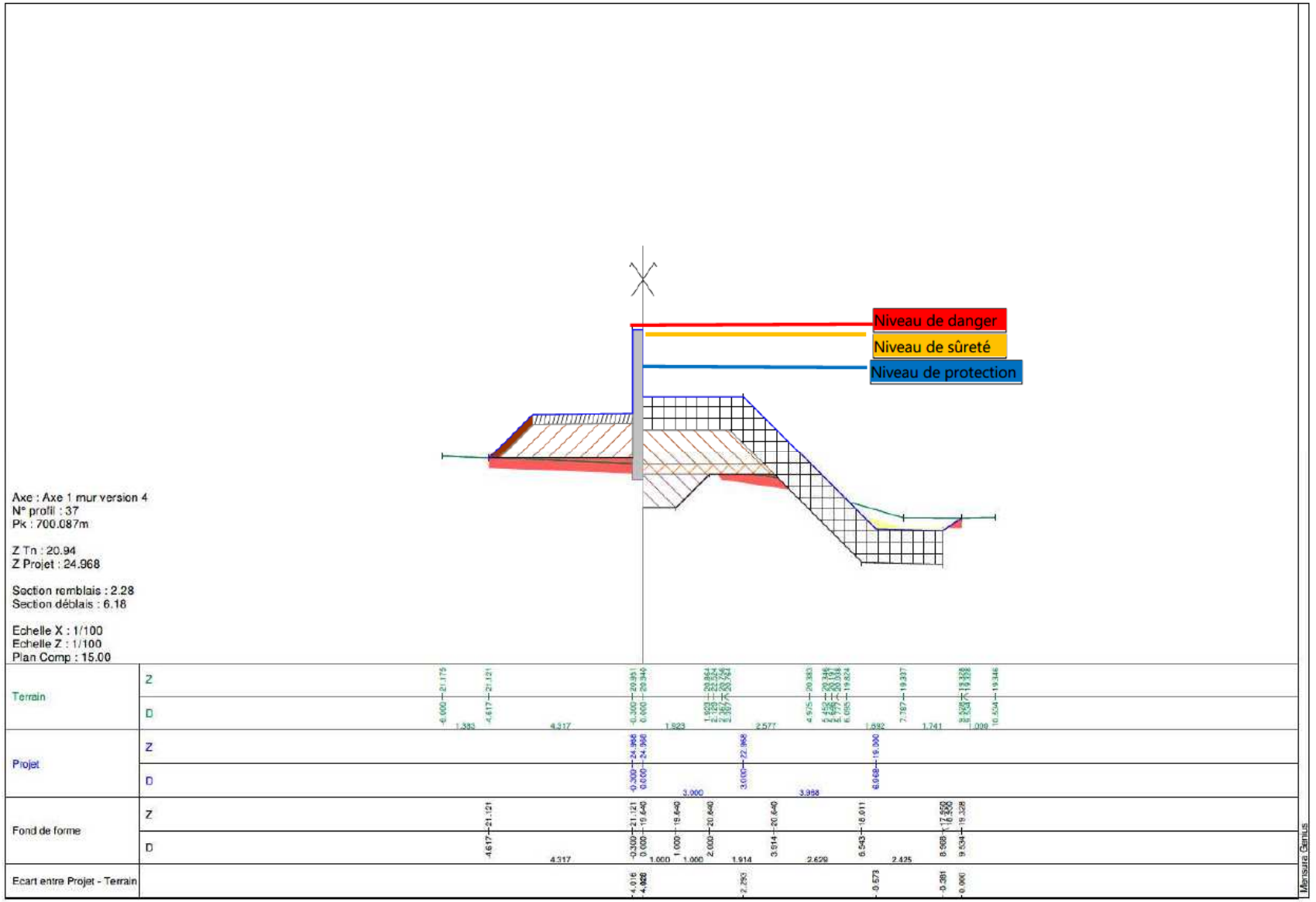


Figure 153 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 2.3 – Digue de la Plantade

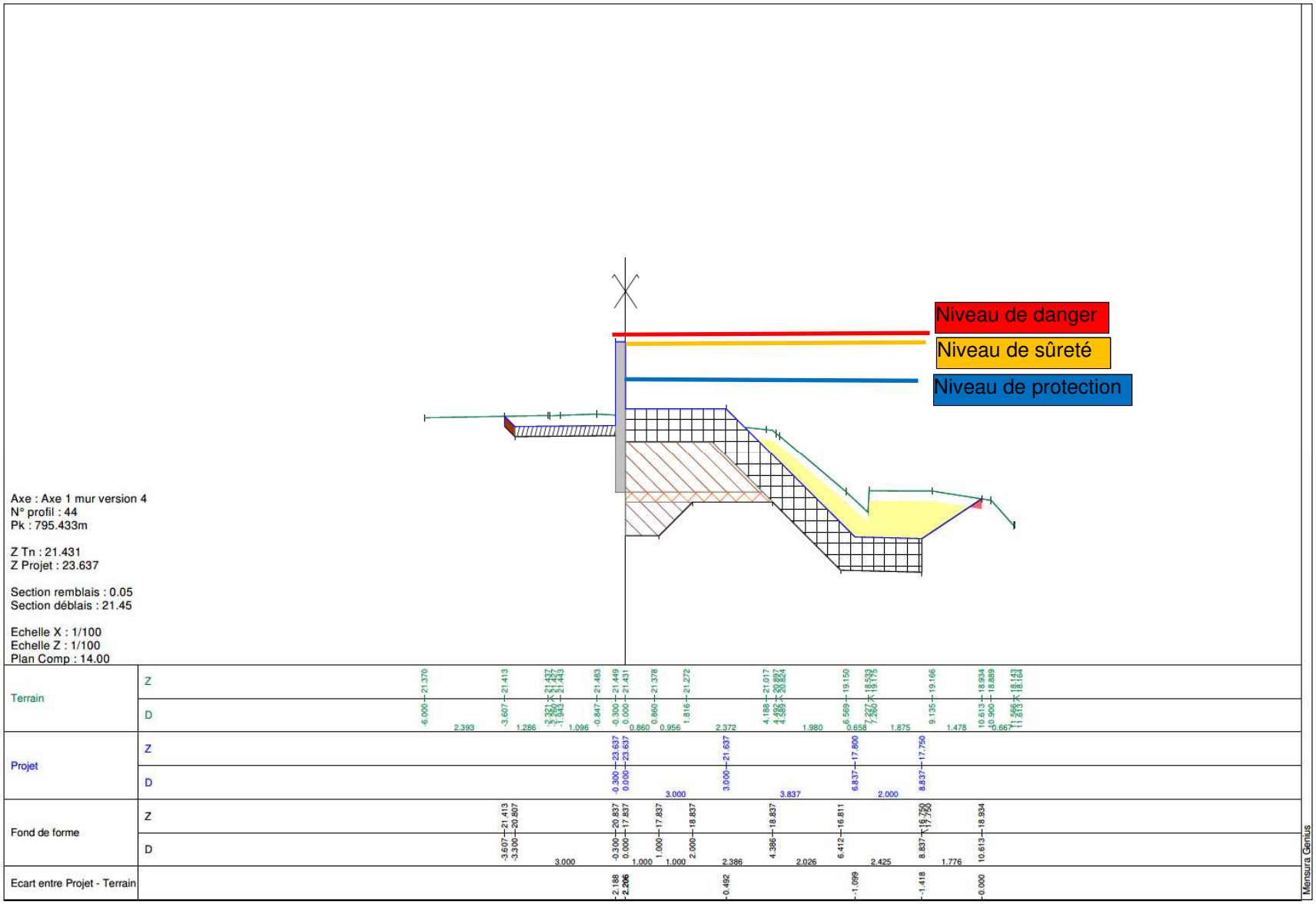


Figure 154 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 3 – Digue du cimetière

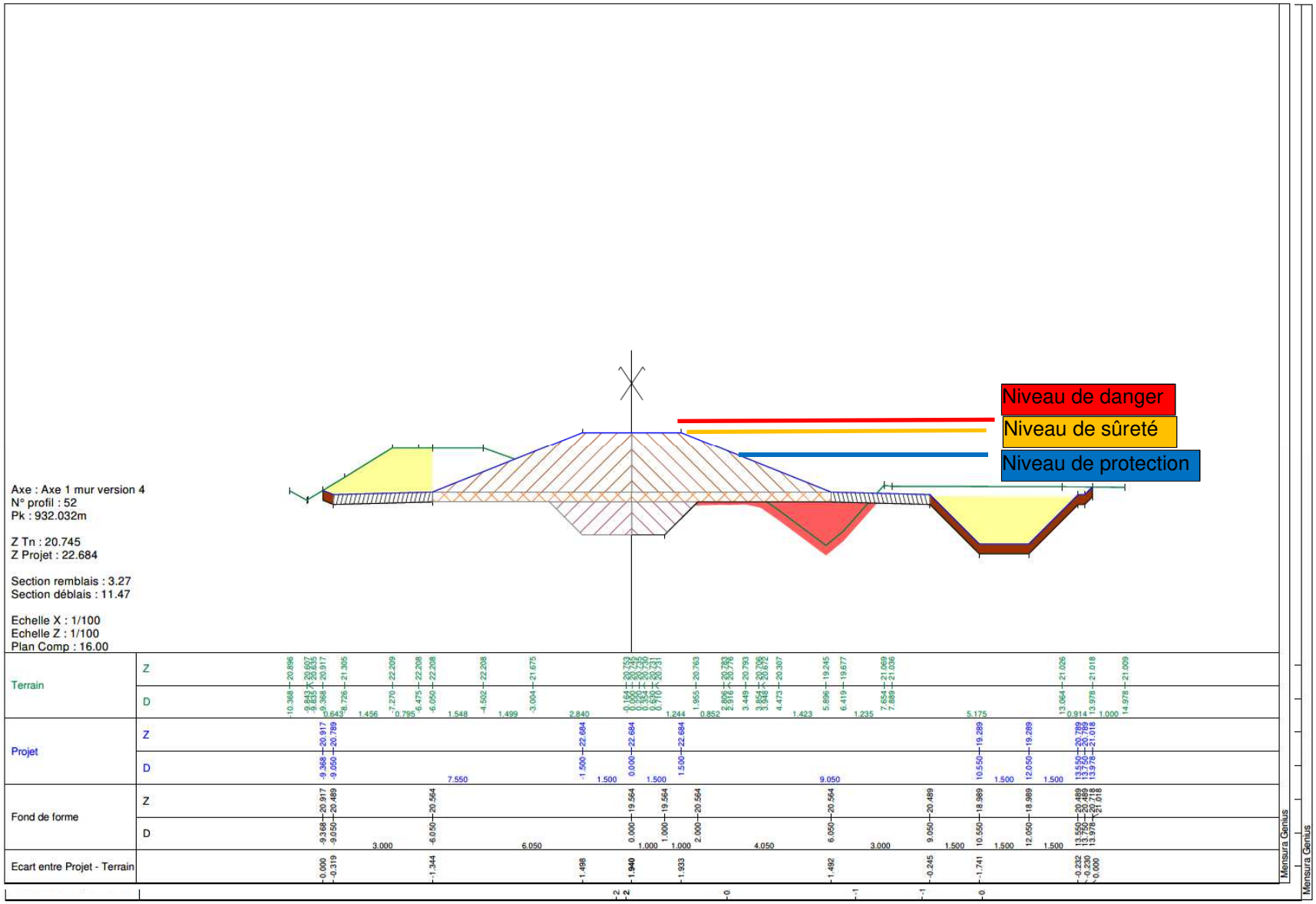


Figure 155 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 4 – Mur des Campanelles

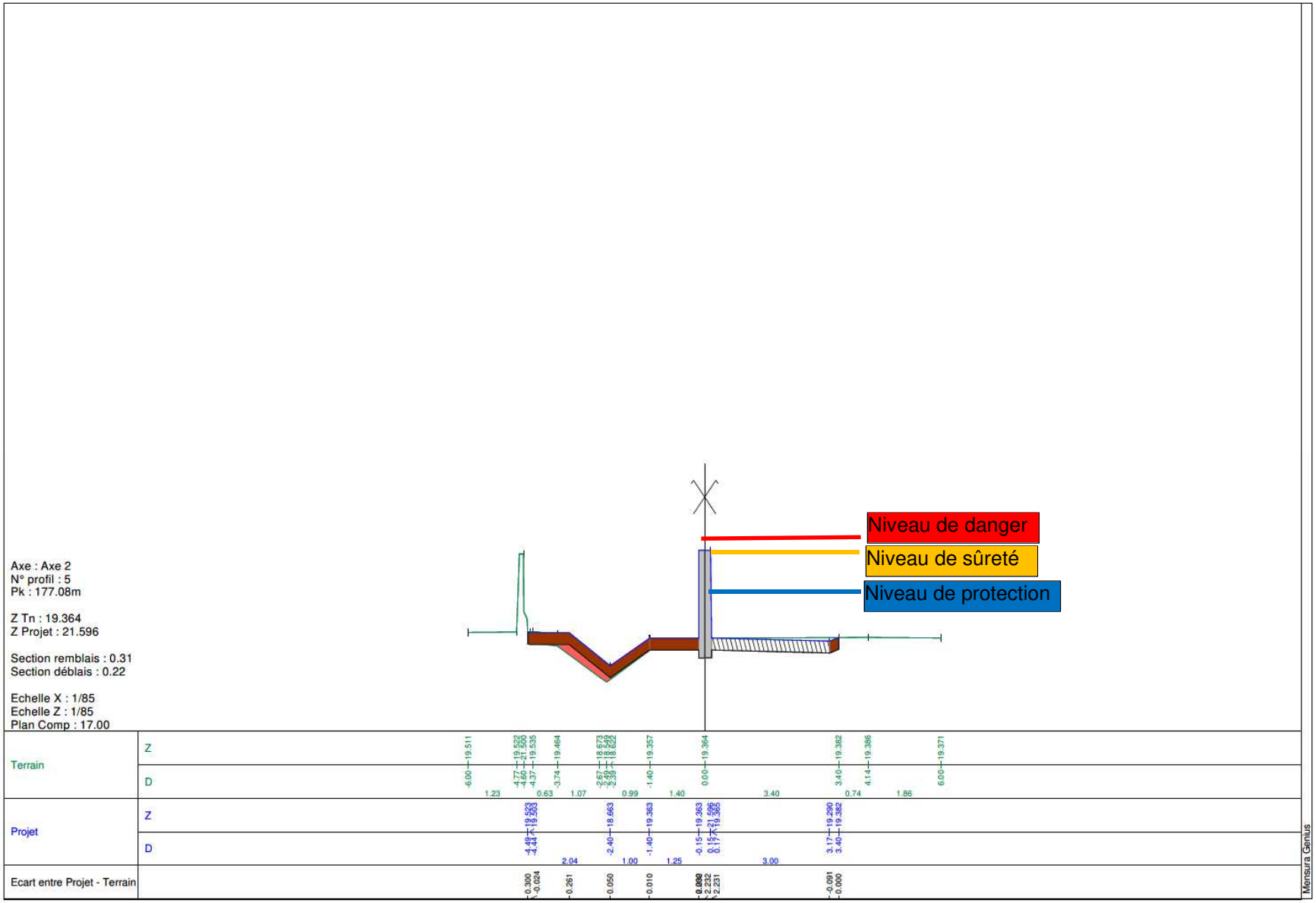


Figure 156 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 6 – Digue des Campanelles

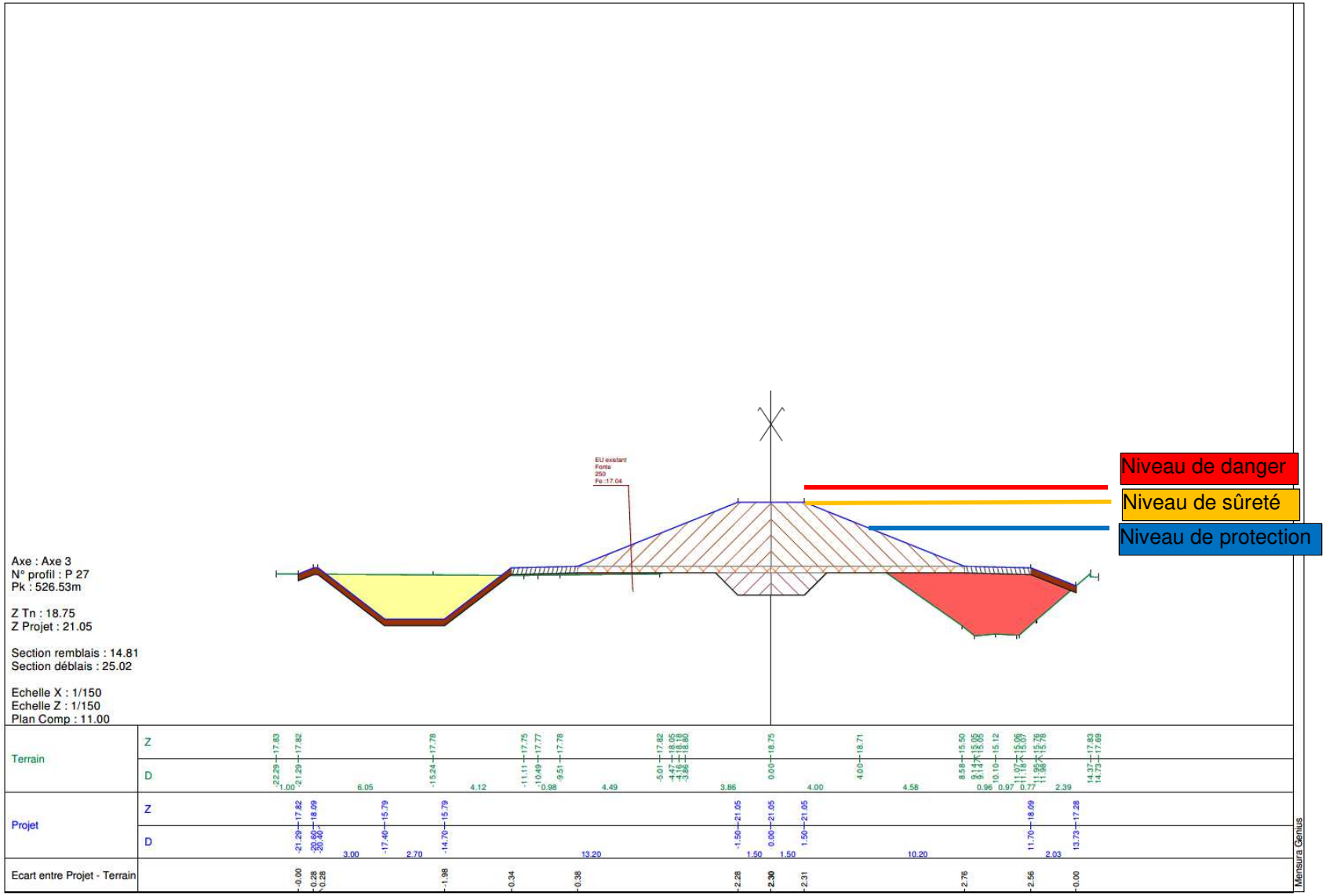


Figure 157 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 7.1 – Mur du Merdanson

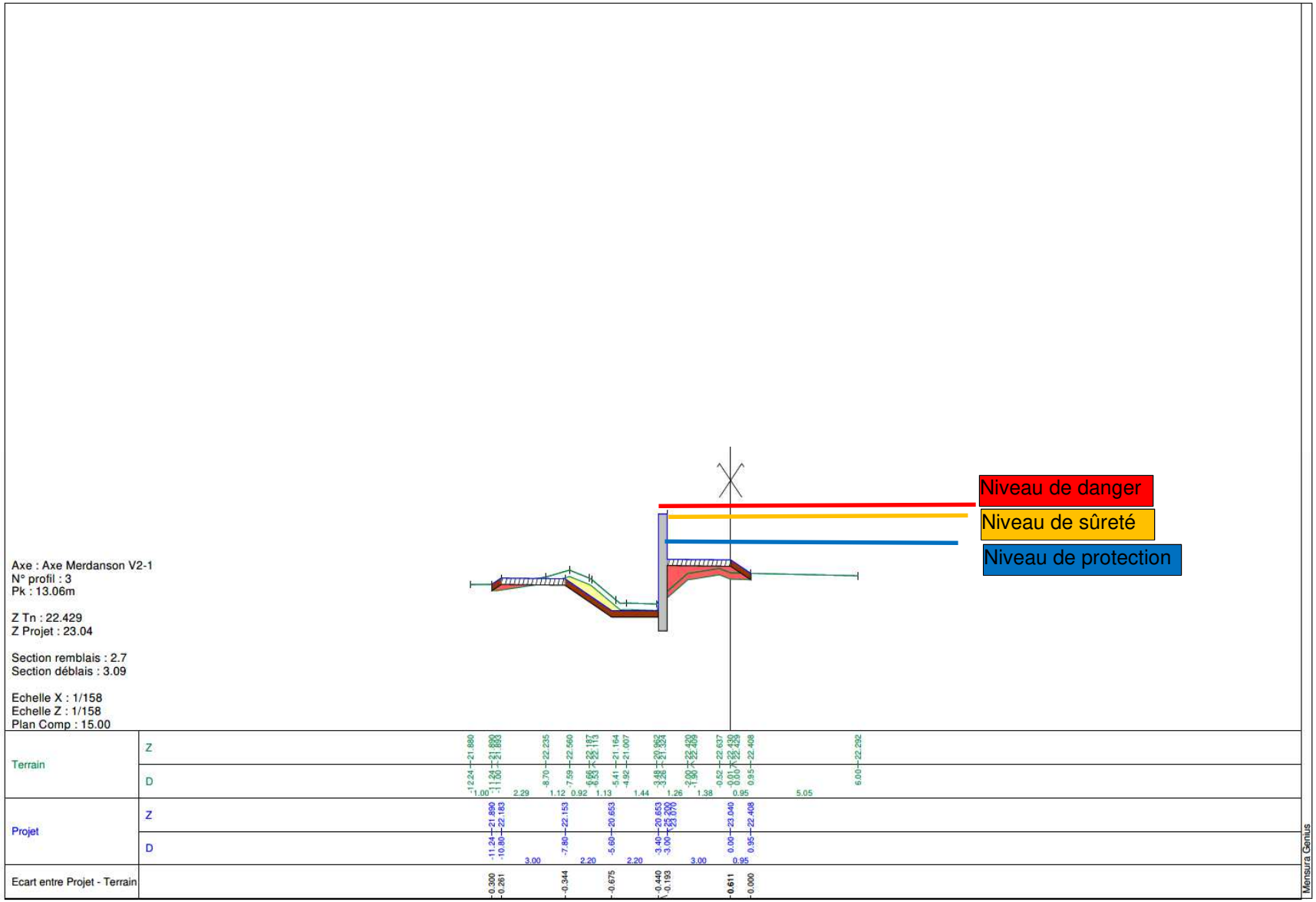
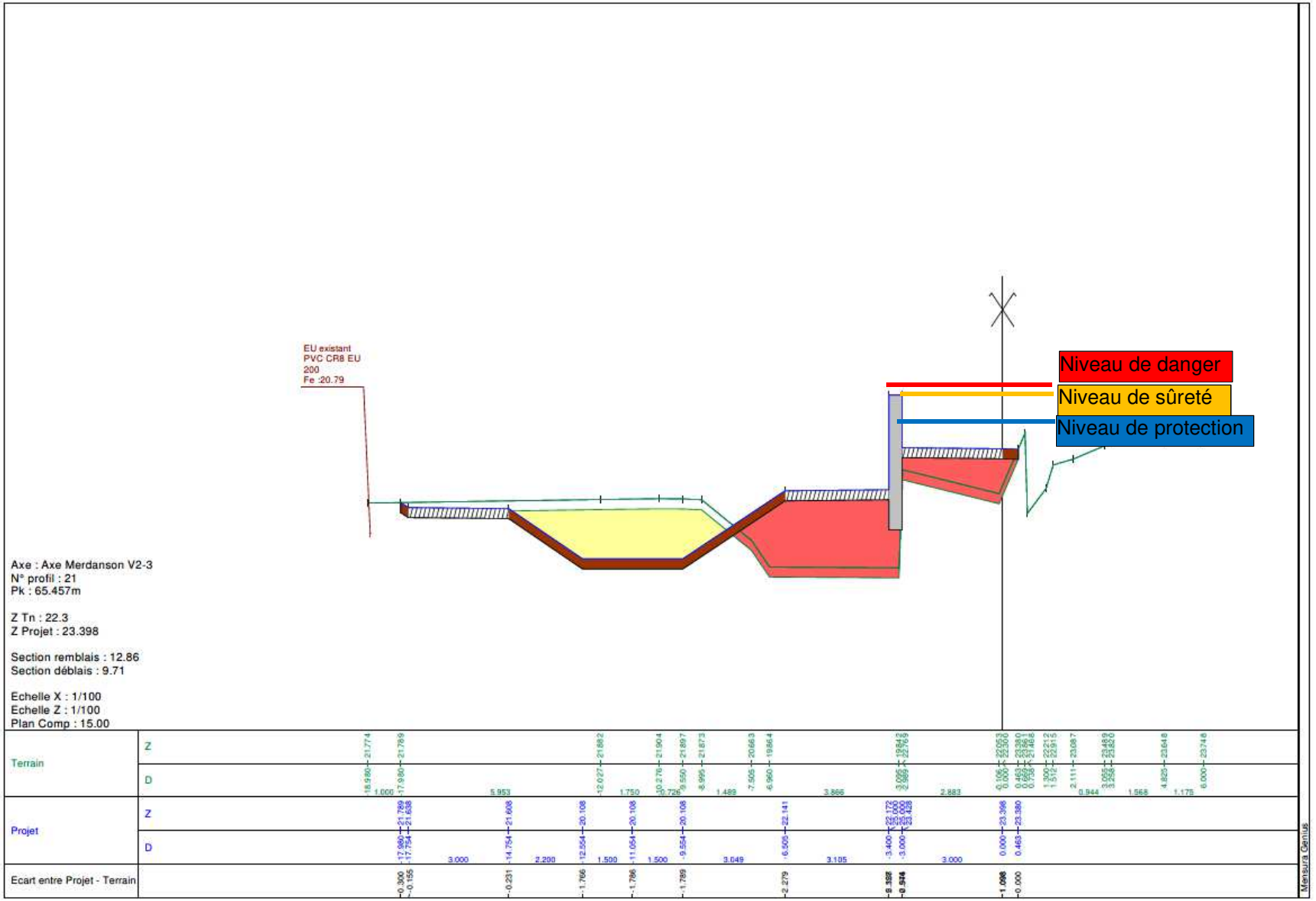


Figure 158 : Synthèse des niveaux de protection du système d'endiguement – Secteur 7.2 – Mur du Merdanson



7.4 Analyse des moyens mis en œuvre pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages

7.4.1 Organisation du gestionnaire

Le gestionnaire du système d'endiguement de Fabrègues est Montpellier Méditerranée Métropole.

Le service en charge de la gestion des ouvrages est le Service Risques Pluvial et Inondation au sein de la Direction de l'Eau et de l'Assainissement.

Le gestionnaire assure notamment :

- La tenue du dossier d'ouvrage,
- L'inspection des digues à une fréquence régulière,
- L'entretien régulier de la végétation selon les saisons et les besoins,
- La réalisation de visites post-crues,
- La réalisation des Visites Techniques Approfondies.

7.4.2 Dossier d'ouvrage

Un dossier d'ouvrage est tenu par 3M. Il répertorie les plans à jour des ouvrages, les compte-rendus des Visites Techniques Approfondies ainsi que les rapports de surveillance post-crue.

7.4.3 Consignes d'entretien et de surveillance du système d'endiguement

Les consignes écrites ont été rédigées et seront appliquées par 3M sur le système d'endiguement de Fabrègues qu'il gèrera (Indice A – Juillet 2020).

Elles sont consultables en Annexe n° 6.

Ce document fixe les instructions de surveillance de chaque ouvrage en toutes circonstances. Il permet ainsi de répondre aux exigences réglementaires en matière de suivi et d'entretien des ouvrages classés pour la sécurité hydraulique.

La surveillance des ouvrages permet de détecter et de réparer les désordres afin d'assurer le fonctionnement correct de ces derniers.

7.4.3.1 Surveillance périodique hors crue

Les consignes écrites décrivent les modalités d'entretien régulier et de surveillance de son ouvrage.

Cette surveillance, réalisée par le gestionnaire des ouvrages, est réalisée avec une fréquence :

- Trimestrielle pour assurer l'entretien courant des ouvrages et programmer les opérations de débroussaillage,

- Annuelle : cette visite consiste en une inspection méthodique réalisée par un agent ayant une bonne connaissance de l'ouvrage. Cette visite permet le cas échéant de définir les réparations inhérentes aux éventuelles dégradations.

Il est à noter que les ouvrages hydrauliques annexes sont vérifiés de manière régulière par les services de la Direction de l'Action Territoriale de 3M afin de prévenir la formation de dépôts ou d'embâcles et garantir leur fonctionnement (vérification mensuelle des organes mobiles).

L'ensemble du linéaire des digues est parcouru lors des visites périodiques. Les consignes précisent, pour chacune des digues et tronçon par tronçon, les ouvrages et points spécifiques à vérifier.

Des fiches de visites sont réalisées pour chacun des ouvrages. Un modèle est fourni en annexe des consignes.

7.4.3.2 Surveillance post-crue

Suite à une crue du Coulazou, une visite post-crue sera réalisée dès lors que :

- Le niveau du Coulazou atteint le haut de berge au droit du lac d'agrément, ce qui correspond à une hauteur d'eau de 1.65 m à la statin de Fabrègues. Les digues de la Plantade et des Campanelles ne sont pas sollicitées pour un tel niveau d'eau, mais les berges peuvent avoir été dégradées,

- La pluviométrie locale atteint 100 mm/24 h.

L'objet de cette visite est d'établir une première constatation rapide des désordres éventuels générés par l'épisode de crue afin d'anticiper sur les réparations à mettre en œuvre le cas échéant.

Les visites post-crues sont réalisées par un agent du Service Risque Pluvial et Inondations de 3M. Si les conditions météorologiques le permettent (i.e temps sec annoncé pour les jours suivants), les visites sont effectuées dans les 48 h qui suivent l'évènement pluvieux.

De la même manière que lors d'une visite d'inspection visuelle programmée, la visite post-crue consiste à parcourir l'ensemble du système d'endiguement et d'annoter tous les désordres générés par l'évènement pluvieux. Chaque constat est accompagné d'une photo.

La visite post-crue fera l'objet d'une fiche post-crue, sur le modèle d'une fiche de visite programmée qui livrera, en plus de la compilation de toutes les observations de terrain, les propositions de travaux de réparation le cas échéant.

Si le Coulazou atteint 3 m à la station de Fabrègues, une visite post-crue est effectuée selon les dispositions présentées au $9.3 « Conditions entraînant la réalisation d'un rapport consécutif à un épisode de crue important » des consignes écrites.

7.4.3.3 Visite Post-séisme

D'après le zonage sismique défini par les articles R.563-1 à R.563-8 du code de l'environnement, Montpellier et le territoire de la Métropole se situent en zone 2 (sismicité faible).

Le gestionnaire est en mesure d'être alerté dans un délai inférieur à 24 heures de la survenance d'un séisme de plus de 6.5 sur l'échelle de Richter sur le territoire national métropolitain et de tout séisme de plus de 4 sur l'échelle de Richter dans le périmètre rapproché de louvrage par la voie d'information (messages radio, information locale, information par la préfecture aux collectivités territoriales).

Le cas échéant, le gestionnaire consultera le bulletin émis par « le Bureau Central Sismologique Français ».

Dans le cas d'un séisme de magnitude supérieure à 5, avec un épicentre distant de moins de 50 km, le service RPI réalisera une visite d'observation immédiate et fera réaliser dans les plus brefs délais une mesure d'auscultation complète (y compris topographique).

7.4.3.4 Surveillance en crue

Les objectifs de la surveillance en crue sont de parer à toute éventualité pendant l'épisode de crue et de recueillir en temps réel des informations permettant une analyse et une synthèse rendant compte de l'état des digues.

Les niveaux de surveillance et de mobilisation correspondent à la montée en puissance du Plan Communal de Sauvegarde de la commune de Fabrègues. Les paramètres considérés sont basés sur l'analyse temps-réel des pluies sur le bassin versant du Coulazou, ce cours d'eau n'étant pas suivi par un Service de Prévision des Crues (seule la Mosson est jaugée à Saint-Jean-de-Védas situé à environ 4 km en aval de la digue des Campanelles).

Une nouvelle station de mesures a été implantée en amont de la passerelle de la Rue Domergue.

Les consignes de surveillance en période de crue sont détaillées au chapitre 9.1.3.2.

7.4.3.5 Adéquation des moyens du gestionnaire pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages

L'organisation présentée dans les consignes écrites permet de maintenir dans le temps la performance des ouvrages :

- Surveillance régulière des ouvrages en période normale est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M. Ce service est dédié à la problématique inondation et est en mesure d'assurer la surveillance, l'entretien et le suivi des travaux éventuellement nécessaires sur les ouvrages. Les moyens actuels devront être maintenus,

- Surveillance des ouvrages en période de crue est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M (astreintes prévues – 2 personnes minimum). Les moyens mis à disposition sont cohérents avec le linéaire d'ouvrages à surveiller,

- 3M dispose de marchés de travaux et de maitrise d'œuvre agréée pour la réalisation de travaux d'urgence sur les ouvrages, ainsi que de stocks de matériaux à cet effet. L'organisation pour la réalisation de réparations en urgence sur les ouvrages semble donc adéquate.

- 3M disposera de la maîtrise foncière des accès aux ouvrages depuis le domaine public.

8. Etude des risques de venues d'eau dans et en dehors de la zone protégée

8.1 Scénario 1 : Fonctionnement nominal du système d'endiguement

Le scénario 1 est celui du fonctionnement nominal du système d'endiguement quand le niveau de l'eau, sous l'effet de la crue ou d'une submersion marine, correspond au plus au niveau de protection.

On admettra que cette montée maximale du niveau de l'eau peut générer un risque résiduel de rupture d'ouvrage de 5% au plus. En outre, des venues d'eau plus ou moins dangereuses sont possibles en dehors de la zone protégée.

Pour ce scénario, le niveau atteint au droit du lieu de référence est de 24.08 m NGF.

La carte correspondante est jointe dans le chapitre 10 :

- Figure 201 : Carte des venues d'eau pour le niveau de protection du système d'endiguement de Fabrègues : Crue centennale du Coulazou : Q = 295 m^3/s, crue centennale du Merdanson : Q = 84 m^3/s, avec une revanche de 1.00 m, en supposant une obturation des arches principales sous la RD613 à 50% et 100% pour les arches secondaires.

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

8.2 Scénario 2 : Défaillance fonctionnelle du système d'endiguement

Le scénario 2 est représentatif d'une défaillance fonctionnelle du système d'endiguement au moment où se produit un aléa dont l'intensité équivaut à l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection. La défaillance fonctionnelle qui est réputée liée à la défaillance d'un dispositif de régulation des écoulements hydrauliques (batardeau qui n'est pas mis en place ou qui se rompt, vanne qui reste en position ouverte, station de pompage en panne, etc.) ne s'accompagne pas d'une défaillance structurelle des ouvrages. Il en résulte néanmoins des venues d'eau plus ou moins dangereuses dans la zone protégée ou une aggravation des venues d'eau en dehors de cette dernière.

8.2.1 Les scénarios étudiés

Trois scénarios de défaillance fonctionnelle du système d'endiguement ont été étudiés :

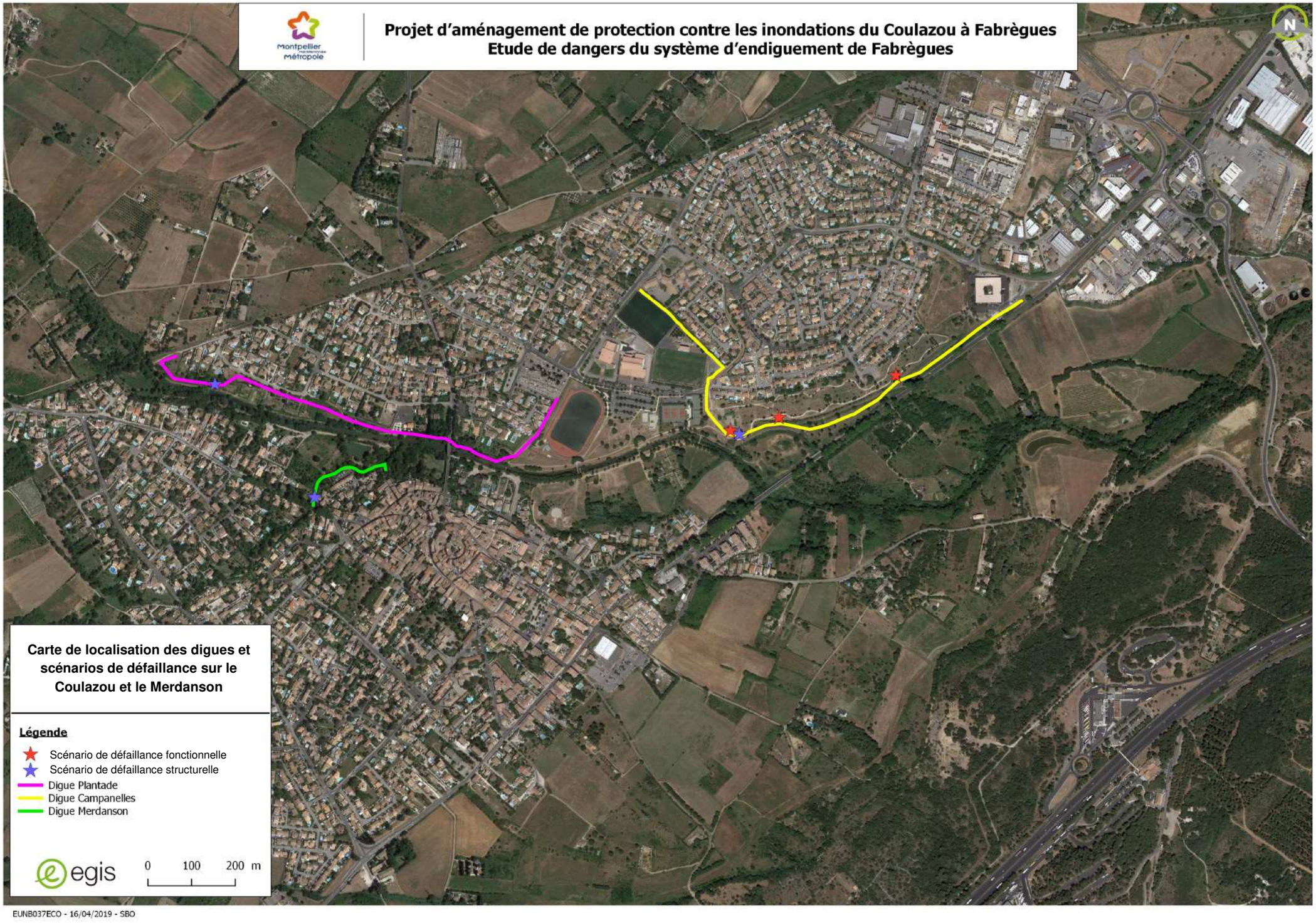
- Scénario 2.1 : défaillance du clapet anti-retour sur le ruisseau des Combes (ouvrage de franchissement les Campanelles 1), pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue centennale du Coulazou : Q = 295 m^3/s, crue centennale du Merdanson : Q = 84 m^3/s),

- Scénario 2.2 : défaillance du clapet anti-retour sur Ø1300 mm (ouvrage de franchissement les Campanelles 2), pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue centennale du Coulazou : Q = 295 m^3/s, crue centennale du Merdanson : Q = 84 m^3/s),

- Scénario 2.3 : défaillance du clapet anti-retour sur Ø1300 mm (ouvrage de franchissement les Campanelles 3), pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue centennale du Coulazou : Q = 295 m^3/s, crue centennale du Merdanson : Q = 84 m^3/s),

La localisation des scénarios de défaillance est indiquée sur la figure suivante.

Figure 159 : Localisation des scénarios de défaillance



8.2.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité

8.2.2.1 Scénario 2.1

8.2.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.1 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur le ruisseau des Combes (clapet ouvert durant toute la crue).

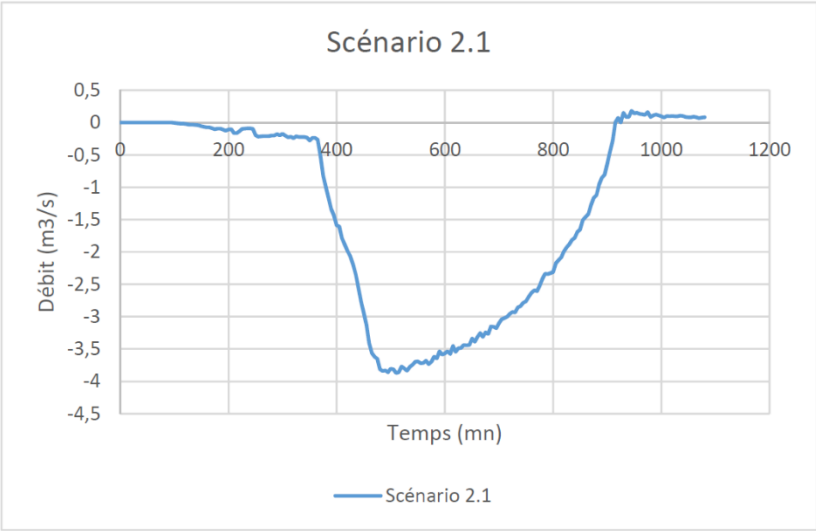
Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection de la zone protégée et sont les suivantes :

- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : Ø1 300 mm,
- Crue centennale du Coulazou (Q = 295 m³/s),
- Crue centennale du Merdanson (Q = 84 m³/s),
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : 24.08 m NGF,
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe de l'onde : 3.9 m³/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la défaillance seraient les plus critiques.

L'hydrogramme de défaillance est donné sur la figure ci-après.

Figure 160 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.1)



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de défaillance sont présentées en pages suivantes. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 161 : Scénario 2.1 – Carte des hauteurs d'eau

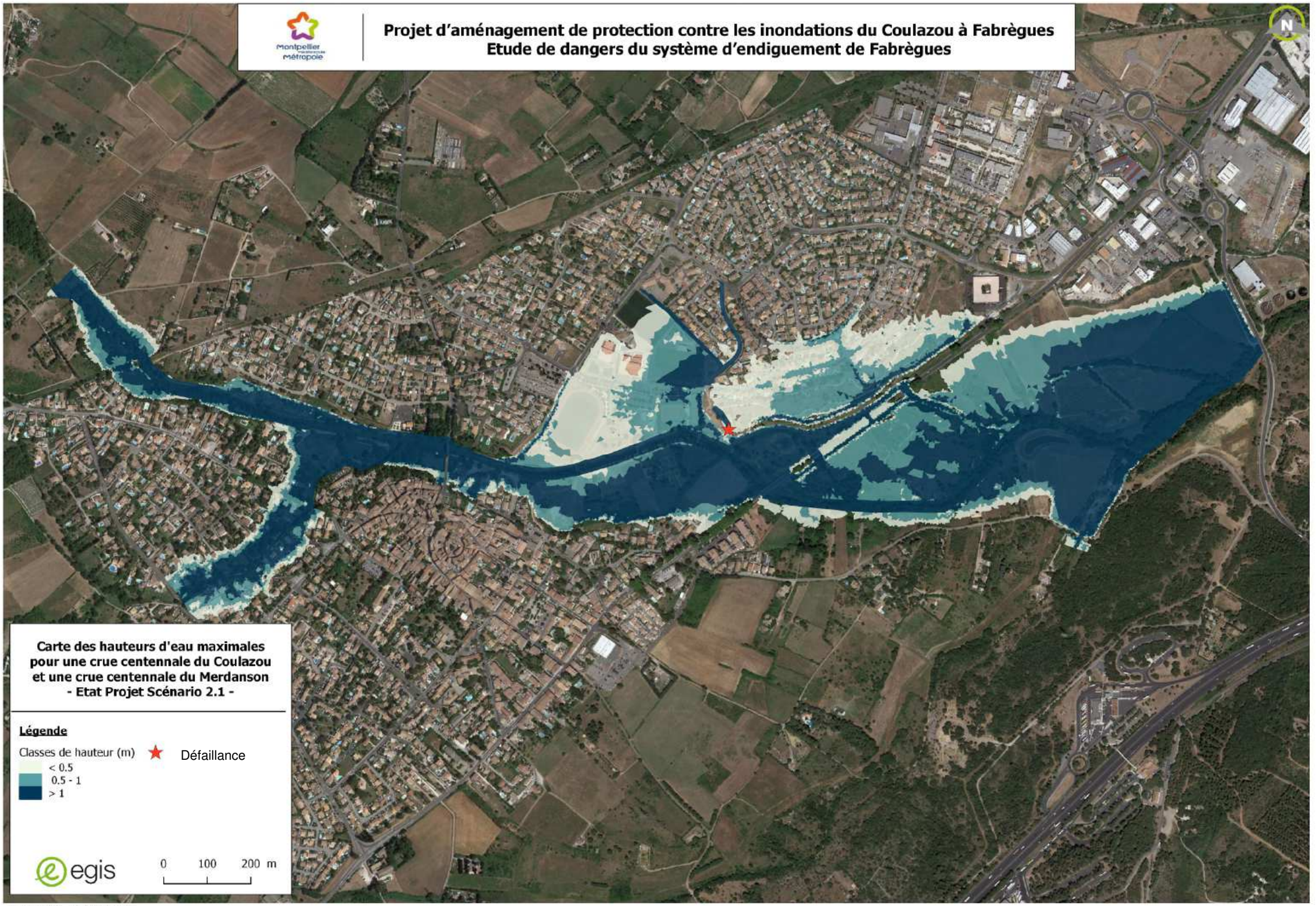


Figure 162 : Scénario 2.1 – Carte des vitesses d'écoulement

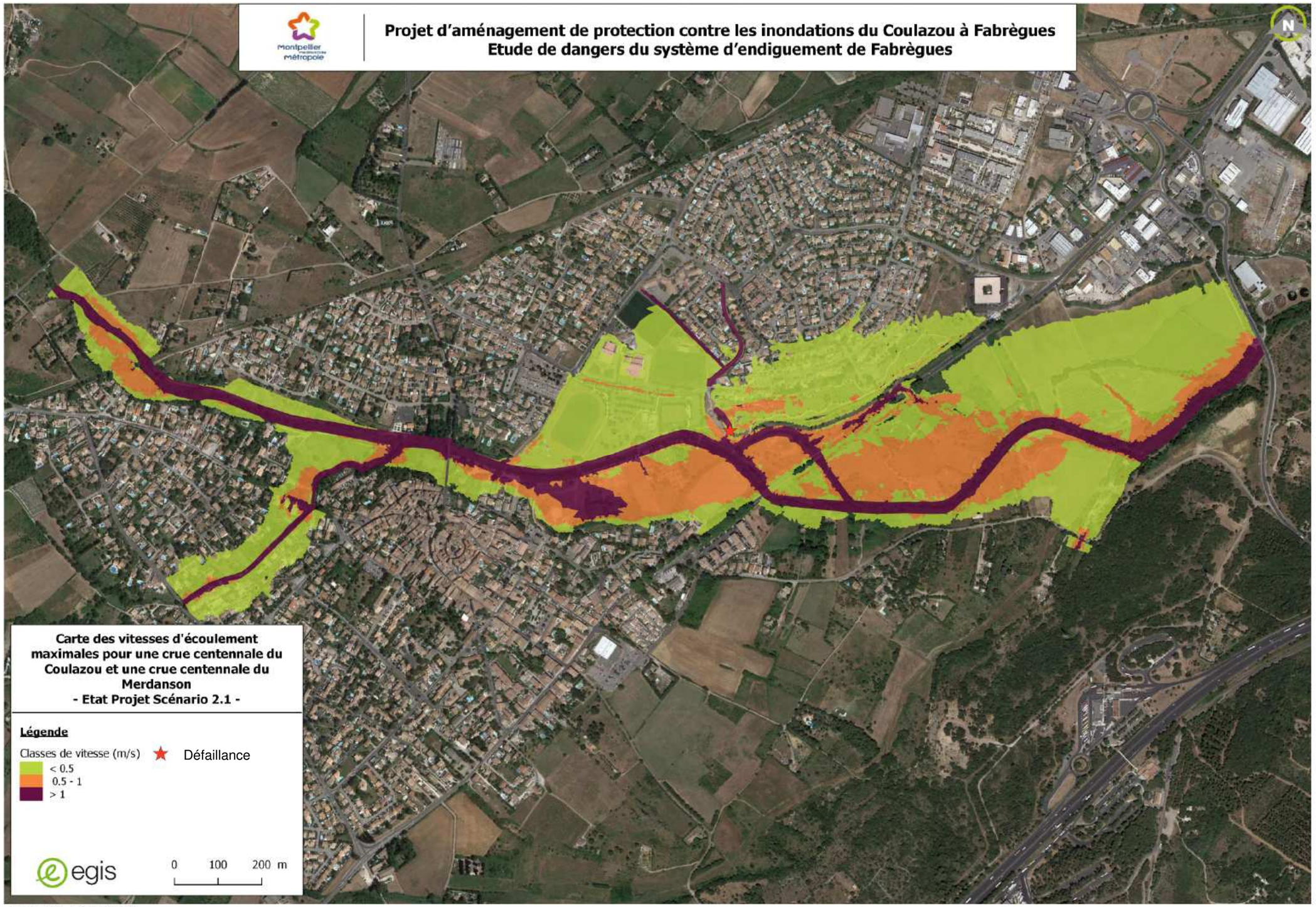


Figure 163 : Scénario 2.1 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



T = 5 h



T = 6 h



T = 6 h 15



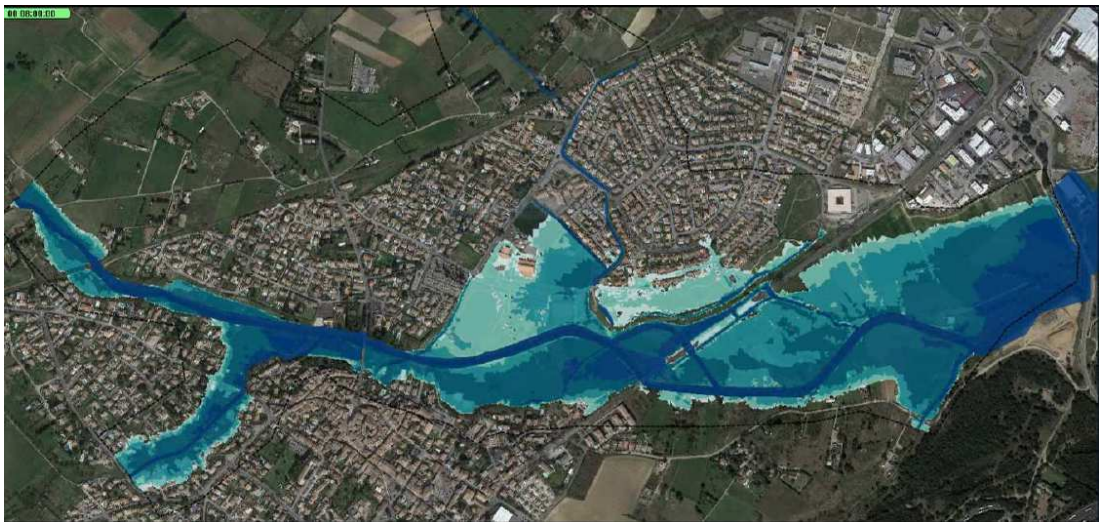
T = 6 h 30



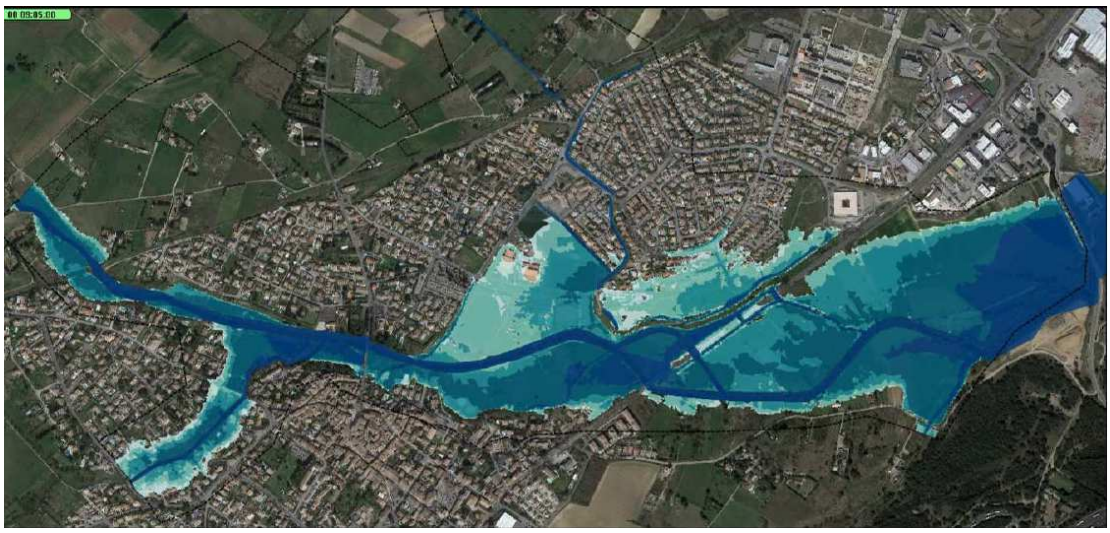
T = 7 h



T = 8 h



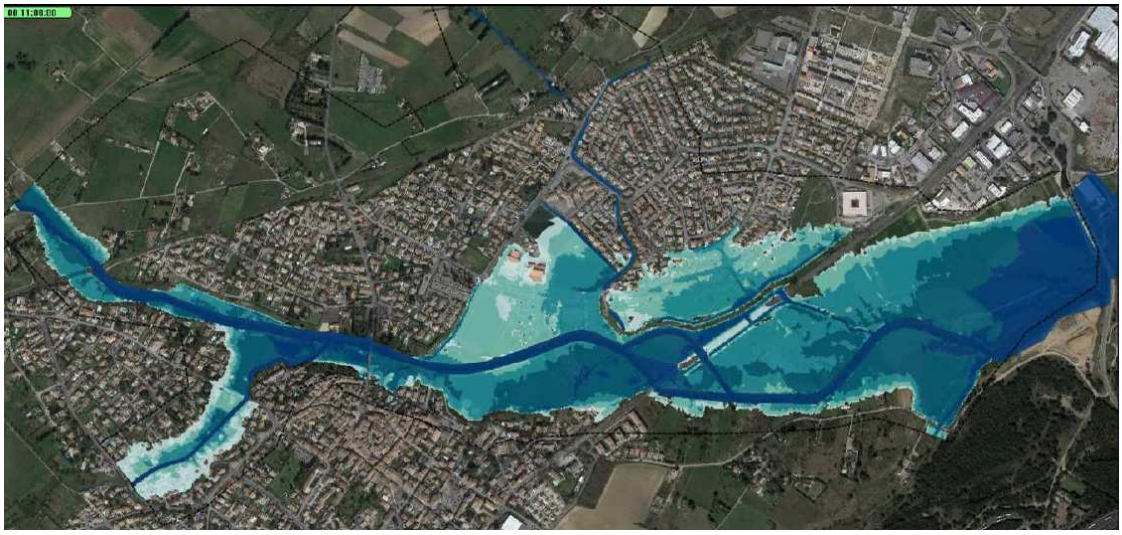
T = 9 h



T = 10 h



T = 11 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements ont lieu à T = 3 h. Les premiéres habitations situées en zone protégée sont inondées à T = 6 h 15.

8.2.2.1.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.2.2.1.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 2.1.

Tableau 75 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.1

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	TOTAL
Population inondée	127	37	6	0	**170**
Population en danger	6	11	4	0	**21**

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 2.1 est évaluée, après analyse détaillée, à 170 personnes, dont 21 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de crise n'est impacté par ce scénario de défaillance.

8.2.2.1.4 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 202).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Figure 164 : Scénario 2.1 – Carte d'aléas

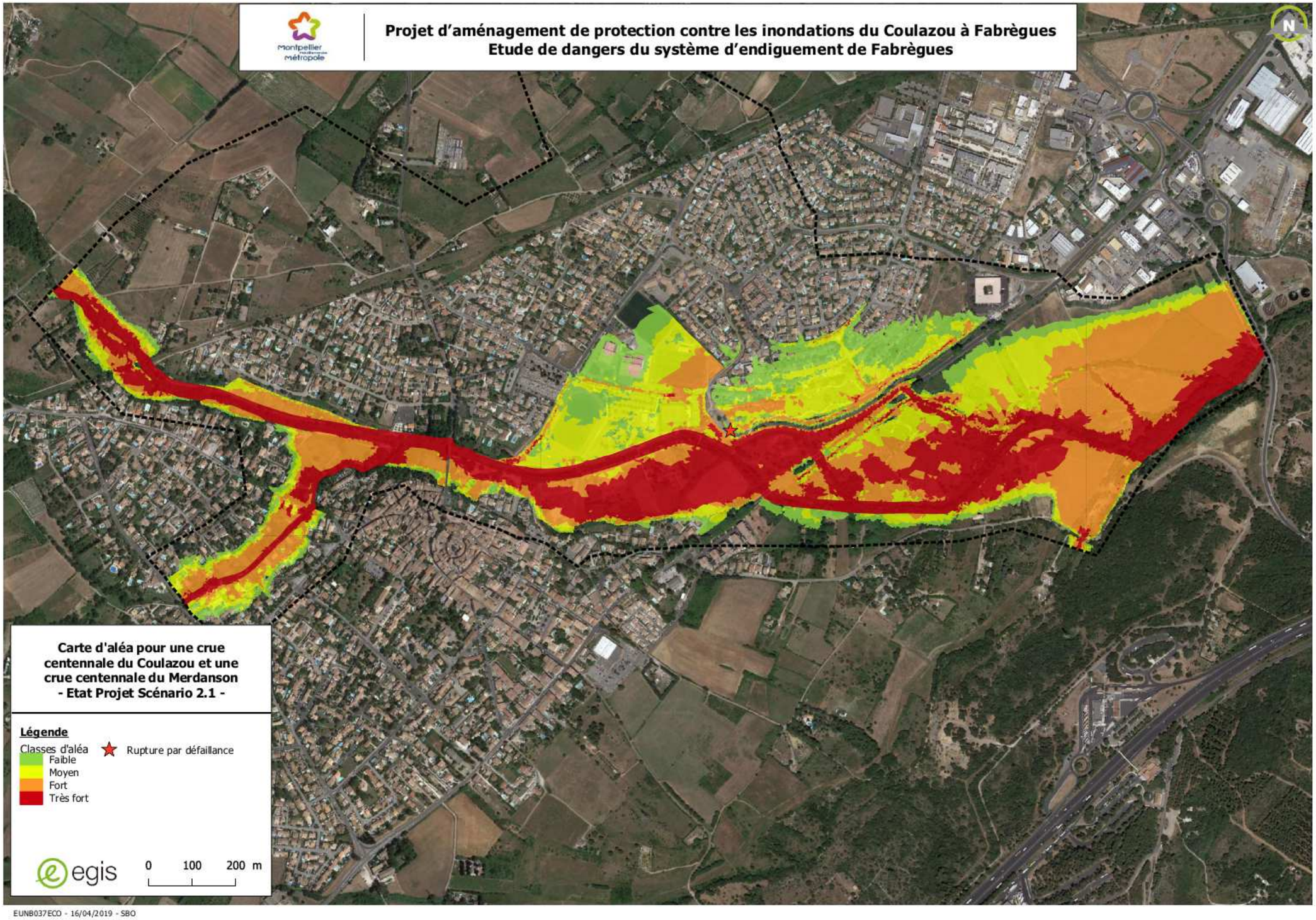
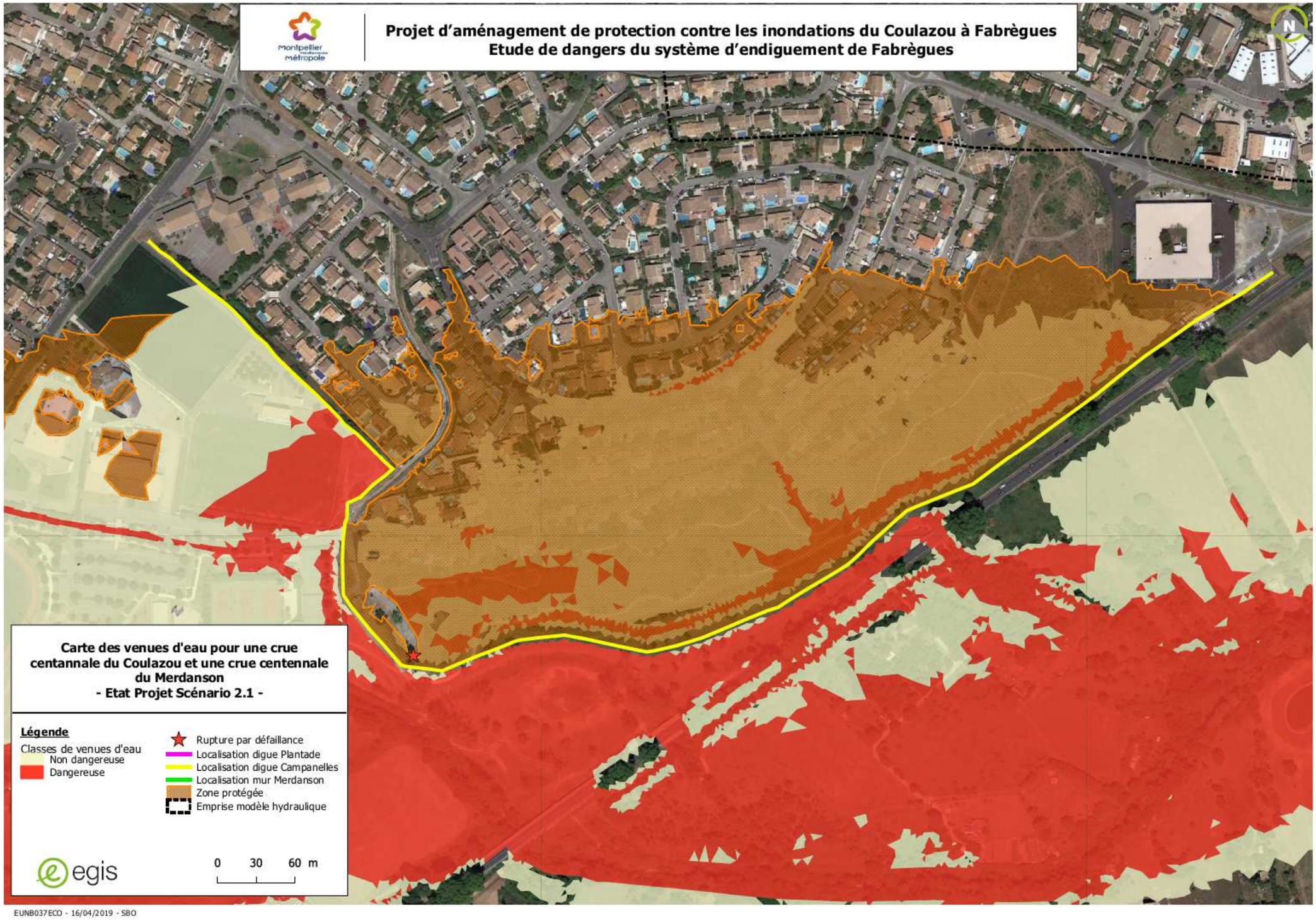


Figure 165 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau - Zoom



8.2.2.2 Scénario 2.2

8.2.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.2 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur l'ouvrage de franchissement « les Campanelles 2 ».

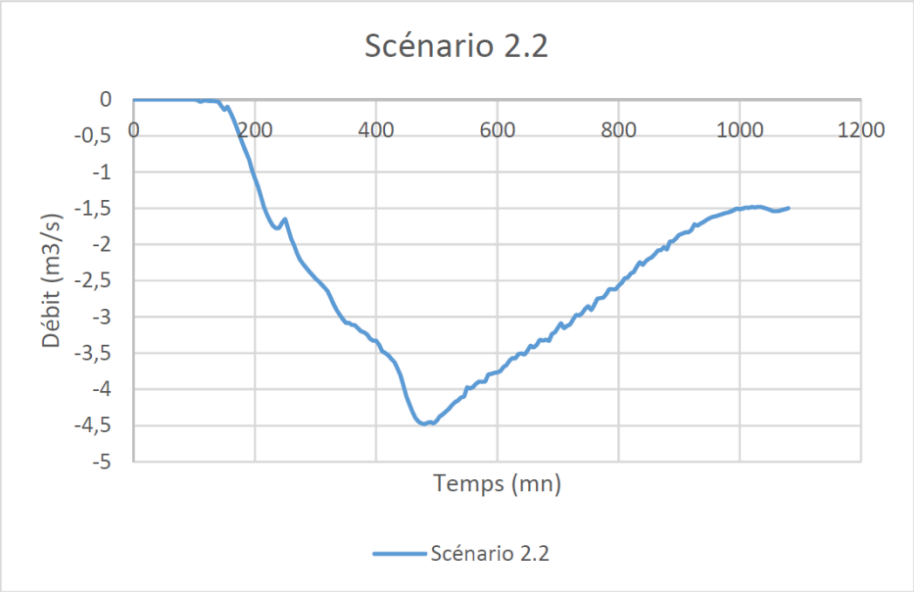
Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection de la zone protégée et sont les suivantes :

- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : Ø1 300 mm,
- Crue centennale du Coulazou (Q = 295 m³/s),
- Crue centennale du Merdanson (Q = 84 m³/s),
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : 24.08 m NGF,
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe de l'onde : 4.5 m³/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la défaillance seraient les plus critiques.

L'hydrogramme de la défaillance est donné sur la figure ci-après.

Figure 166 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.2)



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de défaillance sont présentées en pages suivantes. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 167 : Scénario 2.2 – Carte des hauteurs d'eau

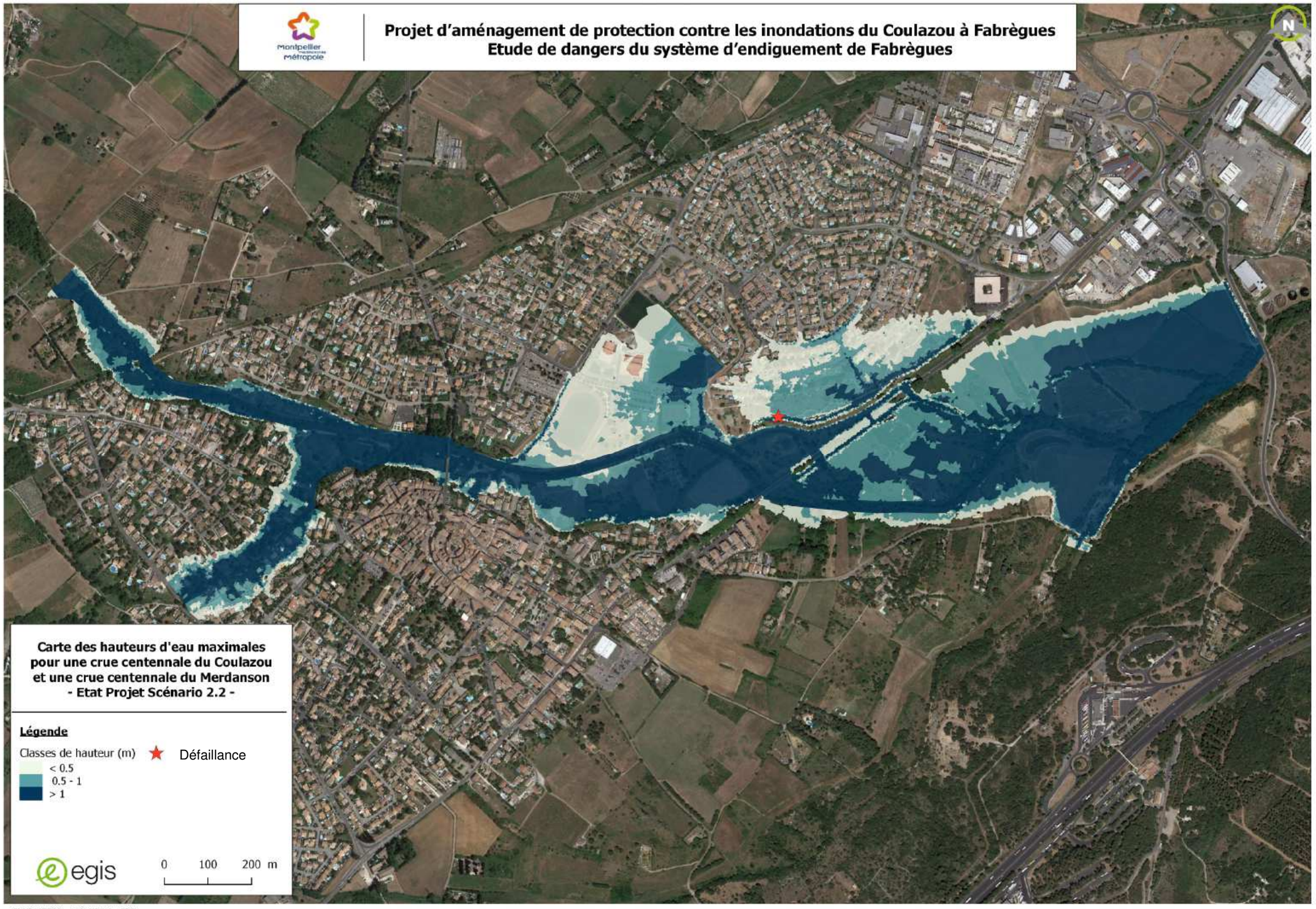


Figure 168 : Scénario 2.2 – Carte des vitesses d'écoulement

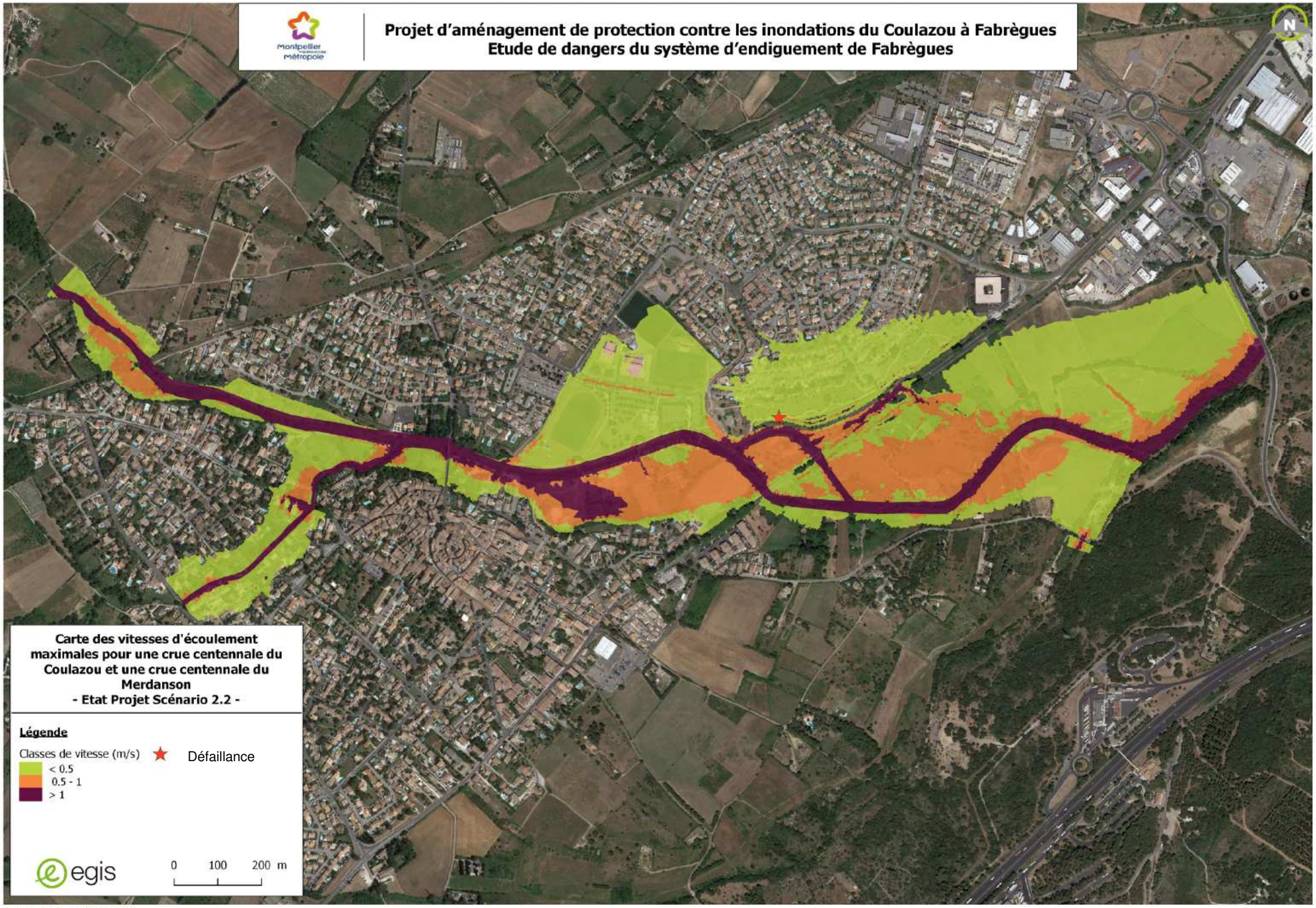


Figure 169 : Scénario 2.2 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



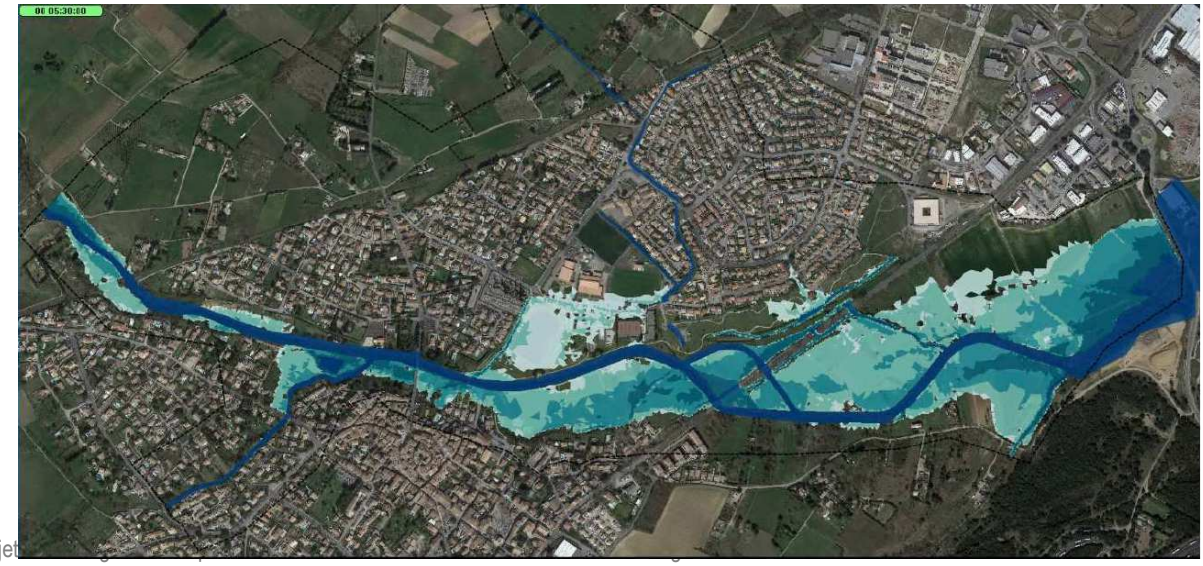
T = 4 h



T = 5 h



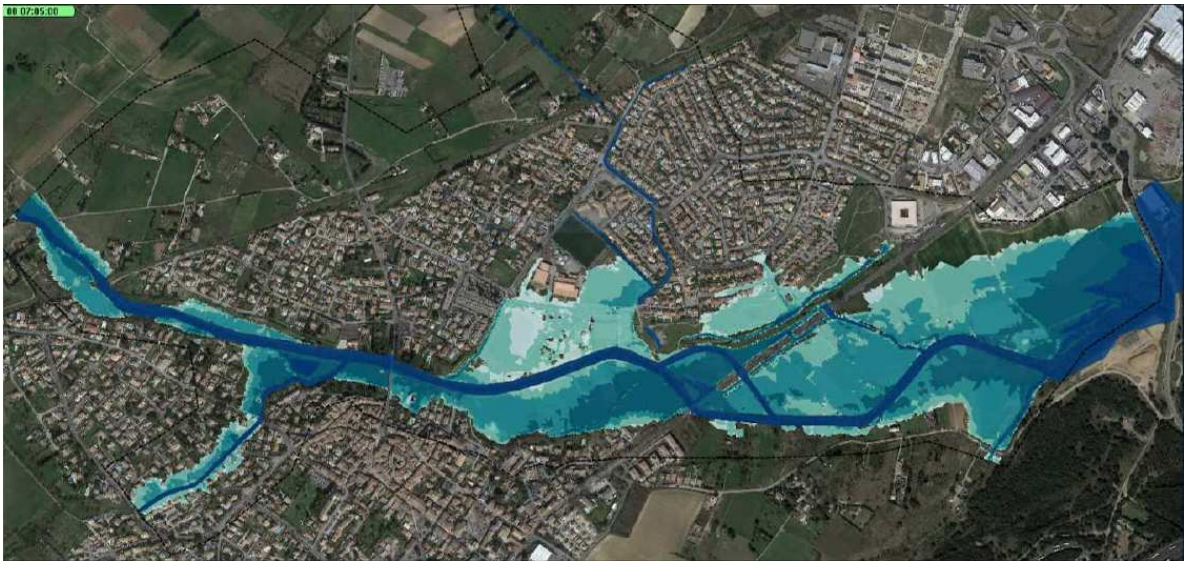
T = 5 h 30



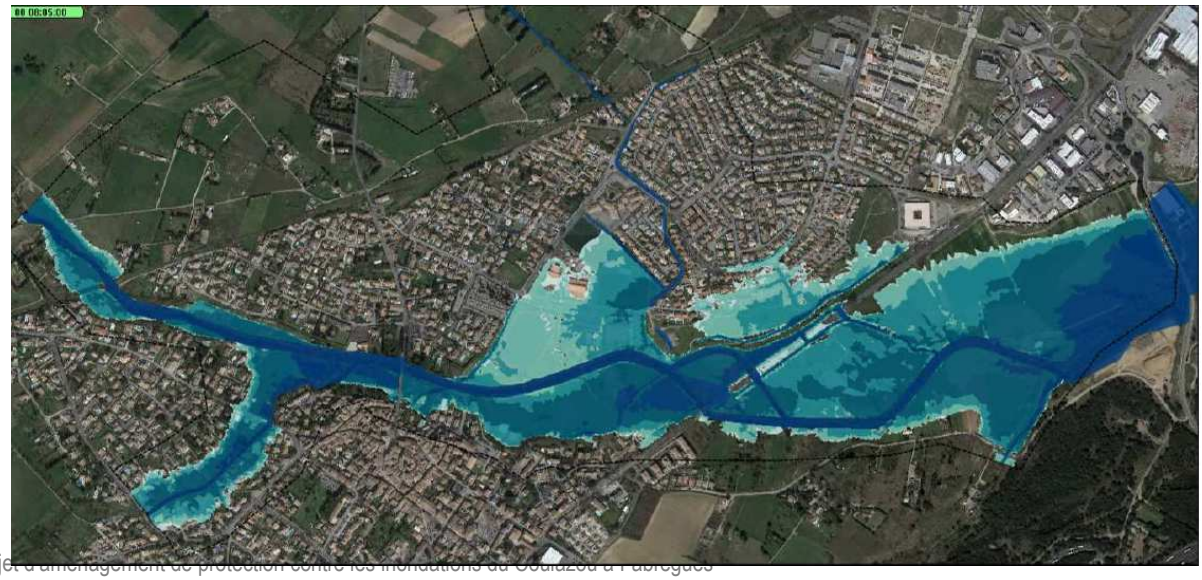
T = 6 h



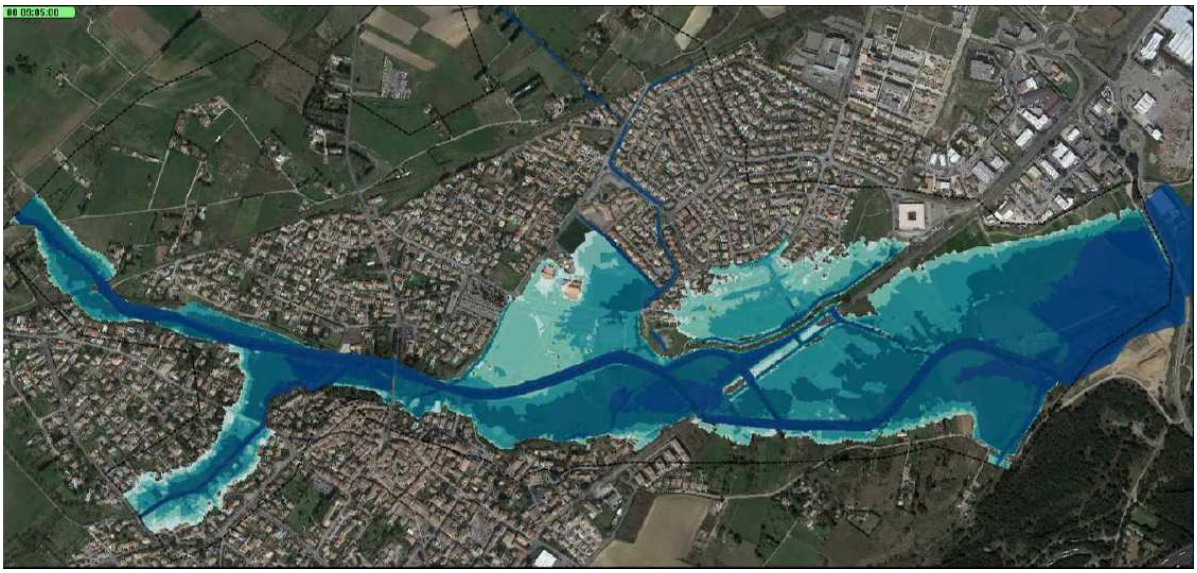
T = 7 h



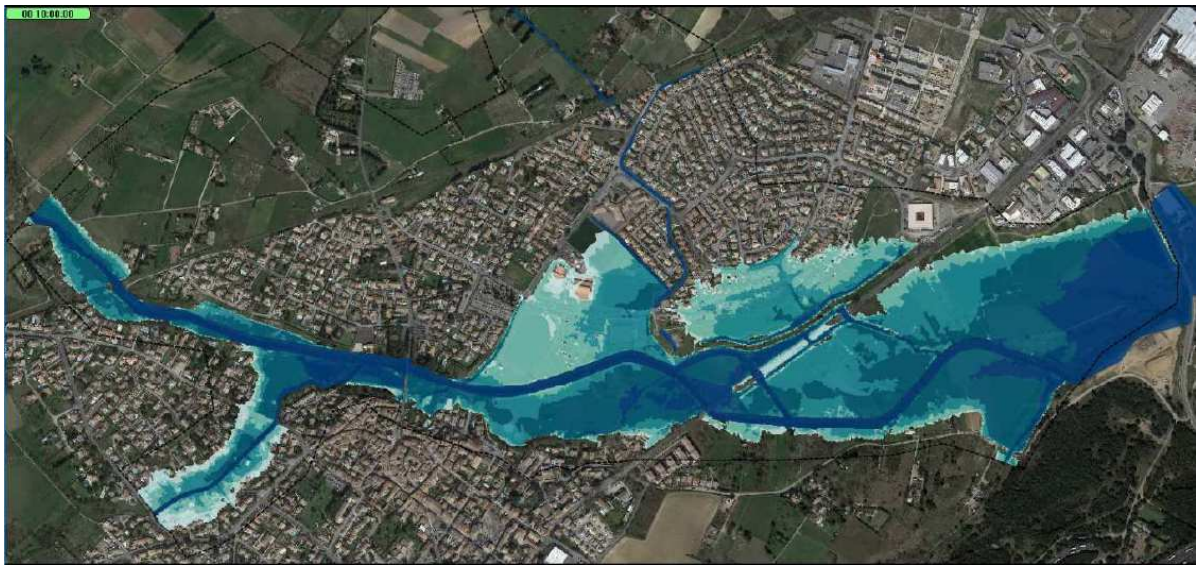
T = 8 h



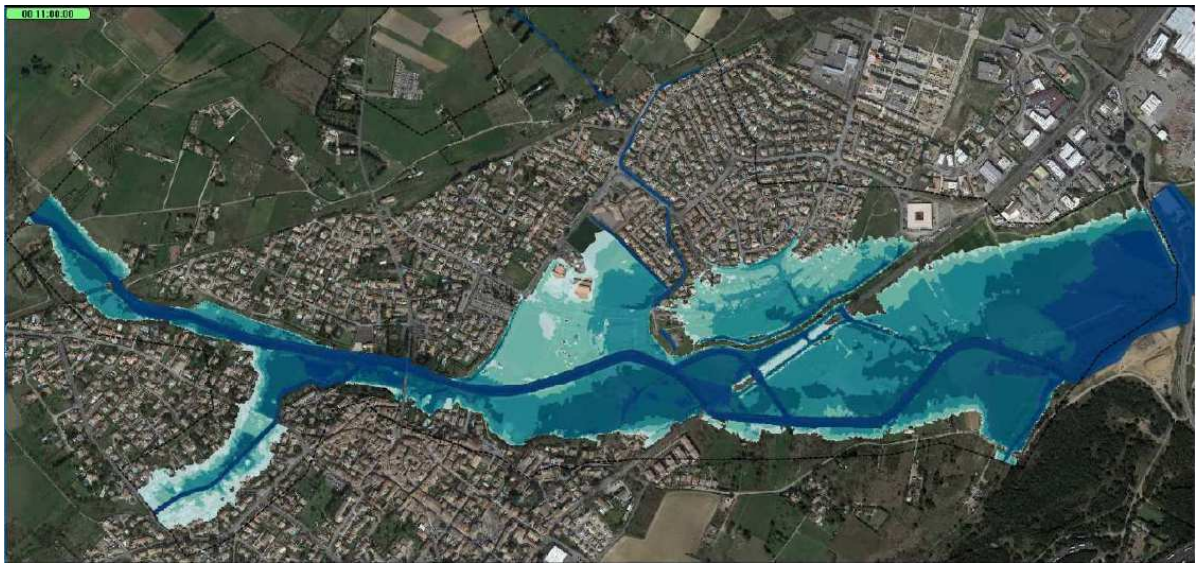
T = 9 h



T = 10 h



T = 11 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements ont lieu à T = 3 h. Les premiéres habitations inondées dans la zone protégée le sont pour T =5 h 30.

8.2.2.2.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.2.2.2.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 2.2.

Tableau 76 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.2

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	TOTAL
Population inondée	102	60	0	0	**162**
Population en danger	5	18	0	0	**23**

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 2.2 est évaluée, après analyse détaillée, à 162 personnes, dont 23 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de gestion de crise n'est touché pour ce scénario de défaillance.

8.2.2.2.4 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 203).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Figure 170 : Scénario 2.2 – Carte d'aléas

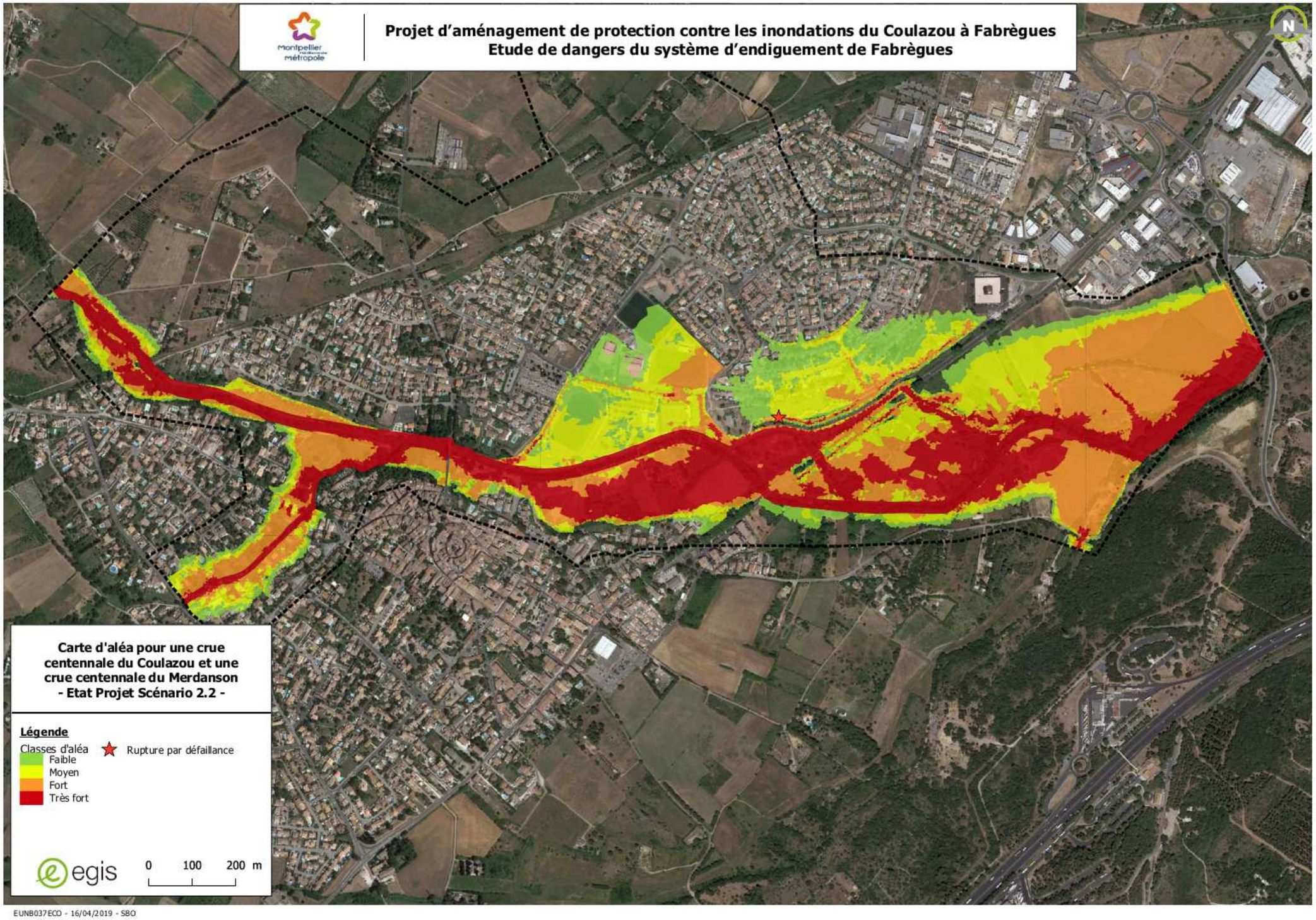
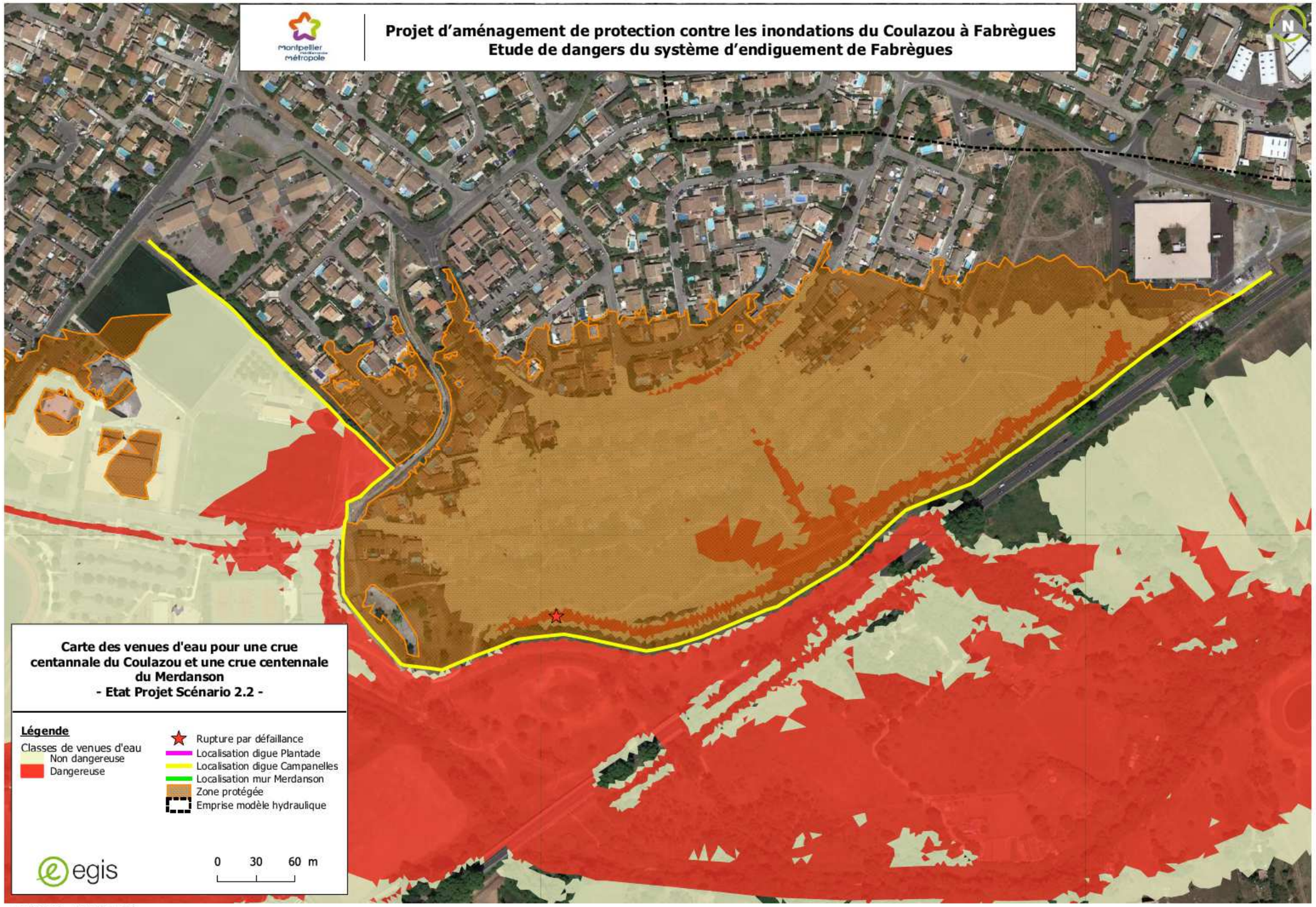


Figure 171 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau - Zoom



8.2.2.3 Scénario 2.3

8.2.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.3 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur l'ouvrage de franchissement « les Campanelles 3 ».

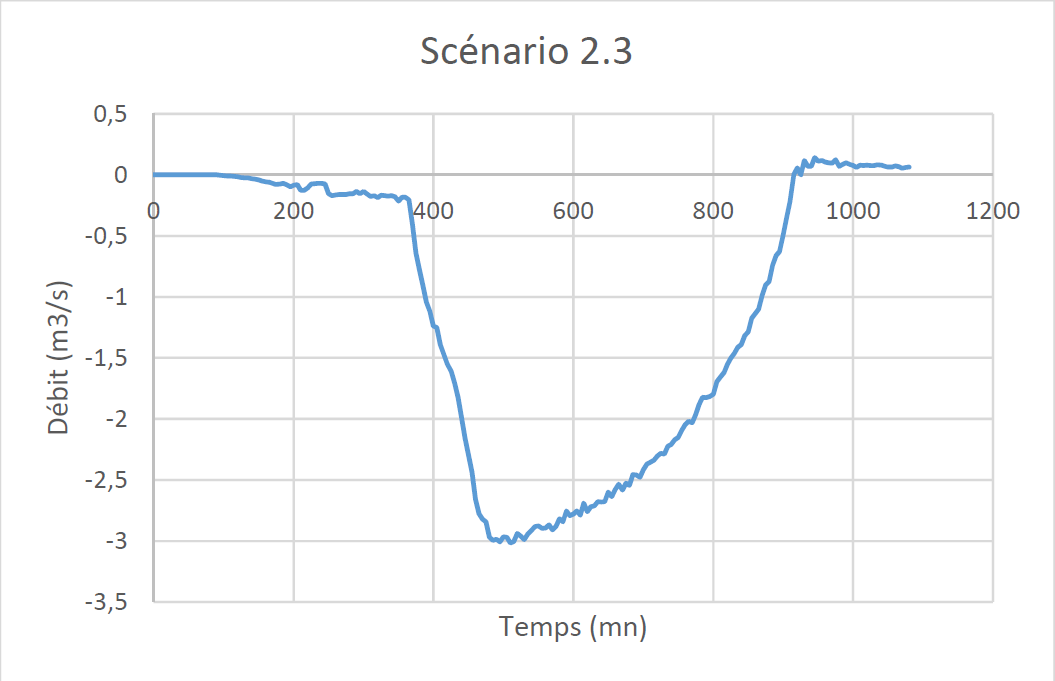
Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection de la zone protégée et sont les suivantes :

- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : Ø1 300 mm,
- Crue centennale du Coulazou (Q = 295 m³/s),
- Crue centennale du Merdanson (Q = 84 m³/s),
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : 24.08 m NGF,
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe de l'onde : 3 m³/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la défaillance seraient les plus critiques.

L'hydrogramme de défaillance est donné sur la figure ci-après.

Figure 172 : hydrogramme de défaillance (Scénario 2.3)



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de brèche sont présentées en pages suivantes. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 173 : Scénario 2.3 – Carte des hauteurs d'eau

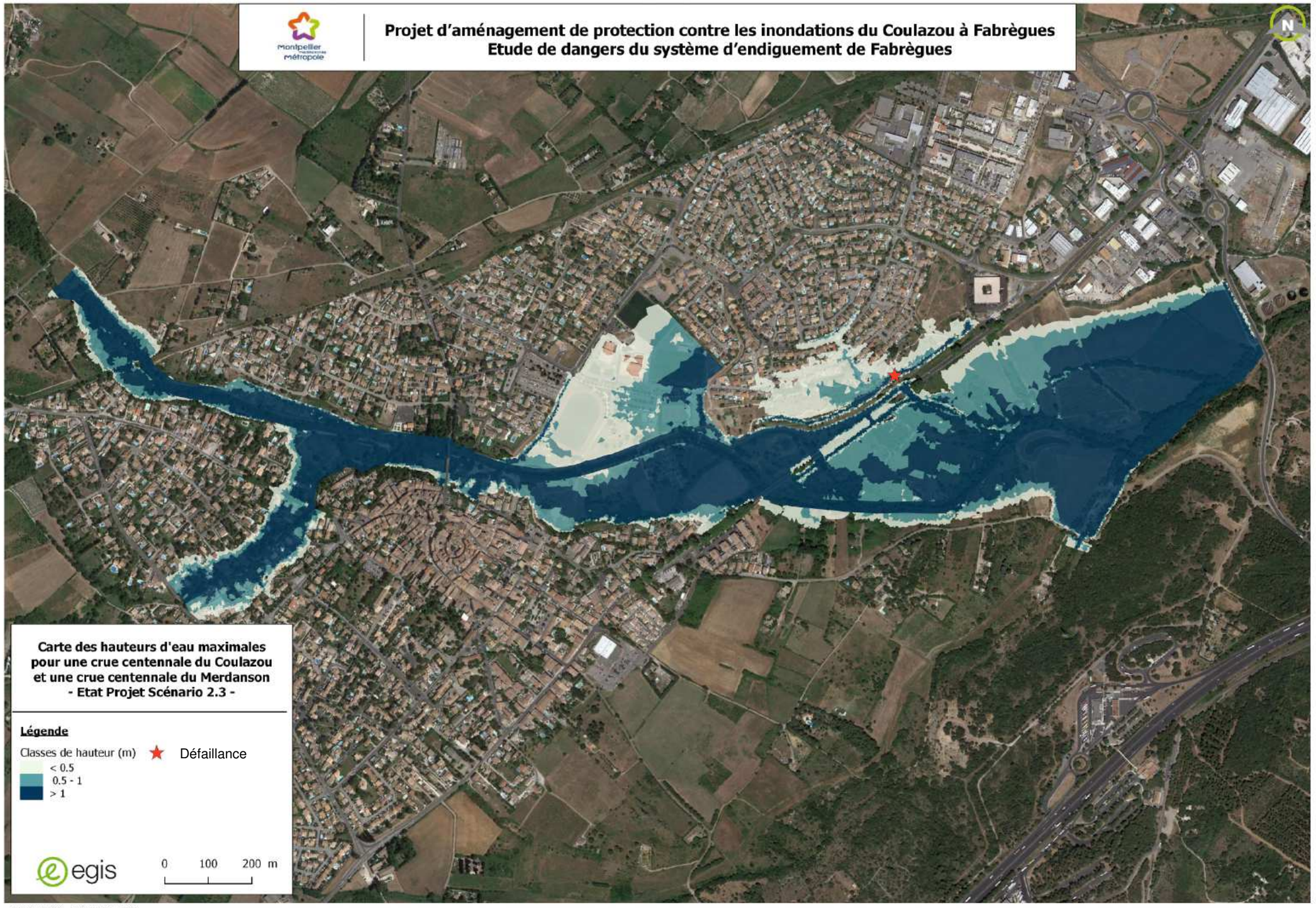


Figure 174 : Scénario 2.3 – Carte des vitesses d'écoulement

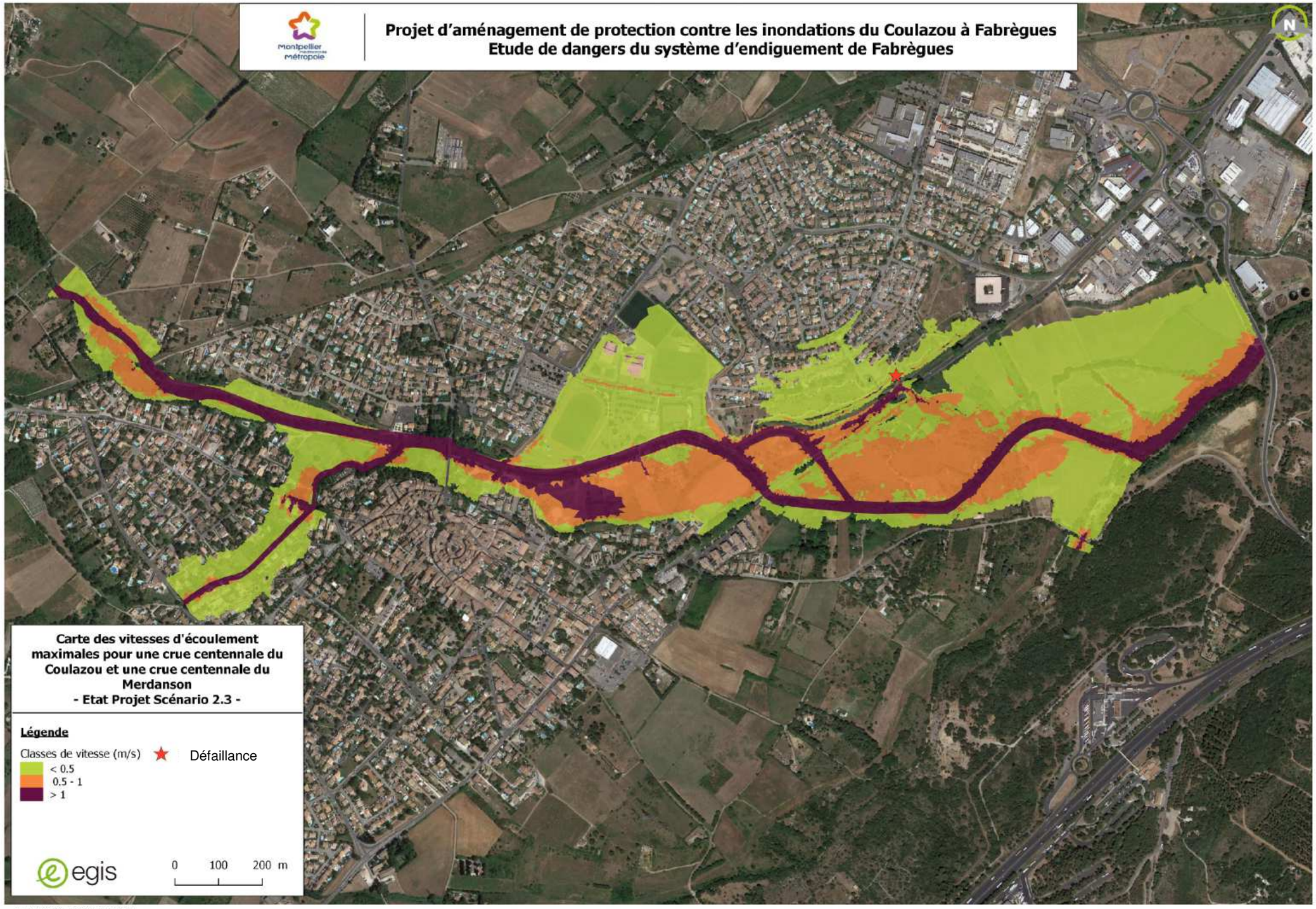
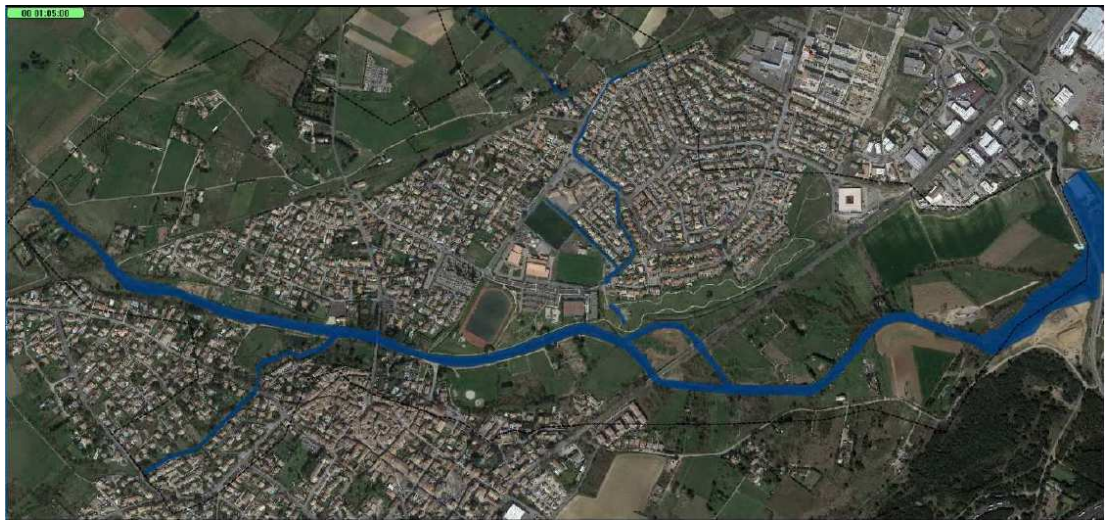


Figure 175 : Scénario 2.3 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



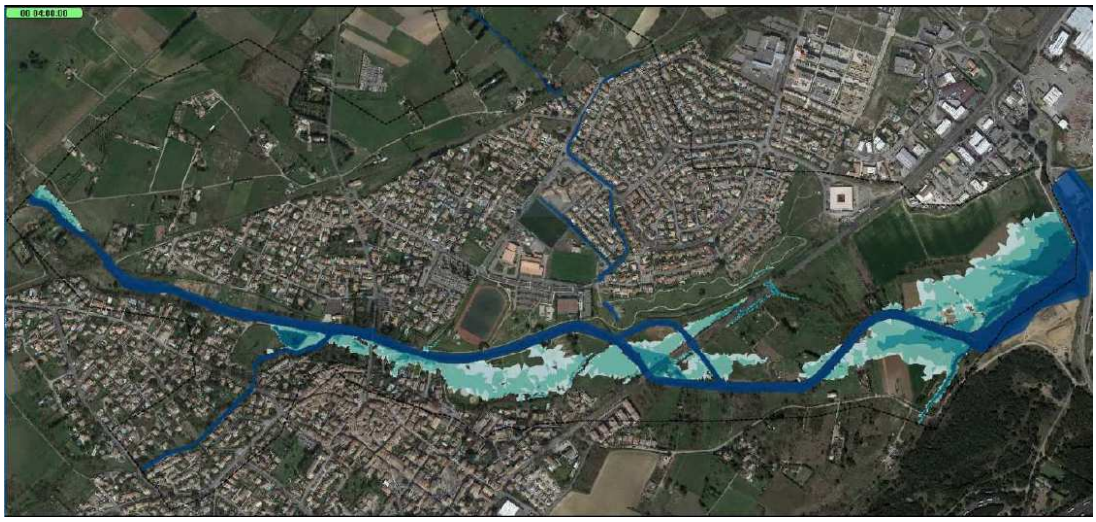
T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



T = 5 h



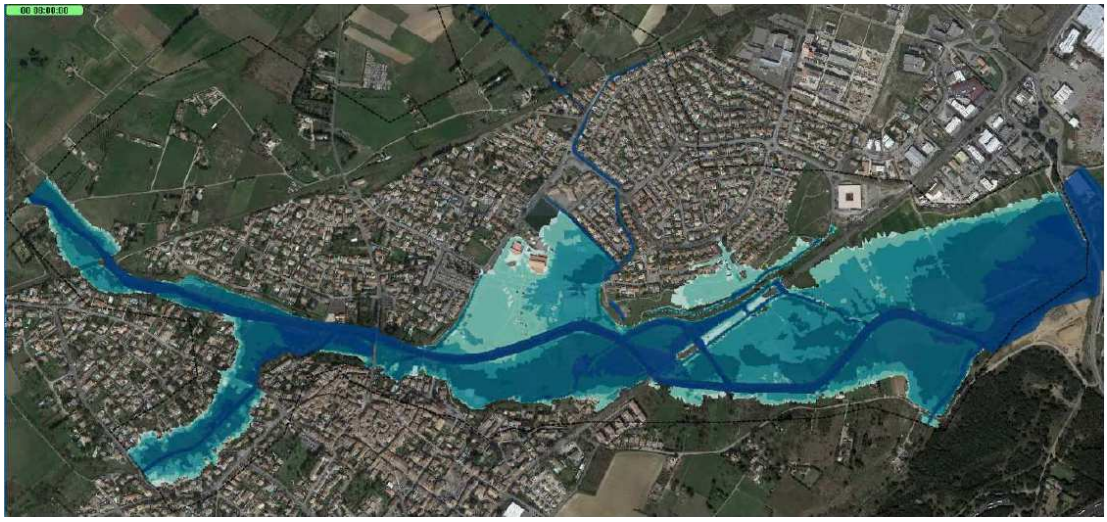
T = 6 h



T = 7 h



T = 8 h



T = 9 h



T = 10 h



T = 11 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements ont lieu à T = 3 h. Les premières habitations inondées dans la zone protégée le sont à T = 7 h.

8.2.2.3.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.2.2.3.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 2.3.

Tableau 77 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 2.3

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	TOTAL
Population inondée	61	0	0	0	**61**
Population en danger	3	0	0	0	**3**

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 2.3 est évaluée, après analyse détaillée, à 61 personnes, dont 3 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de gestion de crise n'est impacté par ce scénario de défaillance.

8.2.2.3.4 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 204).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Figure 176 : Scénario 2.3 – Carte d'aléas

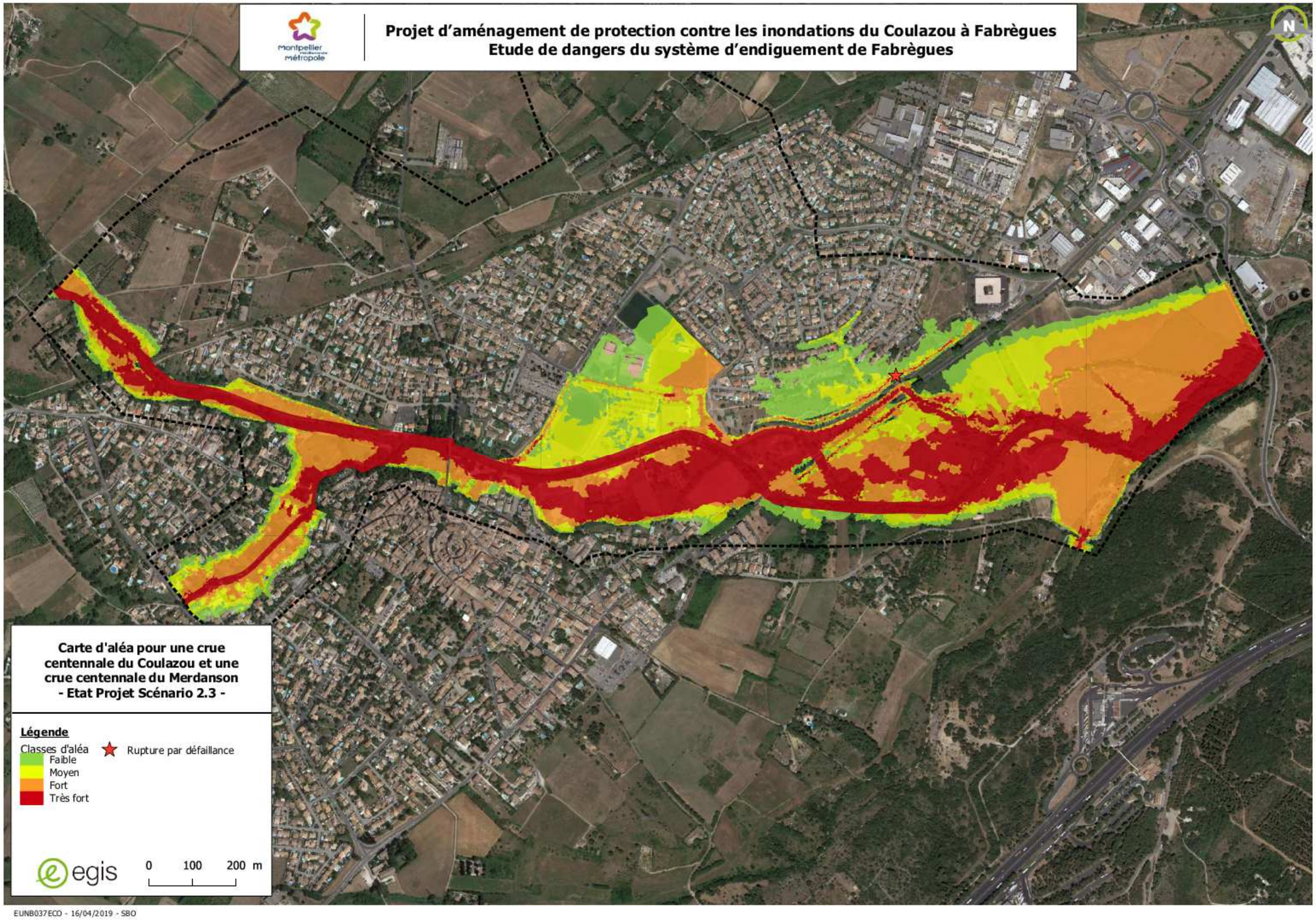
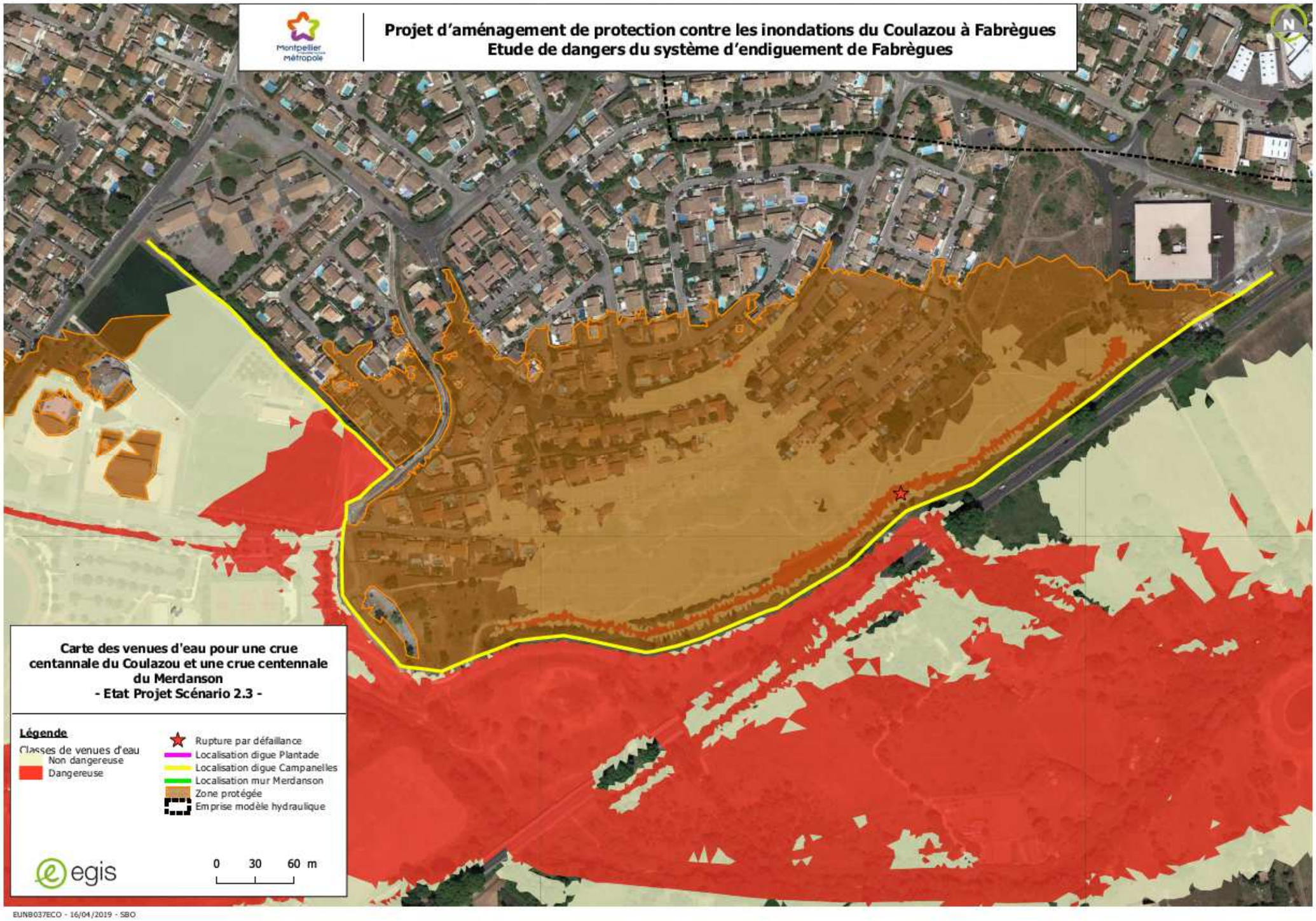


Figure 177 : Scénario 2.3 – Carte de venues d'eau - Zoom



8.3 Scénario 3 : Défaillance structurelle du système d'endiguement

8.3.1 Les scénarios étudiés

8.3.1.1 Localisation

Les scénarios de défaillance structurelle retenus pour la modélisation correspondent à des scénarios engendrant des risques de rupture importants de l'un des tronçons du système d'endiguement (probabilité de rupture estimée supérieure à 50 %).

Trois scénarios de défaillance structurelle sont retenus :

Le choix des scénarios de rupture s'est basé sur l'étude de défaillance des ouvrages et sur la vulnérabilité des enjeux en arrière des ouvrages.

La localisation des brèches modélisées dans le système d'endiguement est reportée sur la figure n° 148.

- Scénario 3.1 sur le Merdanson : rupture instantanée du mur sur une largeur de 20 m, pour un aléa générant une probabilité de rupture supérieure à 50%, hors crue des autres cours d'eau,

- Scénario 3.2 sur la digue de la Plantade : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m, pour un aléa générant une probabilité de rupture supérieure à 50%, hors crue des autres cours d'eau,

- Scénario 3.3 sur la digue des Campanelles : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m, pour un aléa générant une probabilité de rupture supérieure à 50%, hors crue des autres cours d'eau.

8.3.1.2 Géométrie des brèches

- Longueur des brèches

  - Données issues de la littérature :
    La littérature indique que statistiquement la longueur des brèches est le plus souvent de l'ordre de 3 à 4 fois la hauteur en amont de la brèche. Le CEMAGREF (IRSTEA) précise cependant que cet ordre de grandeur peut être bien supérieur (jusqu'à 10 fois la hauteur d'endiguement).
  - Longueur des brèches historiques :
    - Aucune donnée disponible.
  - Longueurs retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
    Elles sont variables d'une étude à l'autre, sans règle établie.
  - Largeur retenue dans le cadre de la présente étude :
    - 20 m pour le mur du Merdanson et 20 m pour les digues de la Plantade et des Campanelles.

- Hauteur des brèches

Lors de la rupture d'une digue, il arrive souvent que se crée un surcreusement au droit de la brèche qui peut atteindre plusieurs mètres et qui influe significativement sur le régime d'écoulement, et donc sur le débit transitant par la brèche.

- Hauteurs des brèches historiques :
  Pas d'information particulière.
- Hauteurs retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
  Les phénomènes de surcreusement ne sont pas pris en compte, c'est-à-dire que l'on considère que la brèche s'ouvre jusqu'à la cote du terrain naturel à l'arrière de la digue. En effet, nous supposons que la brèche s'étend beaucoup plus facilement en largeur qu'en hauteur.
- Hauteur retenue dans le cadre de la présente étude :
  - La brèche s'ouvre jusqu'au niveau du terrain naturel.

- Cinétique et durée d'ouverture des brèches

Les paramètres agissant sur la durée de formation d'une brèche sont aujourd'hui mal connus. Cette durée est liée à de nombreux paramètres (durée de la crue, vitesse de montée des eaux, moment de la crue où la brèche commence à se former, etc).

- Données issues de la littérature :
  Pour les **digues en terre**, plusieurs ordres de grandeur fournissent une durée d'ouverture de la brèche variant de 0.5 heure à 3 heures environ, mais l'incertitude sur la durée de formation de la brèche est souvent largement supérieure à ± 50%.
  Une analyse statistique a été menée aux Etats Unis sur la base de l'observation de 43 brèches dans des digues fusibles (analyse de FROELICH) aboutissant à des vitesses de rupture longitudinale de 1 m à 2 m par minute. Les ruptures de digues classiques sont supposées être plus lentes que celles des digues-fusibles.
- Données retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
  Variables d'une étude à l'autre sans règle bien établie.
- Données retenues pour la présente étude de danger :
  - Pour le mur du Merdanson : rupture instantanée,
  - Pour les digues en terre de la Plantade et des Campanelles :
    Dans le cas présent, nous allons considérer une vitesse de rupture rapide proche d'environ 1 mètre par minute.
    Pour les cas de rupture envisagés, nous supposons une ouverture brutale sur toute la hauteur de la digue et sur environ 3 à 5 m de large, puis une rupture progressive en largeur, qui s'agrandit d'environ 1 m toutes les minutes.

Tableau 78 : Caractéristiques des scénarios d'inondation faisant l'objet d'une évaluation détaillée de leurs conséquences

N° scénario	Secteur de la zone protégée concernée	Digue	Description du scénario / type de rupture	Largeur de brèche	Crue simulée	Moment de la rupture
3.1	Rive droite Merdanson,	Du Merdanson	Rupture suite à basculement du mur	20 m	Supérieure au niveau de danger	Pic de crue
3.2	La Plantade	De la Plantade	Rupture suite à érosion interne	20 m	Supérieure au niveau de danger	Pic de crue
3.3	Les Campanelles	Des Campanelles	Rupture suite à erosion interne	20 m	Supérieure au niveau de danger	Pic de crue

8.3.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité

8.3.2.1 Scénario 3.1 sur le mur du Merdanson

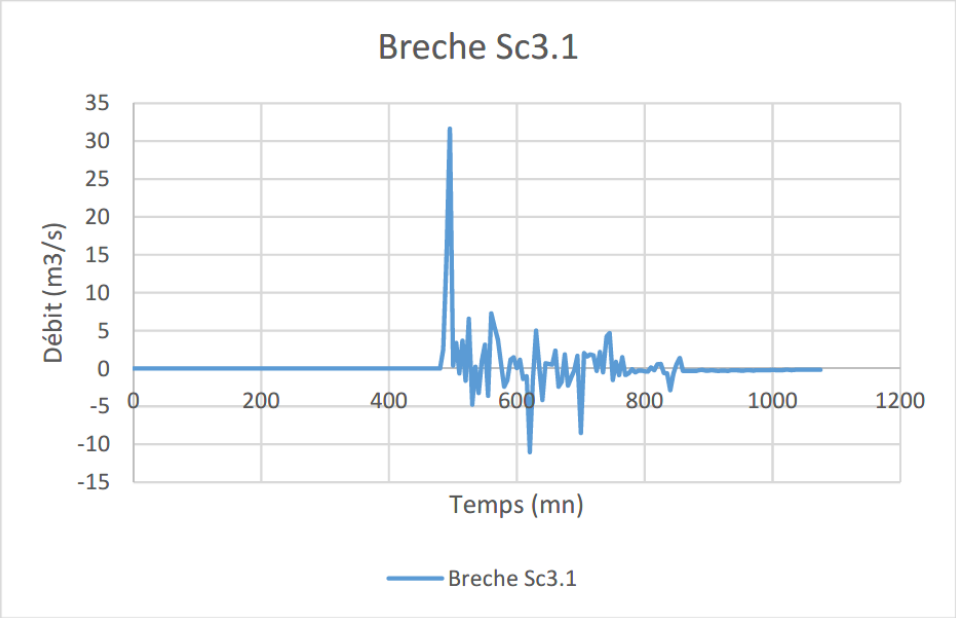
8.3.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation : Mur du Merdanson,
- Mode de rupture : rupture par basculement du mur,
- Largeur de la brèche : 20 m,
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : > 25.08 m NGF,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 31.6 m^3/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la brèche seraient les plus critiques.

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 178 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.1)



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de brèche sont présentées en pages suivantes. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 179 : Scénario 3.1 – Carte des hauteurs d'eau

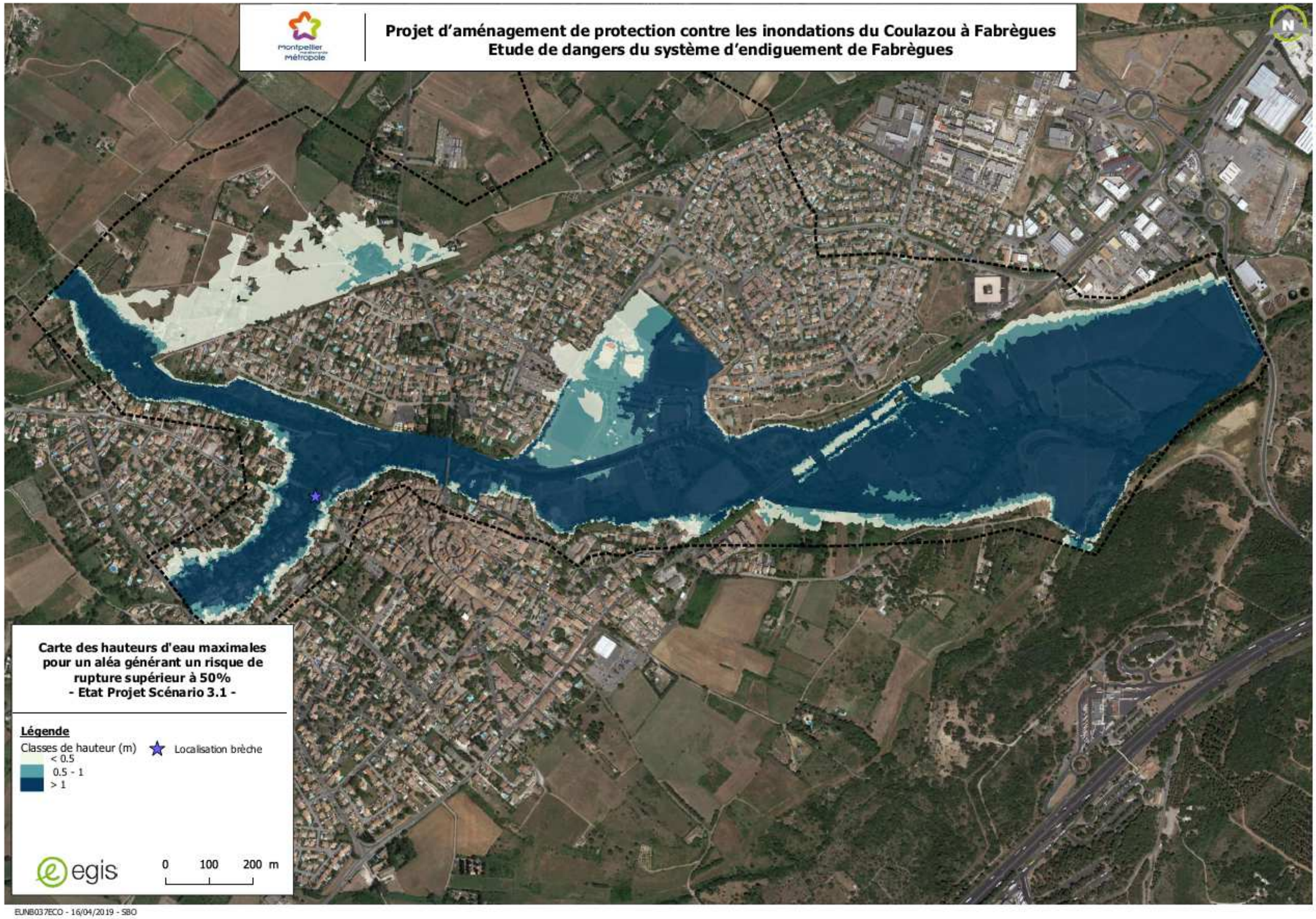


Figure 180 : Scénario 3.1 – Carte des vitesses d'écoulement

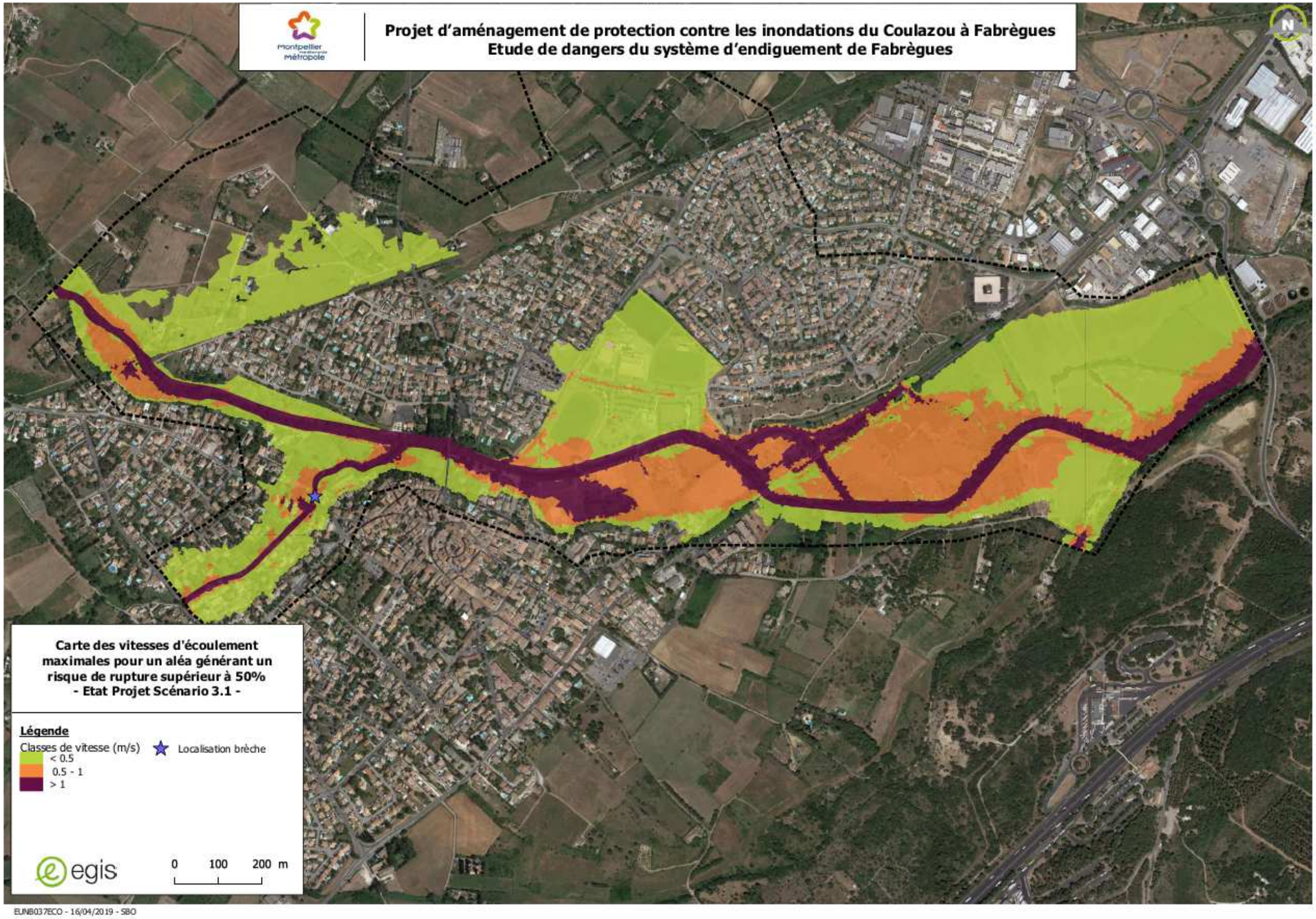


Figure 181 : Scénario 3.1 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



T = 5 h



T = 6 h



T = 7 h

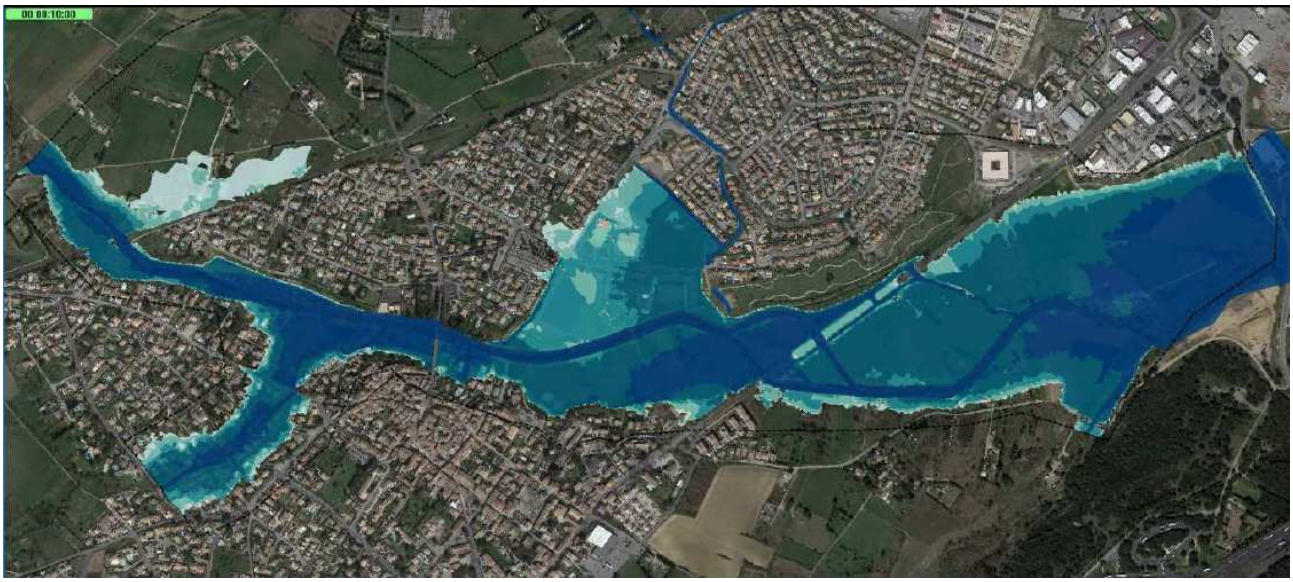


T = 8 h





T = 8 h 10





T = 9 h



T = 10 h



T = 11 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements se produisent à T = 3 h. Les premières habitations situées dans la zone protégée sont inondées à T = 8 h.

8.3.2.1.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.3.2.1.3 Evaluation de la vulnérabilité des enjeux

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 3.1.

Tableau 79 : Estimation de la population impactée par le scénario d'inondation n° 3.1

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	TOTAL
Population inondée	9	5	15	1	**30**
Population en danger	1	2	10	1	**14**

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 3.1 est évaluée, après analyse détaillée, à 30 personnes, dont 14 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de gestion de crise n'est impacté par ce scénario de défaillance.

Figure 182 : Scénario 3.1 – Carte d'aléas

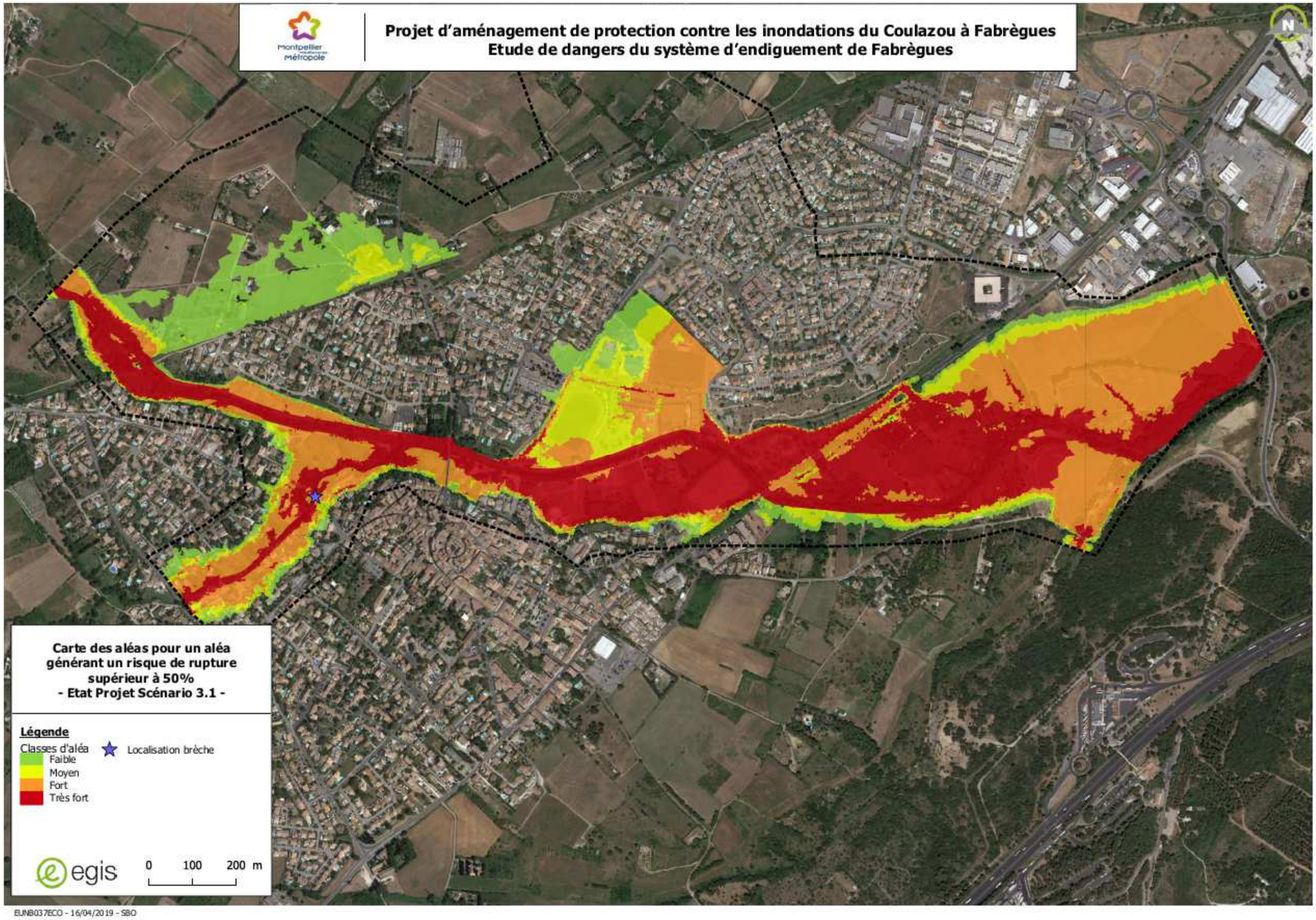
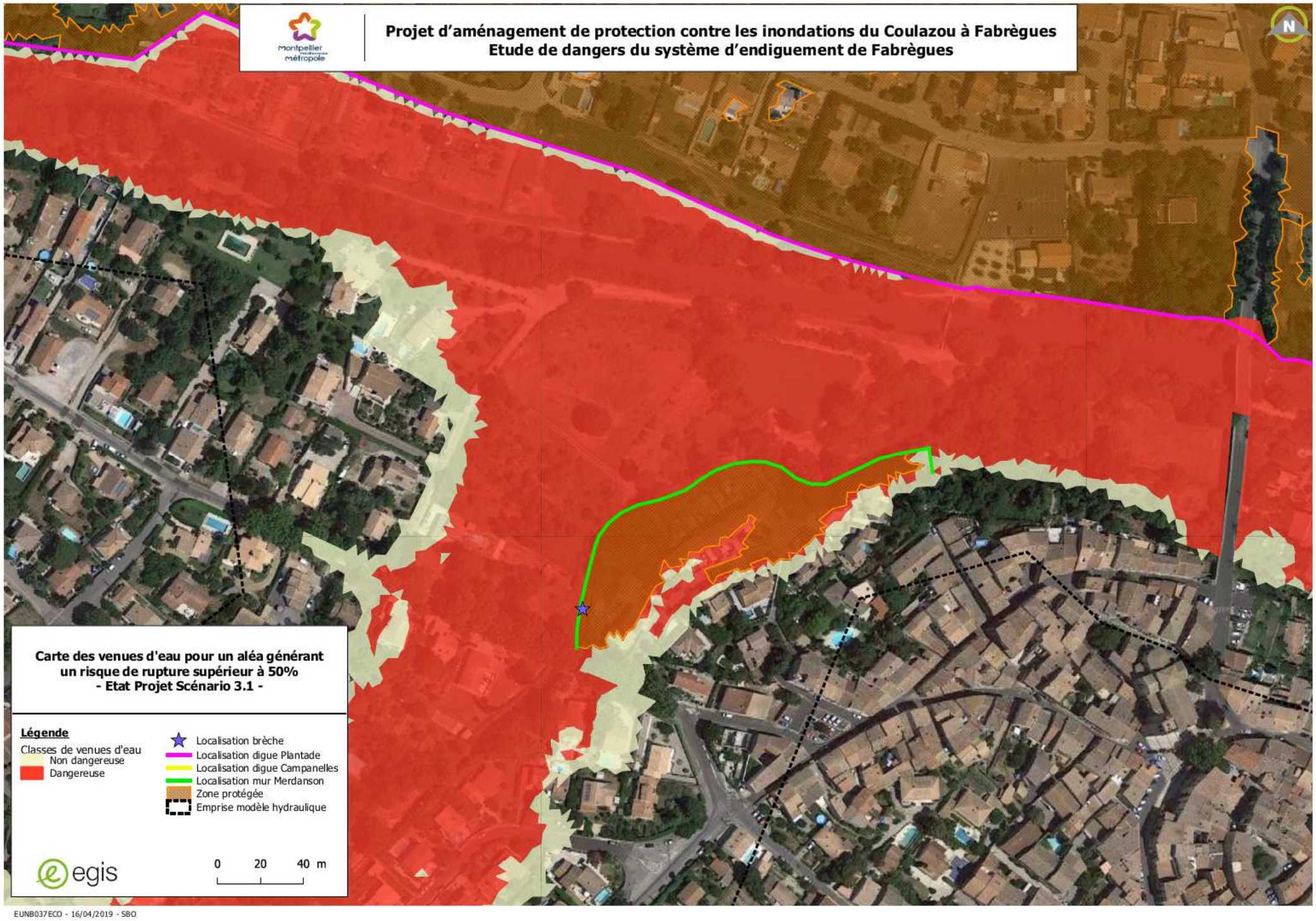


Figure 183 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau - Zoom



8.3.2.1.4 Carte des venues d'eau

La carte des venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 205).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

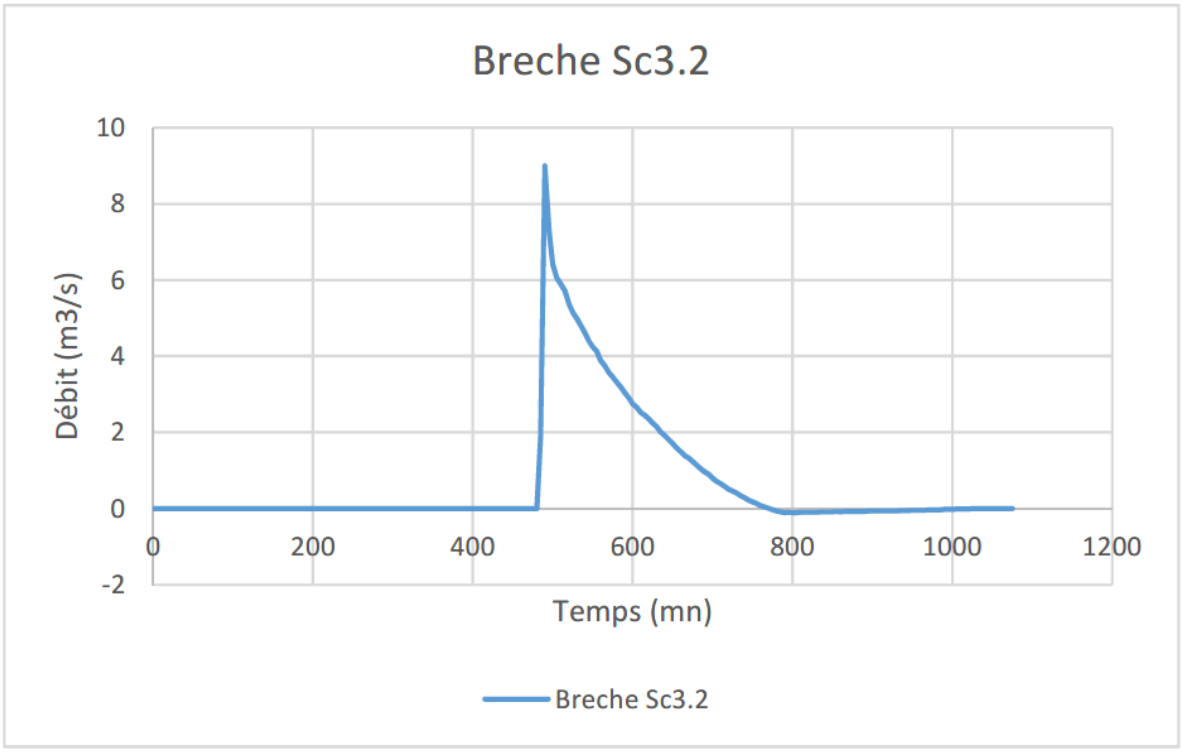
8.3.2.2 Scénario 3.2 sur la digue de la Plantade

8.3.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation : digue de la Plantade,
- Mode de rupture : rupture par érosion interne,
- Longueur de la brèche : 20 m,
- Durée d'ouverture totale : 30 mn,
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : > 25.08 m NGF,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 9 m^3/s.

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 184 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.2)



Les cartes de hauteurs d'eau et de vitesses sont jointes ci-après. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 185 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.2

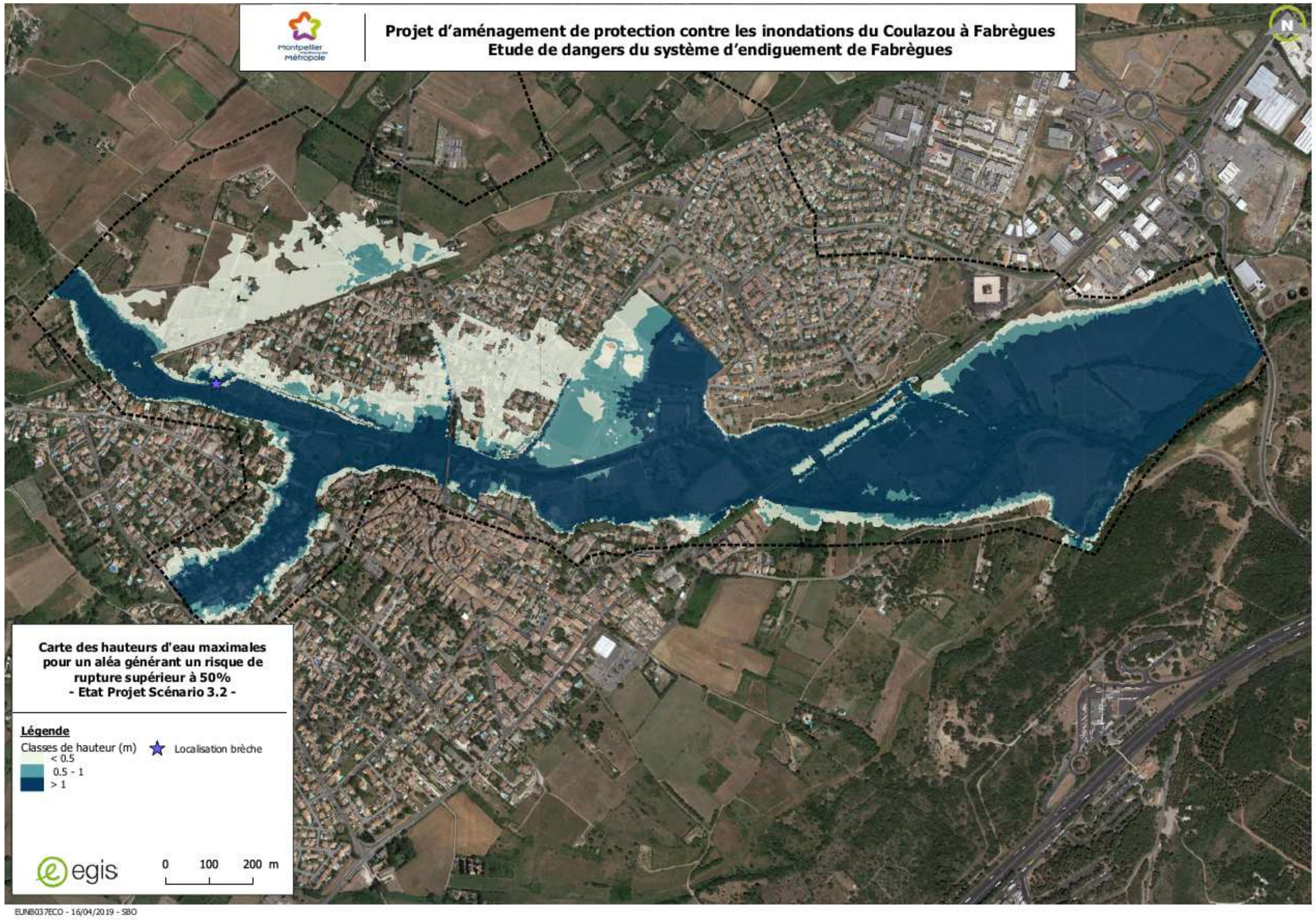


Figure 186 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.2

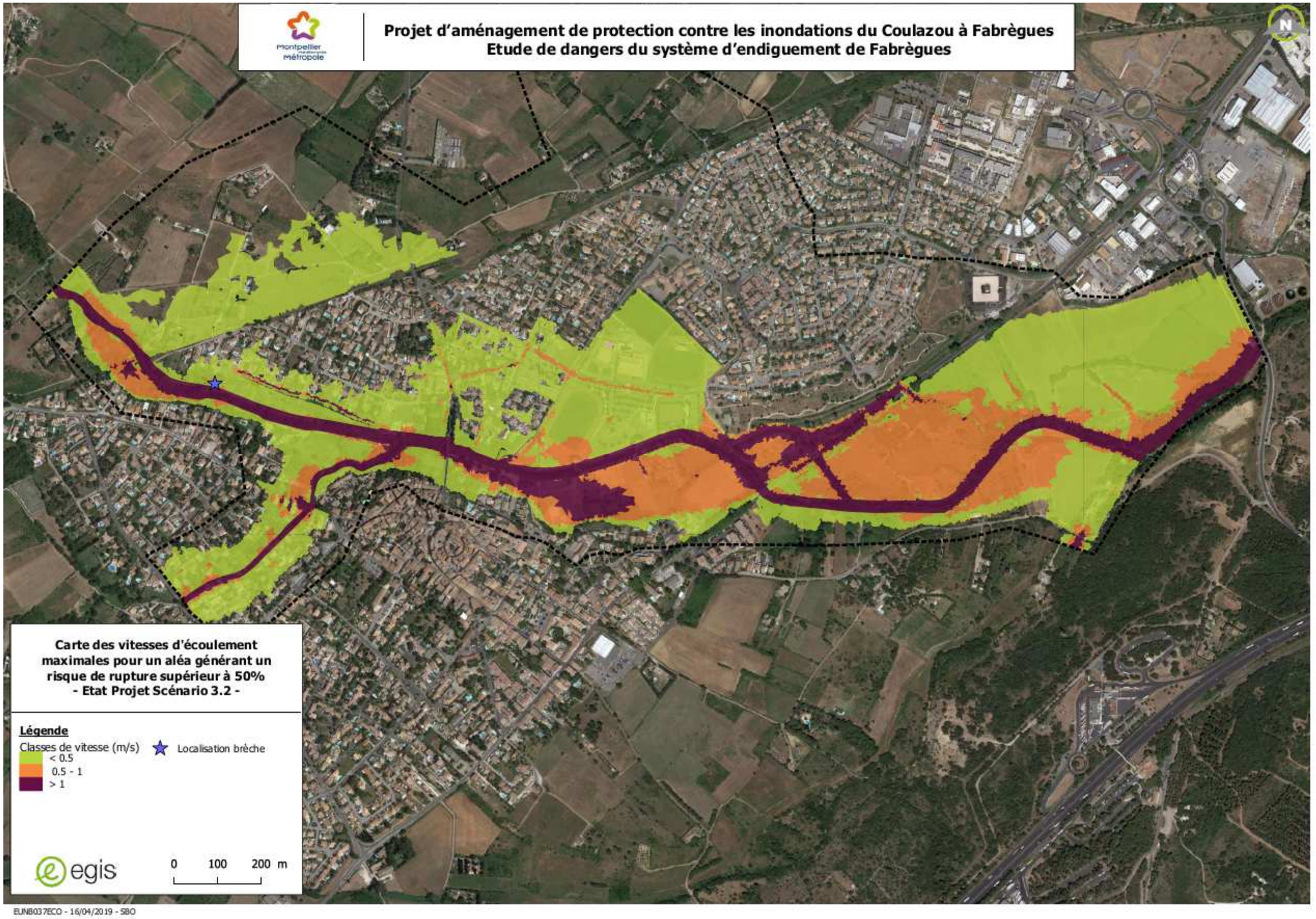


Figure 187 : Scénario 3.2 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



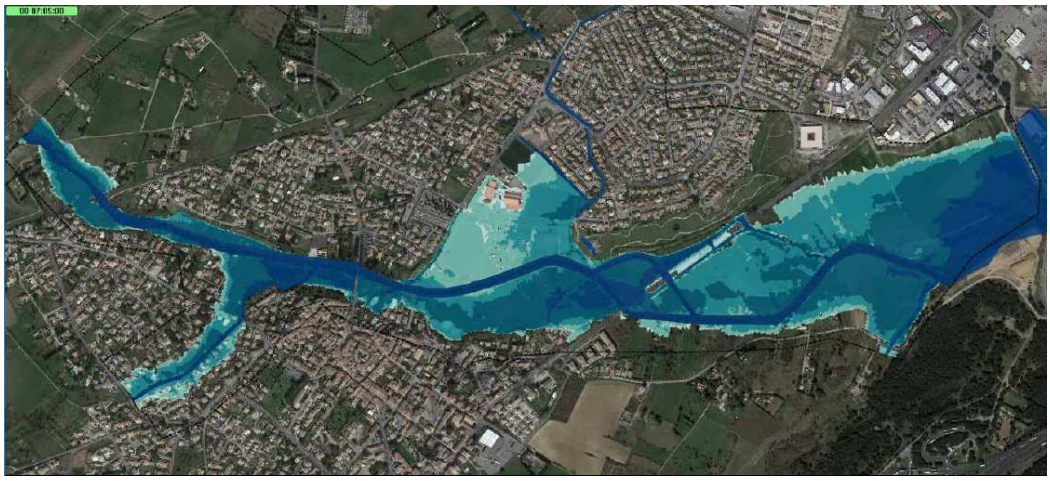
T = 5 h



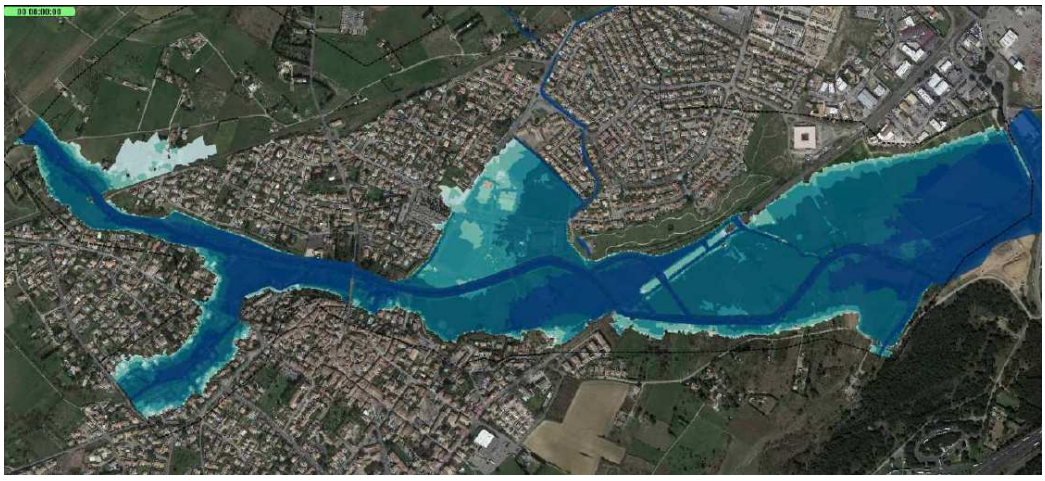
T = 6 h



T = 7 h



T = 8 h



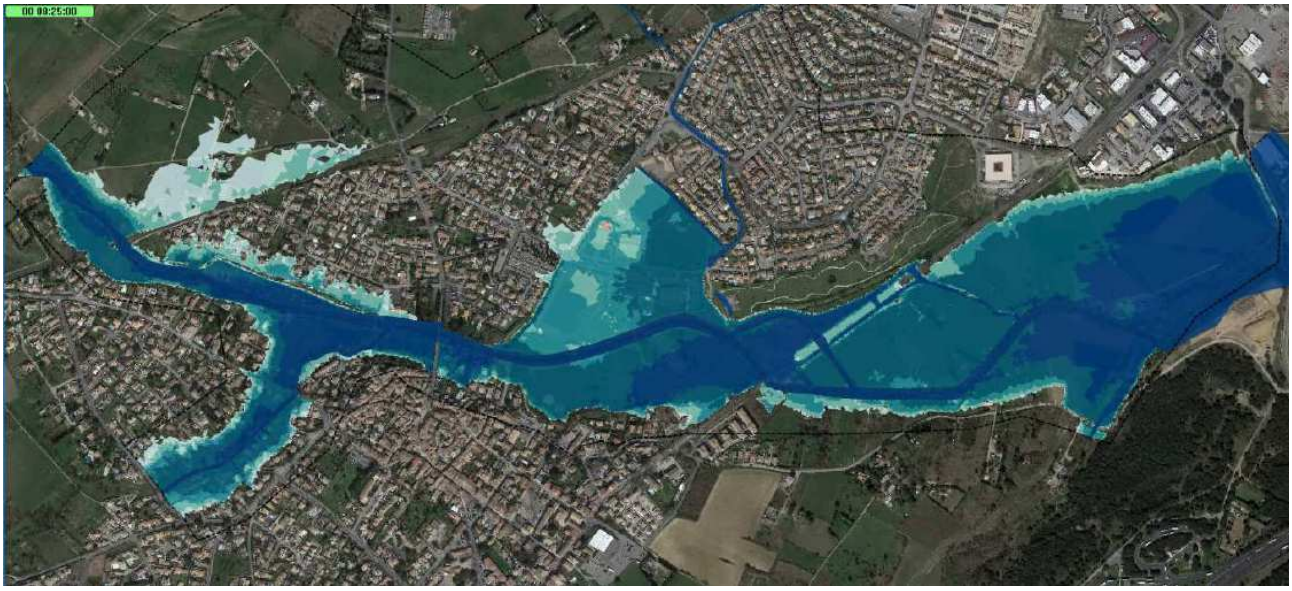
T = 8 h 10



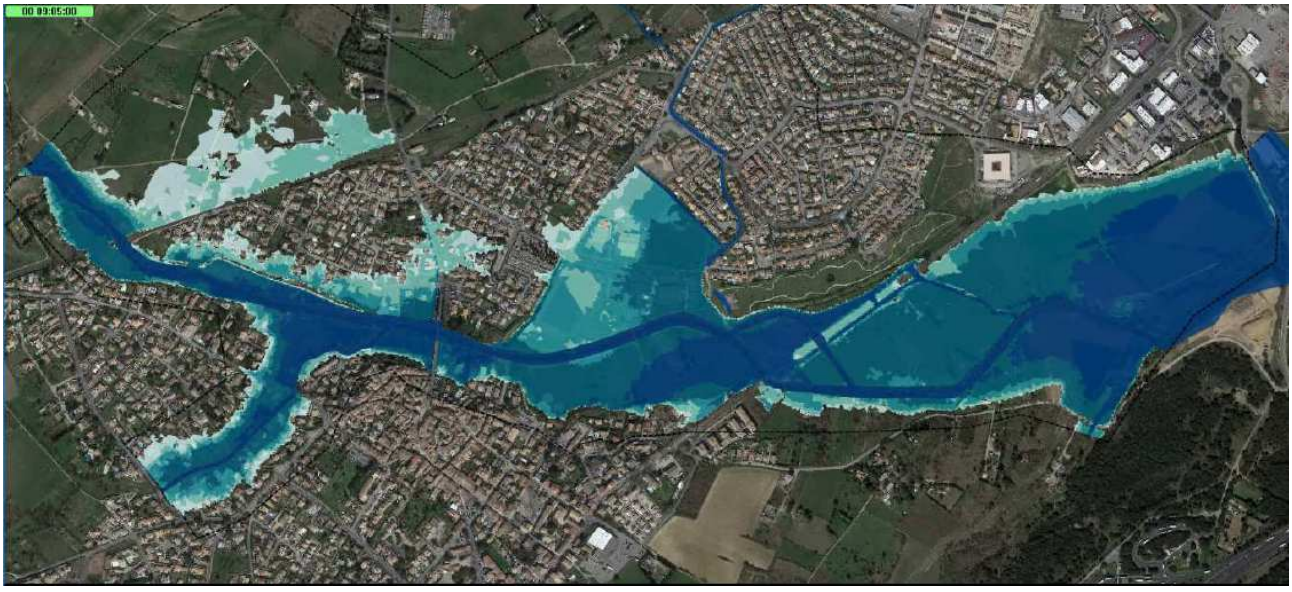
T = 8 h 15



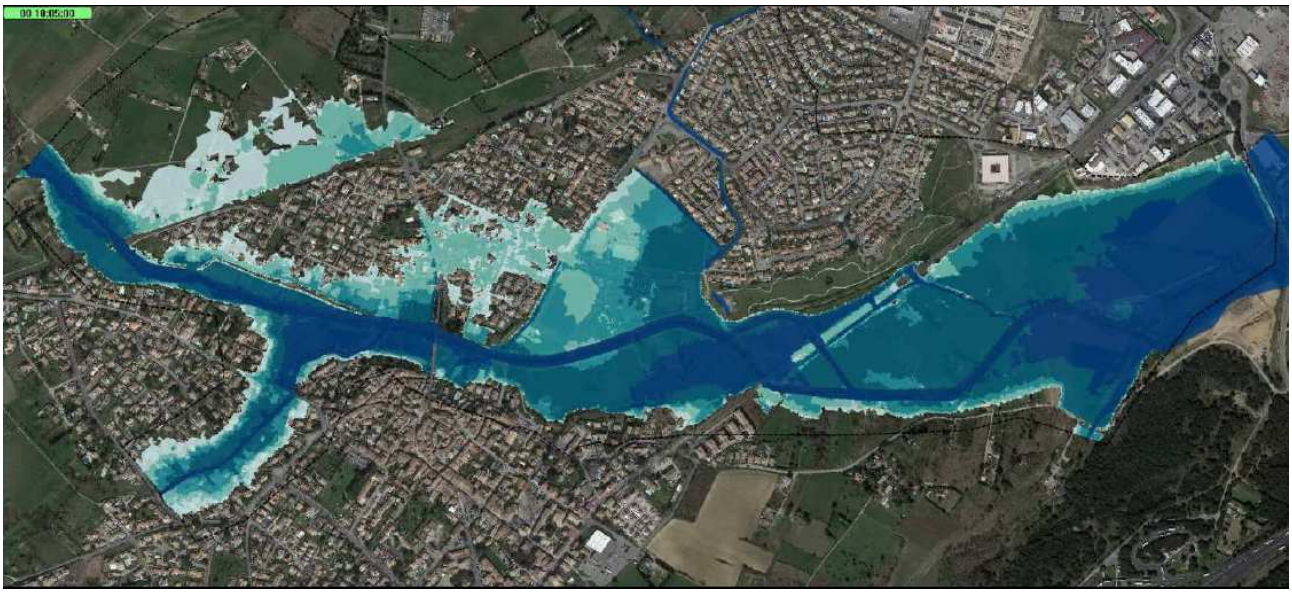
T = 8 h 25



T = 9 h



T = 10 h



T = 11 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements ont lieu pour T = 3 h. Les premières habitations situées dans la zone protégée sont inondées pour T = 8 h.

8.3.2.2.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.3.2.2.3 Evaluation de la population mise en danger

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 3.1.

Tableau 80 : Estimation de la population impactée par le scénario 3.2

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	Total
Population inondée	26	1	0	0	27
Population en danger	2	1	0	0	3

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 3.2 est évaluée, après analyse détaillée, à 27 personnes, dont 3 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de gestion de crise n'est impacté par ce scénario de défaillance.

8.3.2.2.4 Carte des venues d'eau

La carte des venues d'eau est présentée dans le chapitre 10 (Figure n° 206).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Figure 188 : Scénario 3.2 – carte d'aléas

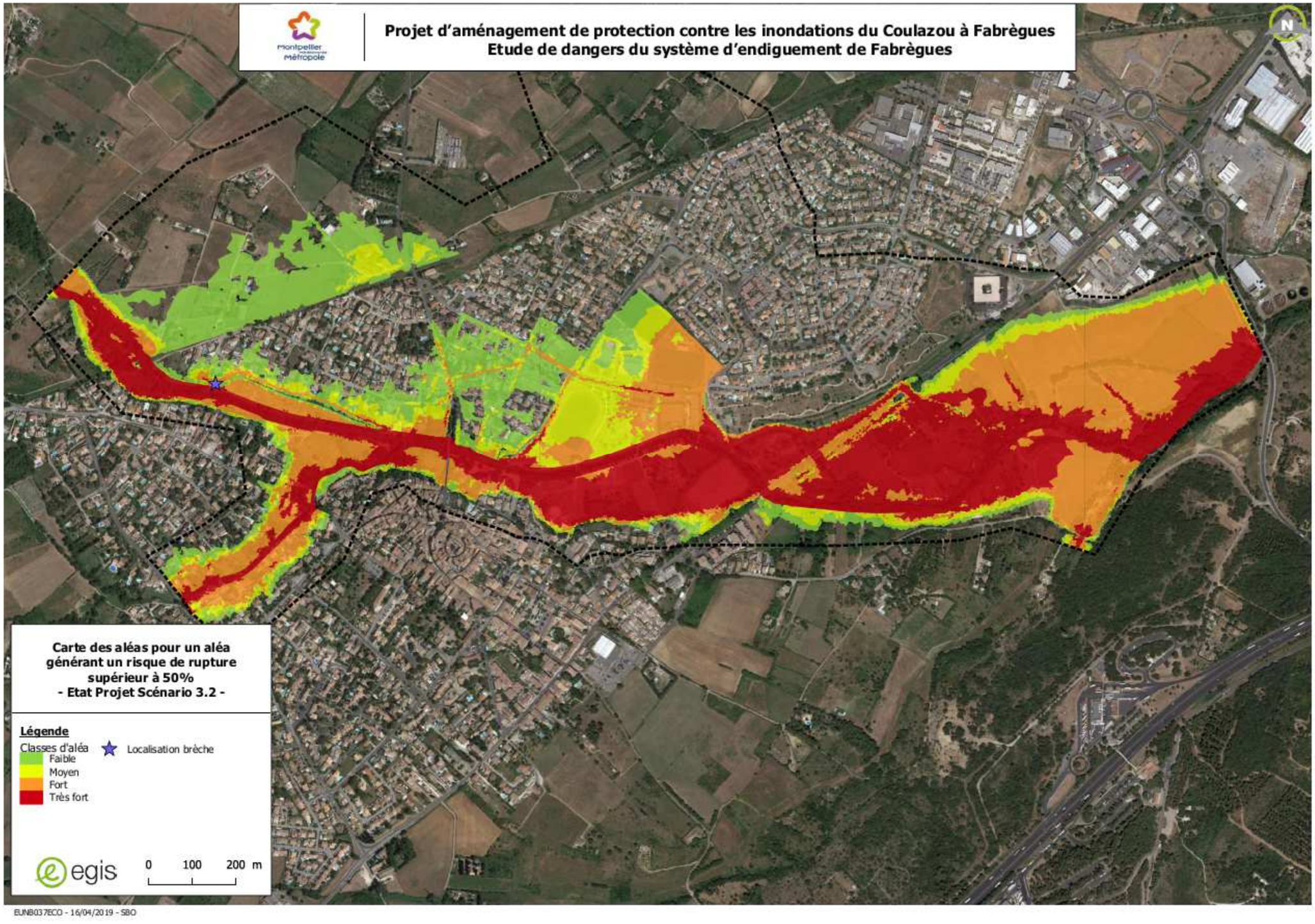
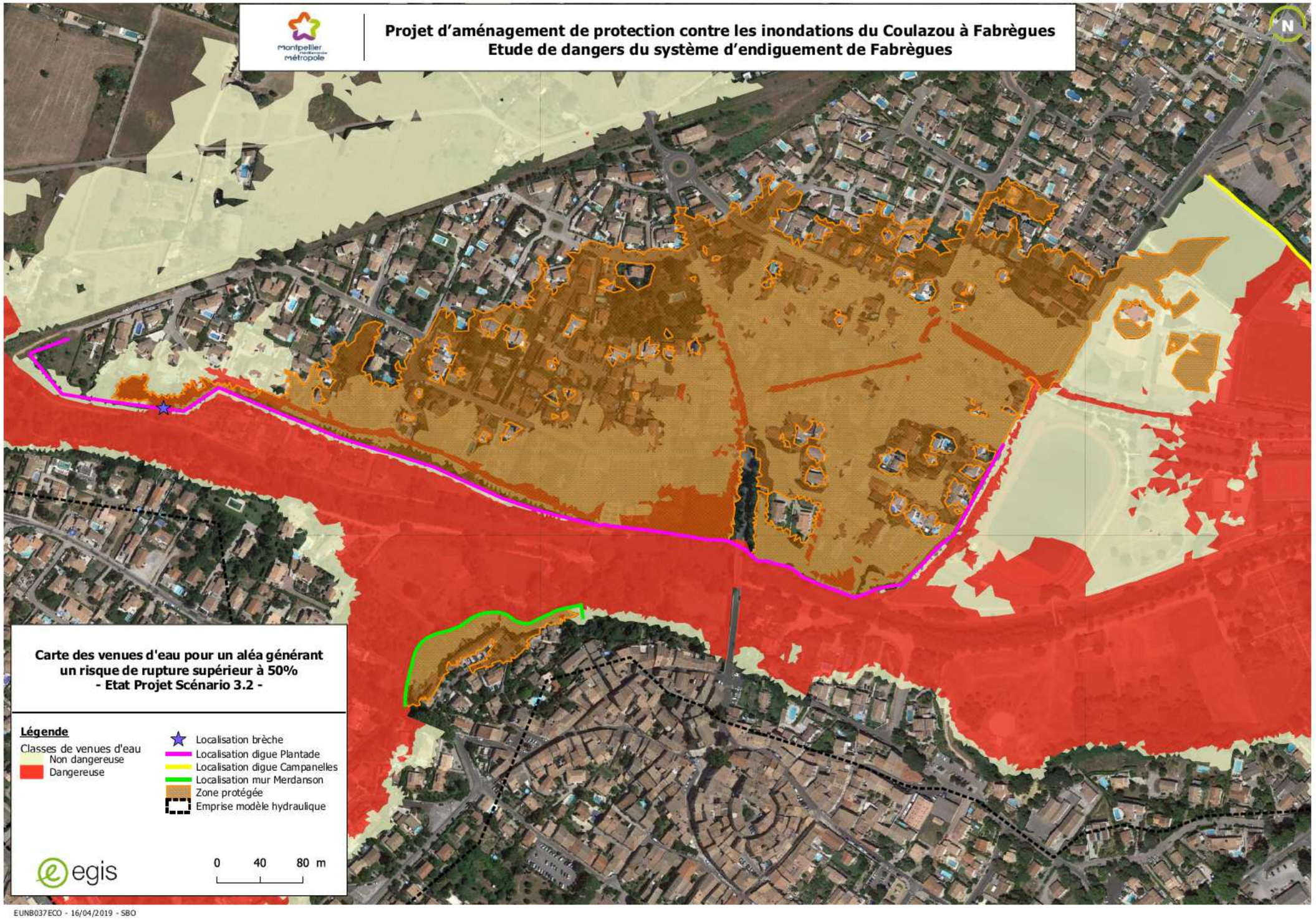


Figure 189 : Scénario 3.2 – carte des venues d'eau - Zoom



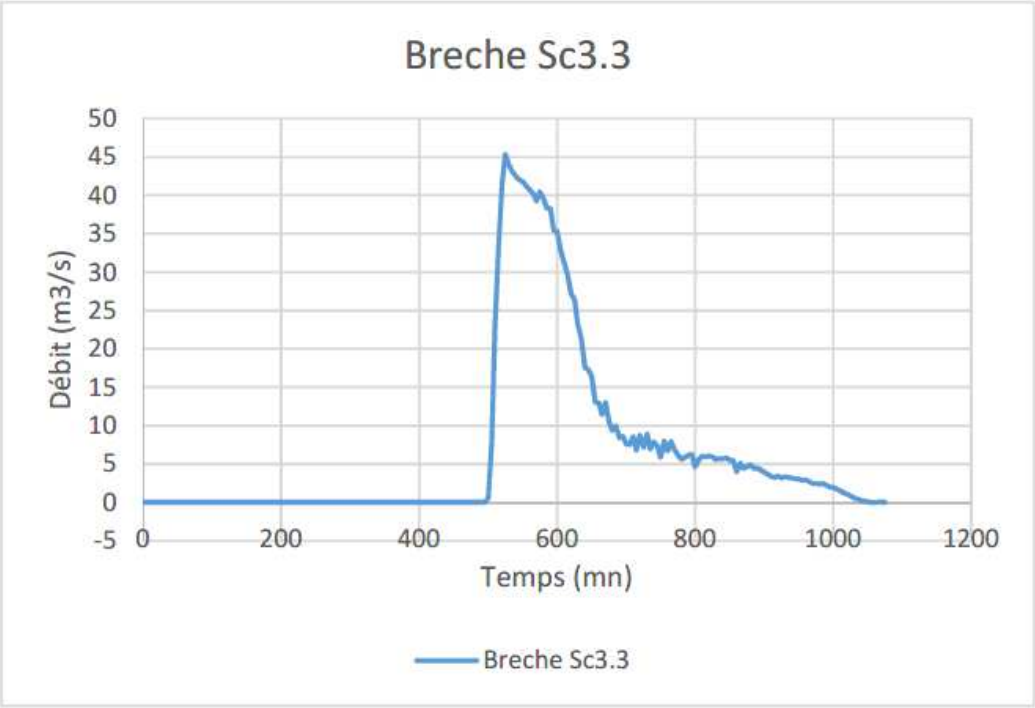
8.3.2.3 Scénario 3.3 sur la digue des Campanelles

8.3.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation sur la digue des Campanelles,
- Mode de rupture : rupture par érosion interne,
- Longueur de la brèche : 20 m,
- Hauteur de la brèche : 1,70 m,
- Durée d'ouverture totale : 30 mn,
- Niveau atteint au droit du lieu de référence : > 25.08 m NGF,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 45.3 m^3/s,

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 190 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.3)



Les cartes de hauteurs d'eau et de vitesses sont jointes ci-après. Des cartes de propagation de l'onde sont également jointes.

Figure 191 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.3

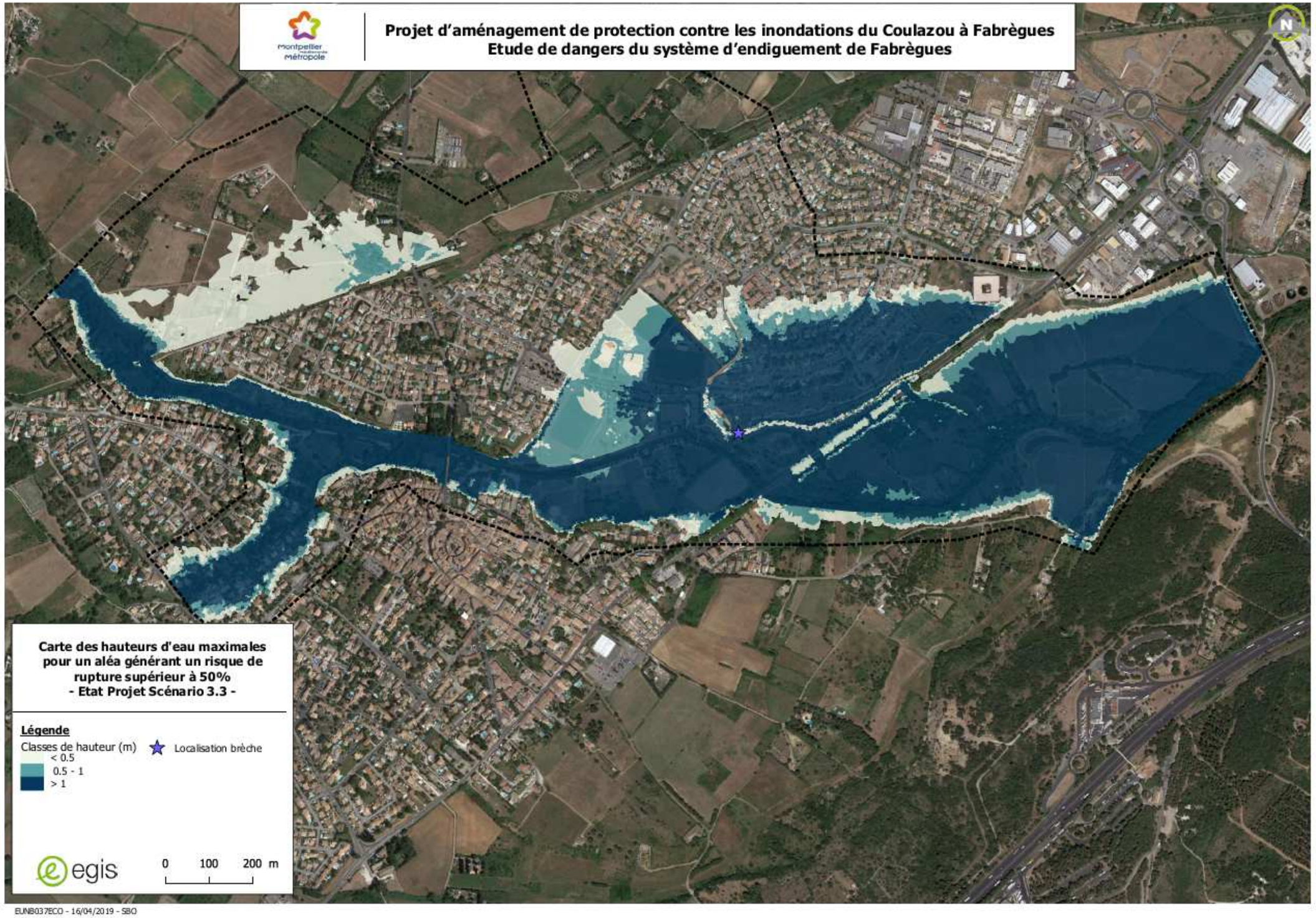


Figure 192 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.3

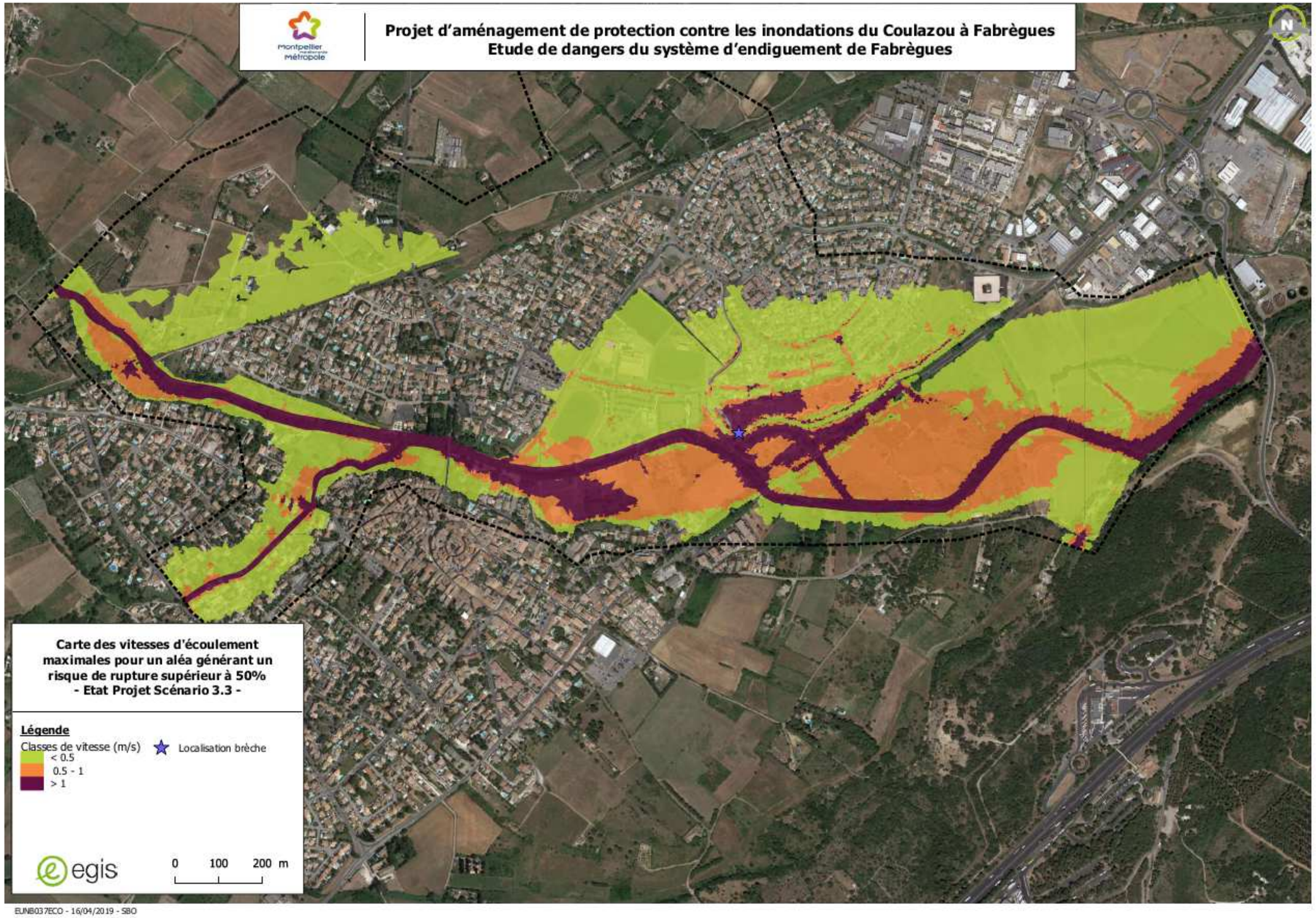


Figure 193 : Scénario 3.3 – Cartes d'évolution de la crue

T = 1 h



T = 2 h



T = 3 h



T = 4 h



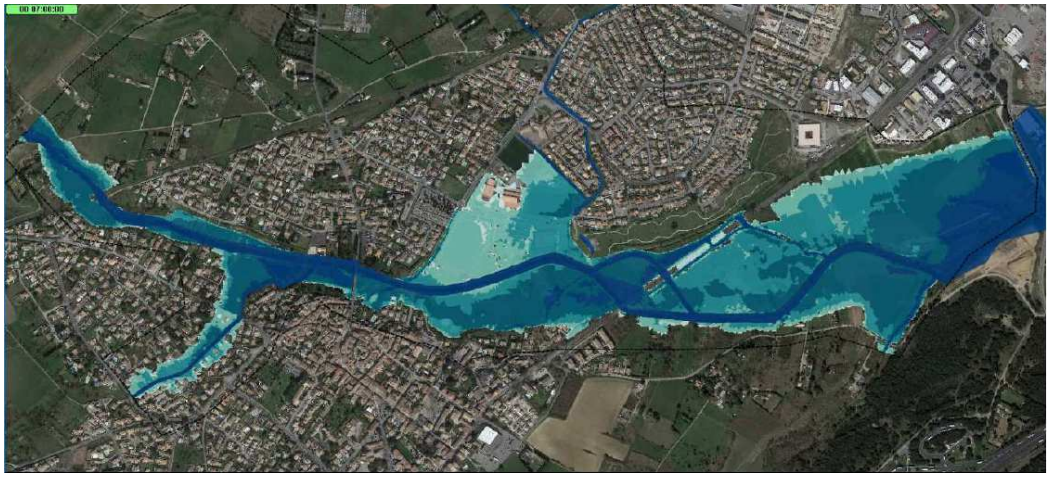
T = 5 h



T = 6 h



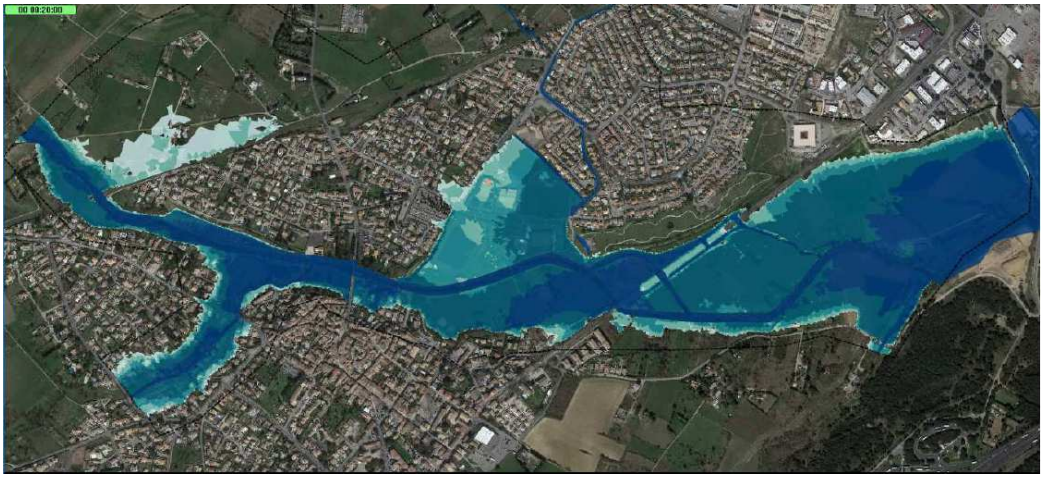
T = 7 h



T = 8 h



T = 8 h 20



T = 8 h 30



T = 8 h 45



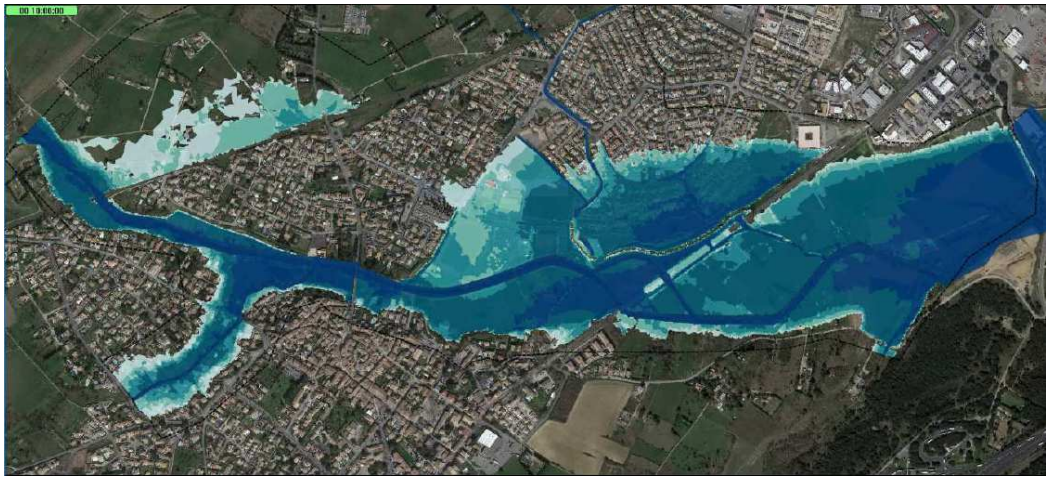
T = 9 h



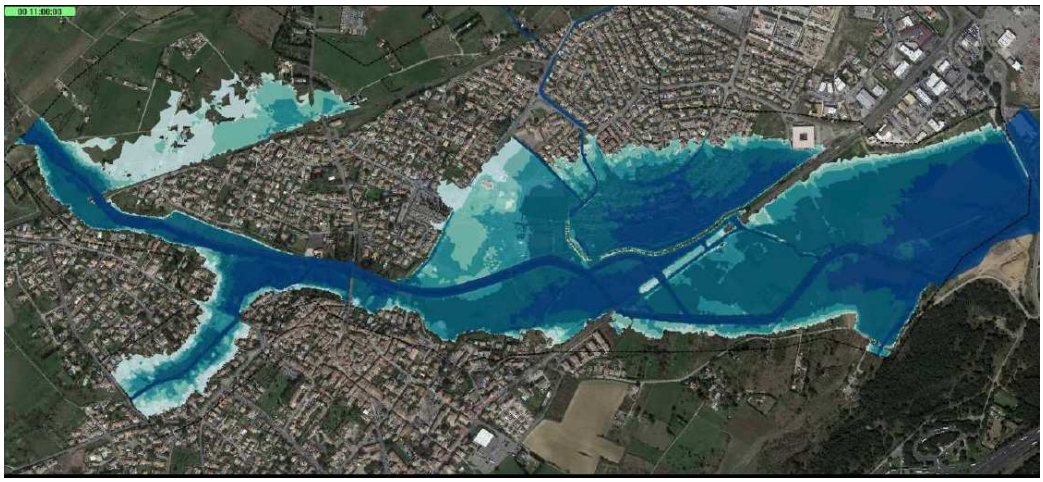
T = 10 h



T = 11 h



T = 12 h



Ces cartes d'évolution de la crue montrent que les premiers débordements ont lieu pour T = 3 h. Les premières habitations situées dans la zone protégée sont inondées pour T 8 h.

8.3.2.3.2 Carte des aléas

La carte ci-après met en évidence, pour le scénario de rupture, les différentes zones d'aléa.

8.3.2.3.3 Evaluation de la population mise en danger

La vulnérabilité des enjeux s'appuie le comptage de la population susceptible d'être en danger du fait de la défaillance du système d'endiguement.

Le comptage est établi en prenant en compte l'aléa hydraulique auquel sont exposées les personnes, de façon à intégrer le fait que toutes les personnes inondées ne se trouvent pas forcément en danger.

Le tableau ci-dessous présente l'estimation de la population théoriquement impactée par le scénario n° 3.3.

Tableau 81 : Estimation de la population impactée par le scénario 3.3

	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort	Total
Population inondée	55	64	197	13	**329**
Population en danger	3	19	138	12	**172**

Ainsi, la population inondée du fait du scénario d'inondation n° 3.3 est évaluée, après analyse détaillée, à 329 personnes, dont 172 personnes sont susceptibles d'être en danger.

Aucun ERP ou établissement de gestion de crise n'est impacté par ce scénario de défaillance.

8.3.2.3.4 Carte de venues d'eau

La carte de venues d'eau est présentée dans le chapitre 10 (Figure n° 207).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

Figure 194 : Scénario 3.3 – carte d'aléas

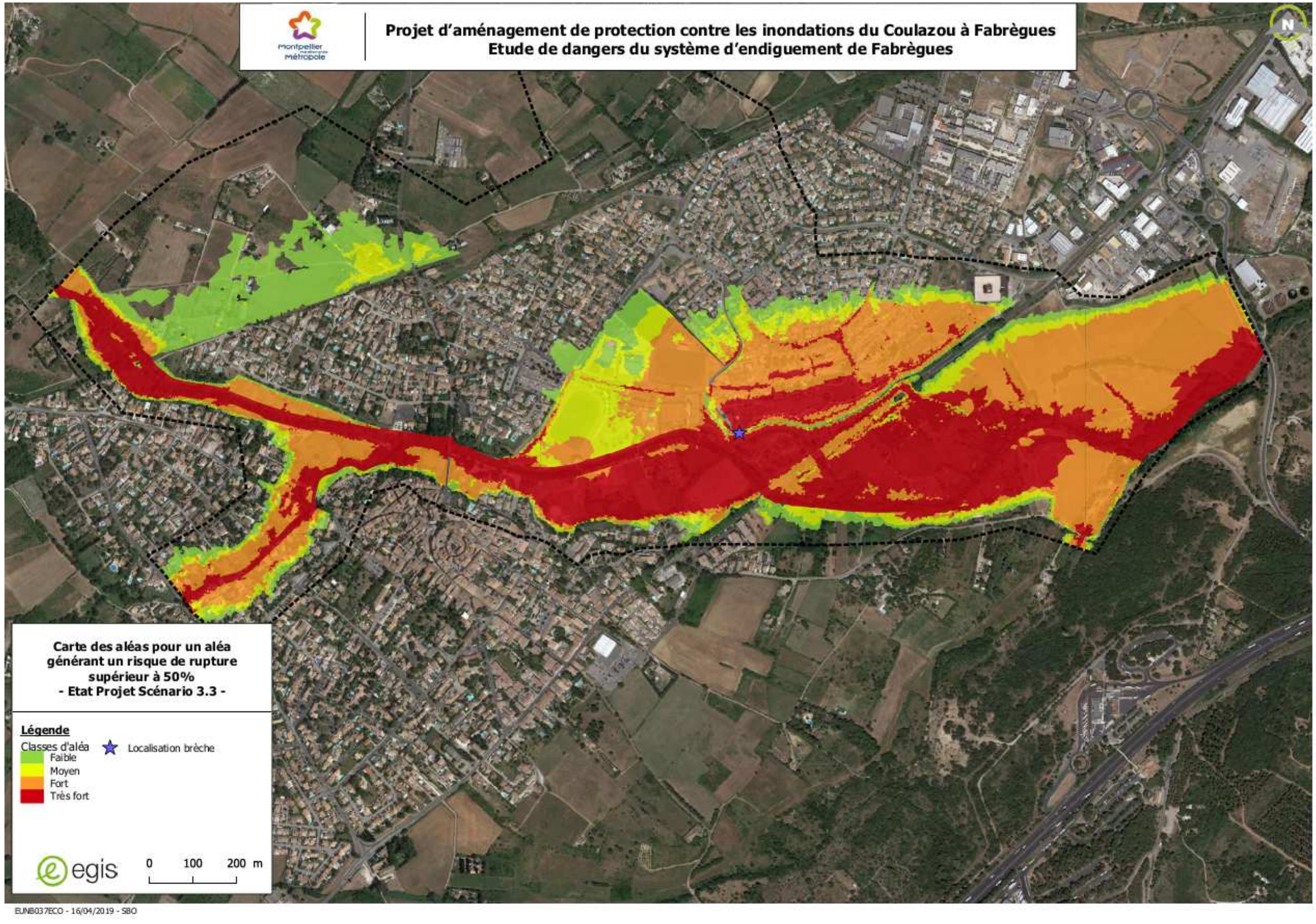
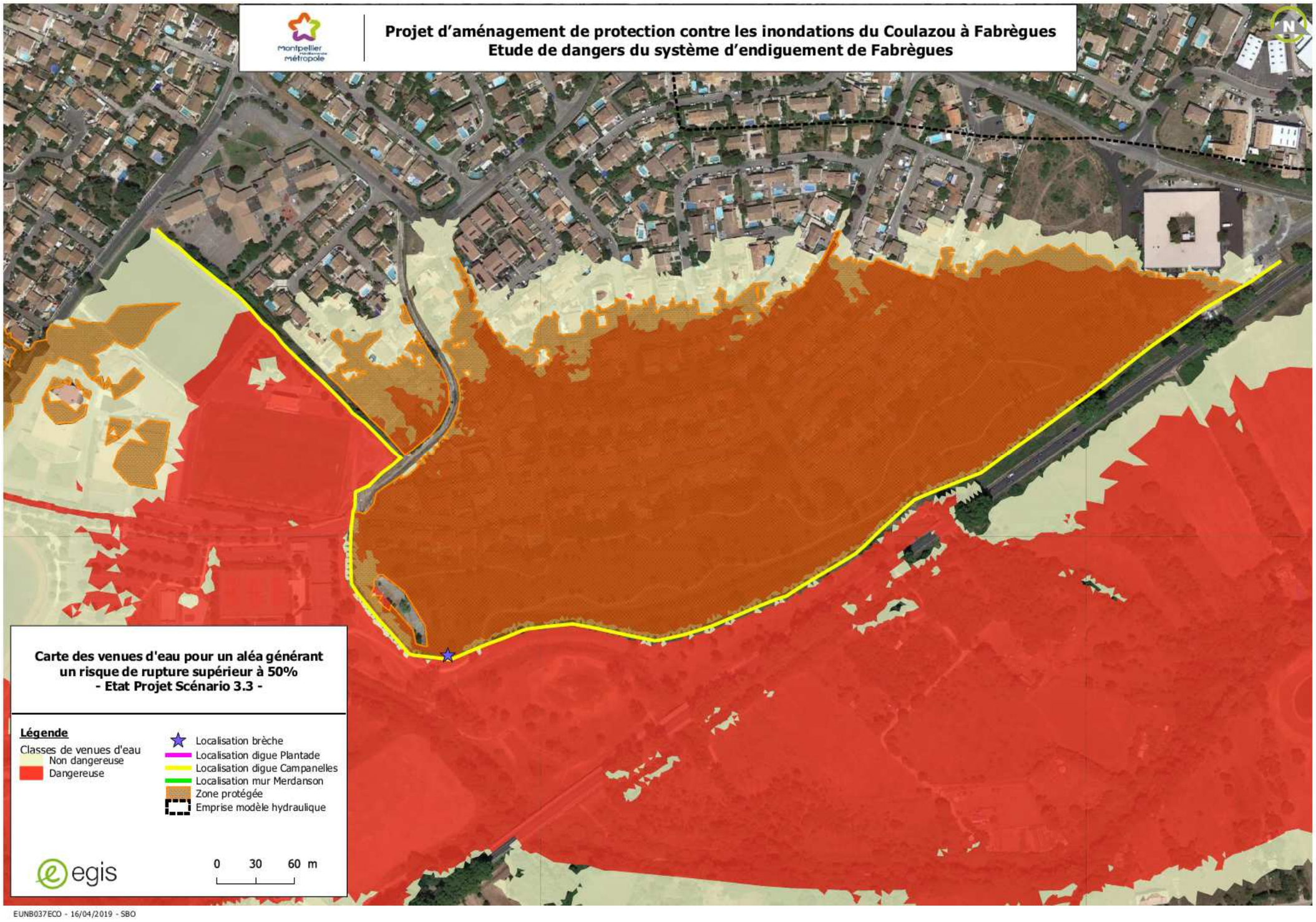


Figure 195 : Scénario 3.3 – carte de venues d'eau - Zoom



8.4 Scénario 4 : Aléa de référence du PPRI

Le scénario 4 est représentatif du comportement du système d'endiguement quand se produit l'aléa de référence du Plan de Prévention des Risques naturels inondation ou littoraux quand un tel plan existe.

Les hypothèses hydrologiques prises en compte dans le cadre de l'élaboration du PPRI correspondent à une concomitance de crues centennales sur le Coulazou et sur le Merdanson.

La carte des venues d'eau pour l'aléa de référence est jointe dans le chapitre 10 (Figure n° 208).

Sont distinguées :

- les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s.

9. Présentation et analyse de l'organisation mise en place par le gestionnaire pour l'exercice de ses fonctions

9.1 Adéquation des moyens mis en place pour la surveillance et l'entretien courant avec l'objectif de protection garanti

9.1.1 Présentation du gestionnaire

Le gestionnaire et propriétaire des digues constitutives du système d'endiguement du Coulazou à Fabrègues est **MONTPELLIER MEDITERRANEE METROPOLE**. La collectivité sera nommée « 3M » dans la suite du document d'organisation.

Pour répondre aux missions de la compétence GEMAPI, instaurée par la loi MAPTAM de 2014, 3M a créé un service dédié notamment à la gestion des ouvrages de protection contre les inondations. Ce service est présenté ci-après.

Le gestionnaire du futur système d'endiguement de Fabrègues est 3M.

9.1.1.1 Le service Risque Pluvial et Inondations (RPI)

La mission de gestion du système d'endiguement du Coulazou à Fabrègues est assurée par le **Service Risques Pluvial et Inondations** (RPI) de la Direction de L'eau et de l'Assainissement (DEA) de 3M.

Le personnel technique affecté est placé sous l'autorité hiérarchique d'un chef de service.

Ce service rassemble **11 agents**. Son rôle est notamment d'assurer la compétence de Gestion des Milieux Aquatiques et du Risque Inondations dévolue à la Métropole.

Une équipe de 3 techniciens et 1 agent de maîtrise est dévolue à la gestion courante des ouvrages de protection contre les inondations ainsi que l'entretien des cours d'eau. Au travers de marchés à bon de commande, ces agents planifient et suivent les opérations d'entretien courant telles que :

- l'entretien de la végétation sur les ouvrages en remblais,
- les réparations des désordres identifiés notamment lors des visites de surveillance périodique et les visites techniques approfondies,
- l'entretien de la ripisylve des cours d'eau présents sur le territoire de la Métropole,

- l'entretien des seuils en rivière.

9.1.1.2 Organisation du gestionnaire

Le gestionnaire, au travers des activités du service RPI, assure notamment :

- la tenue du dossier d'ouvrage,
- l'inspection des digues à une fréquence régulière,
- l'entretien régulier de la végétation selon les saisons et les besoins,
- la réalisation de visites post-crue,
- la réalisation des Visites Techniques Approfondies des digues.

9.1.1.3 Mesures d'entretien du système d'endiguement mises en place par le gestionnaire

9.1.1.3.1 Entretien des ouvrages en remblai

- Entretien de la végétation

L'entretien des digues consistent en un **débroussaillage régulier** des secteurs de digues constitués en remblais végétalisés :

- Digue de la Plantade : secteur 1 et 3 ;
- Digue des Campanelles : secteur 5 (hors passage rue JM rouan) et 6.

Le fauchage de la végétation se fait à la fréquence de **3 fois par an** : 1 fois avant l'été (prévention incendie), une fois à l'automne, et une fois pour la préparation des visites techniques approfondies.

Le gestionnaire veille également à la non-prolifération de jeunes arbres et arbustes sur la digue.

Ces prestations d'entretien de la végétation sont confiées à l'entreprise titulaire de l'accord-cadre « Travaux d'entretien des cours d'eau » de 3M. La planification et le suivi des opérations d'entretien sont assurés par le service RPI.

- Travaux de réparation des digues en remblais

Le gestionnaire procède aux travaux de réparation courants de la digue lorsque les désordres ne représentent pas un risque important vis-à-vis de la sureté de l'ouvrage (à déterminer par le prestataire en charge de la VTA).

Pour ce faire il dispose d'un accord-cadre « Travaux de terrassement et de génie civil pour la construction et la réparation d'ouvrages hydrauliques et de berges de cours d'eau ».

Que ce soit pour les opérations de débroussaillage ou de réparation courante, chaque intervention des prestataires est renseignée dans le registre d'ouvrage par le gestionnaire.

9.1.1.3.2 Entretien des ouvrages en génie civil

Les secteurs du système d'endiguement constitués d'ouvrage en génie civil sont les suivants :

- digue de la Plantade : secteur 2.1,
- digue des Campanelles : secteur 4 et le secteur 5 (ouvrage cadre du ruisseau des Combes),
- mur du Merdanson : intégralité du secteur 7.

En cas d'usure ou de dégradation le gestionnaire procède à la restauration des ouvrages en génie civil. Pour ce faire il dispose d'un accord-cadre « Travaux de terrassement et de génie civil pour la construction et la réparation d'ouvrages hydrauliques et de berges de cours d'eau ».

Chaque intervention de l'entreprise est renseignée dans le registre d'ouvrage par le gestionnaire.

9.1.2 Consignes écrites

Les consignes écrites ont été rédigées et sont appliquées par MMM sur les digues qu'il gère. La version en vigueur, en date de juillet 2020, est consultable en Annexe n° 6. Celle-ci intègre les réflexions et résultats issus de la présente étude de dangers, ayant conduit à un ajustement des consignes.

Les consignes fixent les instructions de surveillance de chaque ouvrage en toutes circonstances. Ce document permet ainsi de répondre aux exigences réglementaires en matière de suivi et d'entretien des ouvrages classés pour la sécurité hydraulique.

La surveillance des ouvrages permet de détecter et de réparer les désordres afin d'assurer le fonctionnement correct de ces derniers.

9.1.3 Définition des principales procédures qui encadrent l'identification et l'évaluation des principaux risques, la surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances, la gestion des situations d'urgence et la gestion du retour d'expérience

9.1.3.1 Surveillance et entretien périodique des ouvrages en dehors des périodes de crues

Les consignes écrites définissent les modalités d'entretien régulier et de surveillance de son ouvrage.

Cette surveillance, réalisée par le gestionnaire des ouvrages, est réalisée avec une fréquence :

- Trimestrielle pour assurer l'entretien courant des ouvrages et programmer les opérations de débroussaillage,
- Annuelle : cette visite consiste en une inspection méthodique réalisée par un agent ayant une bonne connaissance de l'ouvrage. Cette visite permet le cas échéant de définir les réparations inhérentes aux éventuelles dégradations.

Il est à noter que les ouvrages hydrauliques annexes seront vérifiés de manière régulière par les services de la Direction de l'Action Territoriale de MMM afin de prévenir la formation de dépôts ou d'embâcles et garantir leur fonctionnement (vérification mensuelle des organes mobiles).

L'ensemble du linéaire des digues est parcouru lors des visites périodiques. Les consignes précisent, pour chacune des digues et tronçon par tronçon, les ouvrages et points spécifiques à vérifier. Toutes les parties de la digue, y compris berges et risbermes, ainsi que les seuils du Coulazou sont intégrés à l'inspection.

Un suivi topographique est par ailleurs réalisé annuellement afin de suivre les éventuels phénomènes de tassement.

Ces inspections alimentent le rapport de surveillance, dont le contenu est précisé dans les consignes.

9.1.3.2 Surveillance en période de crue

Les objectifs de la surveillance en crue sont de parer à toute éventualité pendant l'épisode de crue et de recueillir en temps réel des informations permettant une analyse et une synthèse rendant compte de l'état des digues.

Les niveaux de surveillance et de mobilisation correspondent à la montée en puissance du Plan Communal de Sauvegarde de la commune de Fabrègues. Les paramètres considérés sont basés sur l'analyse temps-réel des pluies sur le bassin versant du Coulazou, ce cours d'eau n'étant pas suivi par un Service de Prévision des Crues (seule la Mosson est jaugée à Saint-Jean-de-Védas situé à environ 4 km en aval de la digue des Campanelles).

Une nouvelle station de mesures a été implantée en amont de la passerelle de la Rue Domergue.

9.1.3.2.1 Niveau de veille de temps ordinaire

Pas de risque.

Le gestionnaire prend connaissance régulièrement des bulletins météorologiques nationaux ou locaux et des prévisions de Météo-France pour l'Hérault (www.meteo.fr ou serveur local : 08.92.68.02.34) et bénéficie de l'assistance de Prédict Services pour l'anticipation des phénomènes à risque prévus sur le territoire métropolitain.

9.1.3.2.2 Niveau d'alerte jaune départemental

Suite au passage à un niveau de vigilance jaune sur la carte Météo-France pour l'Hérault, le gestionnaire prend connaissance d'une évolution possible vers un temps pluvio-orageux au cours des 2 prochains jours. Le but de ce suivi est de détecter toute évolution qui laisse craindre un évènement défavorable sur le secteur de Fabrègues. De plus, le gestionnaire bénéficie de l'assistance de Predict Services pour l'anticipation des phénomènes à risque.

Le gestionnaire :

- Accroit sa vigilance par consultation régulière de la carte de vigilance nationale de Météo-France,

- Relève et rapproche l'ensemble des informations météorologiques :
  - De Météo-France (www.meteo.fr ou serveur vocal : 08.92.68.02.34),
  - De la société Predict Services (04.67.17.11.11).

9.1.3.2.3 Niveau d'alerte orange départemental Pluie/inondations

La carte Météo-France passe au niveau d'alerte orange pour le département de l'Hérault.

Le gestionnaire :

- Met en place son poste de commandement (Cadre d'astreinte hydrométéo : 06.23.74.17.16 – Direction de l'Eau et de l'Assainissement : Mme Florence Fuchs-Jesslen : 06.22.29.01.08, Mme Heinimann-Luna : 06.12.75.38.66),

- Relève et rapproche l'ensemble des informations météorologiques :
  - De Météo-France (www.meteo.fr ou serveur local : 08.92.68.02.34),
  - De la société Prédict Services (04.67.17.11.11),

- Assure un point régulier avec les services de la Préfecture et désigne un représentant pour la Préfecture joignable 24h/24,

- Prévient l'entreprise d'astreinte pour s'assurer de pouvoir mobiliser les moyens nécessaires à d'éventuels travaux d'urgence : STPB (O6.12.88.20.27) – marché à commande n° 4069EA15,

- Tient régulièrement informée l'astreinte Espace Public de la Métropole pour vérifier la bonne mise en œuvre des moyens à l'échelle communale.

9.1.3.2.4 Début de la décrue

Le gestionnaire :

- Continue sa vigilance par consultation régulière de la carte vigilance nationale de Météo France,

- Relève et rapproche l'ensemble des informations météorologiques :
  - De Météo-France (www.meteo.fr ou serveur local : 08.92.68.02.34),
  - De la société Prédict Services (04.67.17.11.11),

- Est en relation permanente avec la commune et la Préfecture.

Si Météo-France annonce un deuxième évènement très rapproché, le gestionnaire lance une inspection rapide des points les plus à risque et prend les décisions consécutives aux constats de terrain (lancement de travaux urgents, …).

9.1.3.2.5 Retour à la situation de veille de temps ordinaire

Le gestionnaire reprend la vieille indiquée au chapitre 9.1.3.2.1 et dresse le 1er bilan de l'épisode inondation.

9.1.3.3 Visites post-crue

Suite à une crue de Coulazou, une visite post-crue sera réalisée dès lors que :

- Le niveau du Coulazou atteint le haut de berge au droit du lac d'agrément, ce qui correspond à une hauteur d'eau de 1.65 m à la sation de Fabrègues. Les digues de la Plantade et des Campanelles ne sont pas sollicitées pour un tel niveau, mais les berges peuvent avoir été dégradées,

- La pluviométrie locale atteint 100 mm/24 h.

L'objet de cette visite est d'établir une première constatation rapide des désordres éventuels générés par l'épisode de crue afin d'anticiper sur les réparations à mettre en œuvre le cas échéant.

Les visites post-crues sont réalisées par un agent du Service Risque Pluvial et Inondations de 3M. Si les conditions météorologiques le permettent (i.e. temps sec annoncé pour les jours suivants), les visites sont effectuées dans les 48 h qui suivent l'évènement pluvieux.

De la même manière que lors d'une visite d'inspection visuelle programmée, la visite post-crue consiste à parcourir l'ensemble du système d'endiguement et d'annoter tous les désordres générés par l'évènement pluvieux. Chaque constat est accompagné d'une photo.

La visite post-crue fera l'objet d'une **fiche de visite post-crue**, sur le modèle d'une fiche de visite programmée qui livrera, en plus de la compilation de toutes les observations de terrain, les propositions de travaux de réparation, le cas échéant.

Si le Coulazou atteint 3 m à la station de Fabrègues, une visite post-crue est effectuée selon les dispositions présentées au $9.3 « Consitions entraînant la réalisation d'un rapport consécutif à un épisode de crue important » des consignes écrites.

9.1.3.4 Visites post-séismes

D'après le zonage sismique défini par les articles R.563-1 à R.563-8 du code de l'environnement, Montpellier et le territoire de la Métropole se situent en zone 2 (sismicité faible).

Le gestionnaire est en mesure d'être alerté dans un délai inférieur à 24 heures de la survenance d'un séisme de plus de 6,5 sur l'échelle de Richter sur le territoire national métropolitain et de tout séisme de plus de 4 sur l'échelle de Richter dans le périmètre rapproché de l'ouvrage par la voie d'information (messages radio, information locale, information par la préfecture aux collectivités territoriales).

Le cas échéant le gestionnaire consultera le bulletin émis par « *Le Bureau Central Sismologique Français* ».

Dans le cas d'un séisme de magnitude supérieure à 5, avec un épicentre distant de moins de 50 km, le service RPI réalisera une visite d'observation immédiate et fera réaliser dans les plus brefs délais une mesure d'auscultation complète (y compris topographique).

9.1.4 Moyens d'information sur les crues ou les tempêtes

9.1.4.1 Prévisions météorologiques – Rôle de l'astreinte Hydro-Météo de 3M

Le gestionnaire dispose d'un service d'astreinte dédié au risque inondation - appelé astreinte Hydro-Météo (HM) - joignable 7/7 et 24h/24 :

Cette astreinte est assurée par les cadres de la DEA. Sa mission est d'assurer l'anticipation du risque inondation sur le territoire de la Métropole. L'agent d'astreinte fait l'interface entre les sociétés de prévisions météorologiques et les services techniques de la Métropole afin de délivrer à ces derniers une analyse pertinente du risque d'inondations sur le territoire. L'agent d'astreinte prend part au Poste de Commandement de Crise lorsque son ouverture est enclenchée par les autorités de la Métropole.

En termes de moyens matériels, l'agent d'astreinte dispose d'un téléphone portable dédié, un téléphone satellitaire, d'un ordinateur portable et d'un véhicule de service pour ses déplacements.

Au travers de marchés de prestations de service, l'agent d'astreinte dispose d'outils informatiques adaptés à la gestion du risque inondation :

- le site extranet « **Météo France Pro** » et les outils de « **Predict Services** » : prévisions locales à J+3, images radar, alertes par SMS personnalisées, prévisionnistes joignable 24h/24,
- la supervision externalisée « **E-Vigilance** » : accès en temps réels aux données des stations de mesures installées sur les bassins versants du Lez et de la Mosson (hauteurs, débits, pluviométrie),
- l'outil de surveillance et de gestion du risque hydrologique « **Ville En Alerte** » : acquisition de données en temps réel, prévisions des aléas, identification du scénario de risque inondation, partage d'informations en temps réel.

9.1.4.2 Stations de mesures du gestionnaire

Montpellier Méditerranée Métropole dispose d'un marché de prestations de service pour le développement de son parc de mesures déployé sur le territoire de la Métropole, ainsi qu'un marché dédié à la maintenance de l'ensemble des stations de mesures.

Deux stations de mesures sont installées sur le Coulazou. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Station du Coulazou

  Cette station a été installée en février 2019 sous le pont de Beaulieu à Cournonterral (RD5), soit à environ 4 km en amont du système d'endiguement de Fabrègues. **De par sa localisation, cette station de mesures permet au gestionnaire d'être alerté par la montée en crue du Coulazou avant que celle-ci n'atteigne l'agglomération de Fabrègues.**

  Elle est équipée d'un **capteur de mesure de hauteur d'eau par ultrason**. La sonde est installée sur une potence fixée sur le tablier du pont.

  Les données sont envoyées à la supervision de Ville En Alerte par liaison radio (GSM) et téléphonique (3G/4G).

  Une **échelle limnimétrique** de 4m de hauteur est installée sur la pile du pont de Beaulieu, sa lecture se fait depuis la rive droite du Coulazou.

  A noter que l'automate d'acquisition ne calcule pas le débit du Coulazou pour les hauteurs mesurées.

Figure 196 : Localisation de la station « Coulazou » à Cournonterral



Photo 24 : Sonde ultrason installée sur poteau en inox



Photo 25 : Echelle limnimétrique



- Station de Fabrègues

  Cette station a été installée en février 2019 au droit du lac d'agrément de Fabrègues, en rive droite du Coulazou, à quelques mètres en amont de la passerelle piétonne rue Domergue. **De par sa localisation, elle est la station de référence du gestionnaire pour le déclenchement de ses niveaux d'intervention en cas de crue.**

  Elle est équipée :

  - D'un automate Eco500 logé dans un tube en acier de 90 mm de diamètre et de 4 m de hauteur,
  - D'une sonde piézorésistive installée dans le fond du lit du Coulazou,
  - D'une échelle limnimétrique installée en deux parties : l'une posée sur la berge du Coulazou (graduation 0 à 1.65 m) et l'autre installée verticalement sur un poteau en inox (graduation 1.65 – 3.65 m). Cette échelle est lisible depuis la rive gauche. Le zéro de l'échelle est calé à 18.85 m NGF.
  - D'un panneau solaire au sommet du mât, pour l'alimentation électrique.

Les données sont envoyées à la supervision de Ville En Alerte par liaison radio (GSM) et téléphonique (3G/4G).

La fiche descriptive de la station est jointe en Annexe n° 8.

Figure 197 : Point de référence de mesures sur le Coulazou - Localisation



Le choix de ce site de mesures résulte de l'«étude préalable à la pose d'Echelles limnimétriques sur le bassin versant du Lez » réalisée par le Syble en 2017.

Photo 26 : Echelle limnimétrique sur berge (0 – 1.65 m)



Photo 27 : Echelle limnimétrique sur poteau (1.65 – 3.65 m)



9.1.5 Niveaux de vigilance

Tableau 82 : Déclenchement de la vigilance

3M : Montpellier Méditerranée Métropole **RPI : Service Risque Pluvial et Inondations** **AHM : Astreinte Hydro-Météo**

DECLENCHEMENT DE LA VIGILANCE	**Hérault en vigilance orange (Météo France)** **Hauteur du Coulazou > 1 m (Station Fabrègues)**

Fonctionnement des ouvrages	**Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole**	**Actions à engager par la ville de Fabrègues (cf. PCS 2018)**
Début de l'événement pluvieux. Le Coulazou amorce sa crue. **Surveiller son avancée vis-à-vis du haut de berge en rive droite (1,6 m).**	• **Le service RPI communique à la DREAL le nom du ou des agents joignables hors heures ouvrables pour cet événement.** • Se tenir informé de l'évolution météorologique auprès de Météo France et Prédict Services o AHM envoie des bulletins sur le risque local aux services de 3M et aux communes o AHM tient informé la préfecture de l'évolution météorologique • Faire un point sur la situation avec les agents chargés de la surveillance des ouvrages (service RPI) o Prévoir une mobilisation d'une équipe sur site. • **Consulter régulièrement l'évolution du Coulazou sur Ville en Alerte (**https://ville-en-alerte.montpellier3m.fr/**)** : o à la station « Coulazou » (pont RD5 à Cournonterral, 4km en amont) o à la station de « Fabrègues » (lac de Fabrègues)	• PRENDRE en considération les messages relatifs aux risques (PREDICT, Météo-France, Préfecture, bulletin de l'astreinte HM de 3M) • CONSULTER le niveau du Coulazou à la station de Cournonterral • PREALERTE et ouverture de la CELLULE DE CRISE RESTREINTE : sur initiative du Maire • FERMER o La RD185E1 pour anticiper les débordements du Coulazou sur le Pont Romain • INFORMER les enjeux exposés aux crues de la Mosson

Tableau 83 : Niveau 1 : engagement des actions

NIVEAU 1 : ENGAGEMENT DES ACTIONS	**Hauteur du Coulazou >= 1,65 m ⇔ 20,5 mNGF (Station de Fabrègues)**	
Fonctionnement des ouvrages	**Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole**	**Actions à engager par la ville de Fabrègues (cf. PCS 2018)**
Le Coulazou déborde dans son lit majeur (hauteur des berges à la station de Fabrègues = 1,65 m) **Les digues de la Plantade et des Campanelles ne sont pas encore sollicitées.** **Mur du Merdanson :** début de la sollicitation de l'ouvrage **Le tirant d'air sous la passerelle piétonne rue Domergue = 35 cm.**	• **MOBILISER** une équipe du service RPI à Fabrègues : o RPI mobilise une équipe pour circuler sur l'ensemble du linéaire des digues (cf. parcours visite de surveillance au 5.1.3) o Vérifier la bonne évacuation des eaux pluviales par les conduites traversant les digues et que les clapets anti-retour ne soient pas bloqués o Vérifier qu'aucun embâcle ne se forme sous la passerelle piétonne rue Domergue • **ALERTER** les riverains du Merdanson habitant à la **rue du Vatican** (RPI/Ville) • **PREVENIR** : o L'astreinte de l'entreprise de travaux d'une possible mobilisation (cf. contacts en annexe 3) • **INFORMER** : o la ville de Fabrègues de la mobilisation du gestionnaire, des éventuels désordres observés et des besoins en renfort pour la surveillance des ouvrages ;	• MOBILISER la Cellule de Crise Municipale : sur initiative du Maire • MOBILISER des agents communaux pour la surveillance des cours d'eau et FERMETURE des voiries si nécessaire : o Coulazou, sur RD185, pont Romain o Merdanson, sur Chemin de Courèches et Avenue de Cournonterral o Ruisseau de Brue sur la RD613 o L'Aiguerelle : passage à gué Chemin du Mas de Madier • La Cellule de Crise Municipale décide de la nécessité de déclencher la PHASE 1 de son PCS : o Information des enjeux exposés par haut-parleurs mobiles et/ou passage de référents o Retrait des véhicules stationnés au stade o Mise en sécurité des personnes exposées (riverain du Merdanson dans un 1er temps) o Ouverture de la salle polyvalente

	○ le service de contrôle de la DREAL de la situation (équipes mobilisés, constats, évolution météo…). • **MAINTENIR** la surveillance hydro-météo tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance »	

Tableau 84 : Niveau 2 : renforcement du dispositif

NIVEAU 2 : RENFORCEMENT DU DISPOSITIF	**Hauteur du Coulazou >=3,4 m ⇔ 22,25 mNGF (Station Fabrègues)**	
Fonctionnement des ouvrages	**Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole**	**Actions à engager par la ville de Fabrègues (cf. PCS 2018)**
Digue de la Plantade : début de sollicitation des ouvrages (passerelle rue Domergue) La passerelle piétonne (rue Domergue) est submergée de plus d'1,2 m d'eau. **Digue des Campanelles** : environ 1 m d'eau contre la digue sur le parcours de santé. Suivant l'intensité de pluie, le ruisseau des Combes commence à alimenter le fossé pluvial derrière la digue des Campanelles **Mur du Merdanson :** environ 2,5 m d'eau contre le mur. **NB : Le niveau de protection du système d'endiguement est atteint pour un niveau d'eau de 5,23 m**	• **FAIRE EVACUER les habitants de la rue du Vatican (ville)** • **MAINTENIR LA SURVEILLANCE** des ouvrages avec l'aide des agents de la ville de Fabrègues : Les points de contrôle prioritaires sont notamment (cf. plus bas pour les accès) : o Digue de la Plantade : aval du secteur 1 (chemin du Rat de Melou) et secteurs 2.1 et 2.2 => l'observation se fait depuis le pont de la RD27 o Digue des Campanelles : Secteur 6, parcours de santé => surveillance par cheminement sur la crête de l'ouvrage. o Mur du Merdanson : observation depuis la crête de digue de la Plantade et/ou avenue de Cournonterral • **INFORMER :** la Préfecture et le service de contrôle de la DREAL de la situation (RPI) ; • **ANTICIPER l'atteinte du niveau de protection du système d'endiguement (RPI)** o **Si le risque est avéré, prévenir la ville de Fabrègues du risque vis-à-vis des zones protégées** • **MAINTENIR** la surveillance hydro-météo tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance »	• La Cellule de Crise Municipale décide de la nécessité de déclencher la PHASE 2 de son PCS : o fermeture de l'ensemble des routes inondées o mise en sécurité des personnes les plus exposées o évacuation de la maison de retraite o ouverture des salles d'accueil (groupes scolaires, collègue…) • **A la demande de la Métropole : faire évacuer les riverains du Merdanson** • La phase 2 du PCS consiste notamment : o à l'évacuation des personnes exposées au risque inondations sur le secteur de la Plantade ; o à l'ouverture anticipée de tous les centres d'accueils à la préparation des ravitaillements ; o à l'alerte des populations exposées sur le secteur des Campanelles. • MAINTENIR la surveillance des cours d'eau

(24,08 mNGF) à la station de Fabrègues.	○ A ce stade le PC Crise de la Métropole est ouvert et l'AHM y participe ;	

Figure 198 : Carte d'inondation pour la crue centennale – itinéraire d'accès à la digue de la Plantade



Figure 199 : Carte d'inondation pour la crue centennale – itinéraire d'accès à la digue des Campanelles



Tableau 85 : Niveau 3 : niveau de protection des ouvrages

NIVEAU 3 : NIVEAU DE PROTECTION DES OUVRAGES		Hauteur du Coulazou = 5,2 m ⇔ 24,1 mNGF (Station Fabrègues)
Fonctionnement des ouvrages	**Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole**	**Actions à engager par la ville de Fabrègues (cf. PCS 2018)**
Le niveau de protection du système d'endiguement du Coulazou est atteint (Plantande, Merdanson, Campanelles) Le ruisseau des Combes déborde sur le parcours de santé. La surverse des digues intervient pour un niveau de 6,25 m à la station de Fabrègues	• **STOPPER la surveillance sur la crête des Digues :** o La surveillance se poursuit depuis le pont de la RD27 pour la digue de la Plantade, et depuis le parcours de santé pour la digue des Campanelles ; • **ANTICIPER la surverse des digues (6,25 m à la station de Fabrègues) :** o RPI contacte l'AHM pour obtenir des informations sur l'évolution des intempéries ; o Si le risque est avéré, prévenir la Cellule de Crise Municipale de la nécessité d'évacuer les enjeux exposés aux inondations ; o Dans ce cas les agents se mettent en sécurité dans le centre village en rive droite en passant par le pont de la RD27 • **MAINTENIR** la surveillance hydro-météo tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » • **INFORMER** la Préfecture et la DREAL de la situation et de la mobilisation des agents. • **RESTER EN CONTACT** permanent avec la Cellule de Crise Municipale	• La phase 2 du PCS est enclenchée. La Cellule de crise municipale procède notamment : o à l'évacuation des personnes exposées au risque inondations sur le secteur de la Plantade ; o à l'ouverture anticipée de tous les centres d'accueils à la préparation des ravitaillements ; o à l'alerte des populations exposées sur le secteur des Campanelles. • **A la demande de la Métropole : FAIRE EVACUER les enjeux exposés aux inondations dans les quartiers de la Plantade et des Campanelles**

Tableau 86 : Fin de la crue

FIN DE LA CRUE	**Hérault en vigilance jaune ou verte** **Hauteur du Coulazou <1,5 m (Station de Fabrègues)**

Fonctionnement des ouvrages	**Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole**	**Actions à engager par la ville de Fabrègues (cf. PCS 2018)**
Les digues de la Plantade et des Campanelles ne sont plus sollicitées. La zone du Lac est hors d'eau.	• MAINTENIR la surveillance hydro-météo tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » • REPRENDRE la surveillance des ouvrages : ○ Si les prévisions météorologiques le permettent, réaliser une **visite post-crue** telle que décrite au 6.1 • ENGAGER les travaux de réparation d'urgence si nécessaire • INFORMER la Préfecture et la DREAL des désordres constatés le cas échéant • Si le niveau de vigilance 2 a été atteint, **FAIRE REALISER une VTA** par un bureau d'études spécialisé • **Organiser une réunion de DEBRIEFING interne dans les plus brefs délais**	• Réouverture des routes ; • Gestion de la sécurité sanitaire (eau potable…) ; • Accompagnement des sinistrés, proposition de relogement si nécessaire ; • Nettoyage.

9.1.6 Procédures d'information et de communication avec les autorités compétentes pour la mise en sécurité des populations en période de crue ou de tempête

9.1.6.1 Information préventive

La prévention des risques majeurs commence par l'information et en ce qui concerne le risque inondation, elle est essentiellement réalisée par :

- **La Préfecture via le Dossier Départemental des Risques Majeurs (DDRM)** : c'est une première étape dans cette information du citoyen. Il précise pour chacune des communes concernées du département, le ou les risques naturels ou technologiques auxquels ses habitants peuvent un jour être exposés. Il mentionne les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde et décrit les actions engagées. Il relate également un historique des événements les plus marquants survenus dans le département.

  Ce document est établi par le préfet et transmis aux maires de chaque commune concernée. Il est consultable sur le site internet de la préfecture de l'Hérault :

  http://www.herault.gouv.fr/Publications/Etudes-Cartes-Donnees/Atlas cartographique/Risques/Dossier-Departemental-des-Risques-Majeurs-DDRM

  Dans le DDRM (2012) de l'Hérault, la commune de Fabrègues est concernée par les risques suivants : feu de forêt (moyen), inondation (fort), séisme (2 – faible), transport de marchandises dangereuses.

  Le DDRM rappelle l'historique des principales crues dans le département de l'Hérault et fournit des consignes individuelles de sécurité en cas d'inondation (signal d'alerte, mise à l'abri, consignes en cas d'évacuation…).

  L'outil national CARMEN met en évidence le niveau de sensibilité au risque inondation selon l'AZI (Atlas des Zones Inondables).

- **L'Etat** via son Service de Prévision des Crues Grand Delta (SPC) Méditerranée Ouest. Il consiste à organiser la surveillance, la prévision et la transmission des informations sur les crues au public avec l'outil VIGICRUE. Cet outil cartographie les cours d'eau dont la Mosson en situation de risque de crue. Le Bulletin du SPC Méditerranée Ouest est accessible à tous les citoyens sur http://www.vigicrues.gouv.fr/

  Il informe notamment sur les crues du Lez et de la Mosson. Dès que la montée des eaux le justifie ou que l'état d'alerte menace d'être atteint, le gestionnaire du Système d'Endiguement avertit le maire qui est chargé de procéder à l'alerte de leurs administrés (y compris établissements scolaires, établissements recevant du public, installations classées pour la protection de l'environnement), à leur mise en sécurité (évacuation préventive) et qui se doivent de déclencher, le cas échéant, les mesures du plan communal de sauvegarde.

C'est le préfet qui décide de la mise en œuvre de l'organisation des secours prévue par le plan ORSEC Inondation (Organisation de Réponse de Sécurité Civile), loi du 13 août 2004 et décret n° 2005-1157 du 13 septembre 2005.

Au niveau communal, c'est le maire qui est responsable de l'organisation des secours (mise en œuvre de son Plan communal de Sauvegarde (PCS), décret n° 2005-1156 du 13 septembre 2005).

- **La Métropole** via son service de surveillance des crues.
  3M a passé un abonnement avec la société Prédict Services relatif au service d'assistance en temps réel pour la gestion des risques hydrométéorologiques. Les prestations portent sur l'établissement d'un diagnostic initial des risques et des enjeux sur le territoire et permettent, en temps réel, de disposer :

  - d'une information anticipée et personnalisée,
  - d'une analyse de la situation hydrométéorologique,
  - d'éléments d'aide à la décision opérationnelle,
  - d'accès au service d'astreinte Prédict et à la plateforme d'information et de visualisation de l'évènement.

Deux stations de mesures sont installées sur le Coulazou. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Station du Coulazou

Cette station a été installée en février 2019 sous le pont de Beaulieu à Cournonterral (RD5), soit à environ 4 km en amont du système d'endiguement de Fabrègues. **De par sa localisation, cette station de mesures permet au gestionnaire d'être alerté par la montée en crue du Coulazou avant que celle-ci n'atteigne l'agglomération de Fabrègues.**

- Station de Fabrègues

Cette station a été installée en février 2019 au droit du lac d'agrément de Fabrègues, en rive droite du Coulazou, à quelques mètres en amont de la passerelle piétonne rue Domergue. **De par sa localisation, elle est la station de référence du gestionnaire pour le déclenchement de ses niveaux d'intervention en cas de crue.**

- **La mairie** via le Document d'Information Communal sur les Risques Majeurs (DICRIM) : chaque commune impactée par un risque majeur doit réaliser ce document qui constitue la deuxième étape d'information du citoyen. Le DDRM doit servir de socle pour la réalisation de ce document essentiel à l'information des citoyens.

  Ce document est établi par le maire et est consultable en mairie et sur le site internet de la commune de Fabrègues.

  Il est rédigé en concomitance avec l'élaboration du Plan Communal de Sauvegarde (PCS) de la commune.

  Pour chacun des risques majeurs encourus sur la commune, le DICRIM précise le risque et les consignes personnelles de mise en sécurité.

- **La mairie** via le Plan Communal de Sauvegarde (PCS) : obligatoire pour les communes dotées d'un Plan de Prévention des Risques Naturels, l'objectif est de mettre en œuvre une organisation prévue à l'avance, au niveau communal, en cas de survenance d'un évènement. L'organisation prévue va coordonner les moyens et services pour optimiser la réactivité de la commune.

  Le PCS prend en compte l'ensemble des risques d'inondation sur la commune. Il prévoit notamment, en fonction de l'évolution des situations à risque, les mesures d'informations de la population, de mise en sécurité des axes routiers et d'intervention de l'ensemble des services communaux. Il encadre aussi les procédures éventuelles d'évacuation de la population vulnérable et d'accueil des sinistrés.
  La commune de Fabrègues dispose d'un PCS.

- **Les établissements scolaires** via le Plan Particulier de Mise en Sûreté (PPMS) :
  Chaque établissement scolaire doit mettre en place un plan particulier de mise en sûreté face aux risques majeurs (circulaire de l'éducation nationale du 29/05/2002). Ce plan prévoit le déclenchement de l'alerte en cas de risque majeur, des consignes de sécurité du personnel et des élèves….

9.1.6.2 Modalités de transmissions d'informations vers les autorités compétentes

Dès lors que la procédure de gestion de crise est enclenchée, les services techniques de la Métropole resteront en contact permanent avec les services de l'état afin de les tenir informés de l'évolution de la situation.

Les autorités compétentes et la nature des informations à leur communiquer sont listés ci-après :

9.1.6.2.1 Services de la Préfecture

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire informe les services de la Préfecture sur :

- L'évolution météorologique prévue à court termes (cumuls de pluie, localisation du front pluvieux, durée, ...),
- La situation du réseau hydrographique (débits, hauteurs d'eau, débordements, ...),
- Toutes informations interessant la sécurité des biens et des personnes.

9.1.6.2.2 Services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCSOH – DREAL Occitanie)

Dès le niveau « Déclenchement de la vigilance », le service RPI communique au SCSOH le nom du ou des agents du service RPI qui seront joignables hors heures ouvrables lors de cet événement.

En cours d'événement, le service RPI informe le SCSOH sur :

- La situation du réseau hydrographique (hauteurs du Coulazou mesurées aux stations de Cournonterral et de Fabrègues),

- L'état de sollicitation du système d'endiguement (fonctionnement des ouvrages, hauteur d'eau sur les digues, désordres constatés, ...),
- L'état de mobilisation des équipes.

9.1.6.2.3 Service interministériel de Défense et de Sécurité Civile

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire informe le Service Interministériel de Défense et de Protection Civile sur :

- La situation du réseau hydrographique et des premiers désordres constatés,
- L'évolution météorologique attendue,
- L'état de mobilisation des services du gestionnaire,
- La nécessité ou non d'obtenir du renfort pour effectuer la mise en sécurité des biens et des personnes,
- Toutes les informations intéressant la sécurité des biens et des personnes.

9.1.6.2.4 Service de Prévision des Crues (SPC)

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire prend contact avec le SPC pour obtenir des informations sur l'évolution attendue sur la crue du Lez.

9.1.6.2.5 Service Départemental d'Incendie et de Secours (SDIS)

En cours d'événement, l'astreinte HM ou le service RPI prend contact avec le SDIS dans les cas suivant :

- Des évacuations anticipées de personnes sont à prévoir (suite à un désordre par exemple),
- Des renforts supplémentaires sont nécessaires pour contenir des inondations ou informer des riverains.

9.1.7 Dispositions prises par le responsable pour s'assurer en permanence du respect des procédures

MMM sera gestionnaire du système d'endiguement de Fabrègues. À cet effet, elle a mis en place une organisation pour la gestion de ses ouvrages digues qui est détaillée dans les consignes de surveillance transmis au service de contrôle de la DREAL. Ces consignes répondent aux prescriptions du décret de 2007 en matière de contrôle et de surveillance. Elles détaillent les procédures de suivi mises en place et les modalités d'entretien des ouvrages.

MMM s'assure en permanence du respect des procédures et vise une amélioration continue de son système de gestion, notamment en termes de retour d'expérience vis-à-vis d'événements significatifs.

Une vérification annuelle est réalisée pour s'assurer de la bonne tenue du dossier de la digue et de la bancarisation de l'ensemble des documents de surveillances, notamment :

- Fiche compte-rendu cellule entretien,
- Rapport Visite Techniques Approfondies (VTA),
- Rapport Visite post crue,
- Déclaration EISH,
- Études réglementaires.

Par ailleurs, afin de renforcer le processus de suivi de son organisation, le gestionnaire est invité à :

- Identifier une personne nommément désignée en charge du suivi et de l'actualisation du processus de surveillance des ouvrages,
- Instaurer tous les six mois un audit des consignes en vigueur de façon à mettre à jour les informations y figurant, en particulier les coordonnées des personnes pouvant être contacter,
- Prévoir un audit technique des consignes à l'issue de chaque évènement significatif (activation du niveau 2),
- Ajouter un paragraphe dans les consignes stipulant le processus de vie et d'actualisation des consignes et modalités de surveillance des ouvrages, reprenant les points listés ci-dessus.

Des formations du personnel technique et des réunions régulières sont organisés en vue d'améliorer le dispositif et l'organisation.

9.1.8 Rôle des barrières de sécurité

Une barrière de sécurité est prévue par les consignes écrites pour permettre une intervention d'urgence en cas de dommage sur les ouvrages du système d'endiguement.

3M dispose à cet effet d'un marché spécifique avec une entreprise de travaux (marché n°4518) ainsi qu'avec des maîtres d'œuvres agréés.

A partir de l'activation du niveau 1, l'entreprise d'astreinte est sollicitée pour qu'elle soit en mesure d'intervenir en cas de besoin (mobilisation des moyens humains et matériel et pré-positionnement des engins à proximité des stocks de matériaux).

Les consignes précisent les **itinéraires** à emprunter par l'entreprise d'astreinte pour accéder aux ouvrages en période de crue et la localisation des stocks dont dispose 3M, avec leurs caractéristiques ainsi que les coupes types des digues à reproduire. Le volume et la nature des matériaux disponibles permettent la réalisation de travaux d'urgence.

La réalisation effective des travaux d'urgence est activée à l'issue de l'inspection post-crue ou, si Météo France annonce un deuxième épisode météorologique très rapproché, le gestionnaire lance une inspection rapide des points les plus à risque de façon à identifier les éventuelles zones nécessitant des travaux.

L'application de cette procédure d'urgence permet d'éviter qu'un deuxième épisode de crue ne se produise alors que les digues auraient été endommagées.

9.1.9 Adéquation des moyens humains et de l'organisation du gestionnaire

L'organisation mise en place par le gestionnaire apparait adaptée aux ouvrages à surveiller au regard des éléments suivants :

- la surveillance des ouvrages en période normale est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M. Ce service est dédié à la problématique inondation et est mesure d'assurer la surveillance, l'entretien et le suivi des travaux éventuellement nécessaires sur les ouvrages. Les moyens actuels devront être maintenus,

- en période de crue :

  - la surveillance des ouvrages est assurée par le service Risques Pluvial et Inondation de 3M (astreintes prévues – 2 personnes minimum). Les moyens mis à disposition sont cohérents avec le linéaire d'ouvrages à surveiller,

  - 3M dispose de marchés de travaux et de maitrise d'œuvre agréée pour la réalisation de travaux d'urgence sur les ouvrages, ainsi que de stocks de matériaux à cet effet. L'organisation pour la réalisation de réparations en urgence sur les ouvrages semble donc adéquate.

  - 3M dispose de la maîtrise foncière des accès aux ouvrages depuis le domaine public.

Par ailleurs, afin de renforcer le processus de suivi de son organisation, le gestionnaire est invité à :

- Identifier une personne nommément désignée en charge du suivi et de l'actualisation du processus de surveillance des ouvrages,

- Instaurer tous les six mois un audit des consignes en vigueur de façon à mettre à jour les informations y figurant, en particulier les coordonnées des personnes pouvant être contacter,

- Prévoir un audit technique des consignes à l'issue de chaque évènement significatif (activation du niveau 2),

- Ajouter un paragraphe dans les consignes stipulant le processus de vie et d'actualisation des consignes et modalités de surveillance des ouvrages, reprenant les points listés ci-dessus.

9.2 Recommandations de l'organisme agréé qui réalise l'étude de dangers

Il s'agit de tirer les conséquences des résultats de l'étude de danger pour en déduire des propositions concrètes de maintien du niveau de protection sur la zone d'étude.

Les propositions de maintien du niveau de protection sont directement déduites des scénarios critiques. Elles portent vraisemblablement sur les digues et les ouvrages hydrauliques plutôt que sur l'aléa, sur lequel il est plus difficile d'agir.

9.2.1 Résultats de l'étude de dangers

Le système d'endiguement de Fabrègues assure la protection pour une crue centennale du Coulazou, associée à une crue centennale du Merdanson, avec une revanche de 1.00 m, hors crue des autres cours d'eau, **en supposant une obturation des arches principales sous la RD613 à 50% et 100% pour les arches secondaires :**

- De la rive gauche du Coulazou entre l'ancienne Voie ferrée à l'amont et la Rue Jean-Marc Rouan, par une combinaison de digues en terre compactée, de murs en béton armé et de rideaux de palplanches – Digue de la Plantade,

- De la rive gauche du Coulazou le long de la ZAC des Campanelles entre la rue des Trois Ponts et la ZAC « Les Hauts de Fabrègues » par une digue en terre compactée – Digue des Campanelles, et d'un mur depuis le portillon de l'école (rue Georges Pompidou) et la rue Jean Marc Rouan – Mur des Campanelles,

- De la rive droite du Merdanson entre l'Avenue de Cournonterral et la confluence avec le Coulazou, grâce à un mur en béton armé – Mur du Merdanson.

Les mesures proposées sont décrites dans le présent chapitre selon deux orientations :

- Des mesures de maitrise des risques, permettant le maintien du niveau de protection actuel et qui consistent en des mesures de gestion des ouvrages (gestion administrative, entretien, surveillance, …) ou de la zone protégée (gestion de crise, urbanisme, …),

- Des recommandations en vue de conforter à moyen ou à long terme le niveau de protection du système d'endiguement (travaux visant à améliorer les ouvrages ou études complémentaires).

9.2.2 Mesures de maîtrise des risques

Les mesures présentées par le présent paragraphe sont des mesures de gestion des ouvrages (gestion administrative, entretien, surveillance, …) ou de la zone protégée (gestion de crise, urbanisme, …).

Leur mise en œuvre est nécessaire pour maîtriser les risques et maintenir le niveau de protection actuel du système d'endiguement.

9.2.2.1 Surveillance des ouvrages

Les digues du Coulazou font l'objet de consignes écrites (cf. Annexe n° 6).

Ces consignes ont été mises à jour récemment dans l'objectif d'intégrer les enseignements de la présente étude de dangers. En synthèse, les points suivants ont été intégrés :

- Inspection approfondie des digues du Coulazou et du Merdanson lors des visites de surveillance régulière et des VTA, au regard de leur rôle important mis en évidence par l'analyse de risques,
- Mise à jour des niveaux de vigilance pour la surveillance en crue, en relation avec les niveaux de protection du système d'endiguement,
- Mise en œuvre et maintien de la procédure d'intervention en cas d'urgence, permettant la réalisation de travaux de réparation rapides

9.2.2.2 Entretien de l'ouvrage

Une attention particulière devra être apportée à l'entretien réalisé sur les ouvrages.

Les digues gérées par MMM font l'objet d'un programme d'entretien soutenu visant en particulier à éviter le développement de végétation ligneuse sur celles-ci par l'entretien d'une végétation herbacée basse, à limiter la présence d'animaux fouisseurs et à assurer le maintien des risbermes sur les digues du Lez par le confortement des berges et la reconstitution des risbermes.

9.2.2.3 Gestion de la problématique d'embâcles

Dans l'objectif de limiter au maximum tout risque de formation d'embâcles, il conviendra :

- D'engager un plan de gestion et de réduction de la vulnérabilité de la végétation vis-à-vis de la problématique inondation à l'échelle du bassin versant,
- De vérifier que les PCS des communes du bassin versant intègrent bien l'évacuation préalable de tous les véhicules situés sur les voies submersibles,

9.2.2.4 Gestion de l'usage des digues

Les digues constituant le système d'endiguement sont actuellement utilisées pour satisfaire différents usages :

- voies de circulation pour piétons ou cyclistes,
- chemins d'entretien,
- passage de canalisations traversantes d'eaux pluviales, pour irrigation ou réseaux divers (gaz, électricité, etc.),
- aménagements faits par les riverains (clôtures, haies, remblai, etc.) sur les digues du Lantissargues uniquement.

Tous ces usages doivent être encadrés par le propriétaire-gestionnaire en instruisant les dossiers de demande correspondants. Selon les cas, il leur revient d'attribuer des autorisations d'occupation temporaire (AOT) ou de contractualiser des conventions de superposition d'affectation. Chaque propriétaire s'assure, lors de l'instruction, que les aménagements ou l'utilisation des lieux envisagés sont sans impact sur la pérennité des digues, leur niveau de protection et les conditions de surveillance.

Les contraintes à respecter et points de vigilance pour le pétitionnaire doivent être clairement spécifiés, soit dans l'arrêté préfectoral d'AOT, soit dans les conventions signées par les deux parties.

Dans le cadre des conventions, une attention particulière devra être apportée à la nature du trafic autorisé à circuler sur la voie portée (tonnage notamment).

Une surveillance est également exercée durant toute la vie des AOT (5 ans), car l'expérience montre que certains riverains ne sont pas conscients ou sont mal informés des contraintes à respecter, conformément au code général de la propriété des personnes publiques.

❖ **Canalisations traversantes**

Comme indiqué dans la présente étude de dangers, les canalisations traversantes peuvent présenter des effets préjudiciables sur la tenue des digues en cas de crue.

Une action conjointe préventive devra être menée afin de limiter au maximum toute implantation nouvelle de canalisations dans les digues. Toute nouvelle demande de canalisation devra être argumentée afin de démontrer qu'il n'existe pas d'alternative technique. Des techniques non préjudiciables ou adaptées à l'objectif de sécurité de la digue devront être retenues. Elles seront définies en lien avec les services spécialisés. Les travaux seront suivis par un bureau d'études agréé, à la charge du pétitionnaire. Dans le cas contraire, la demande se verra refusée.

De même, une vigilance particulière sera apportée à toute demande de résiliation d'AOT concernant une canalisation traversante. Elle ne pourra être prononcée qu'en cas de remise en état des lieux, c'est-à-dire après enlèvement de la canalisation et réparation de la digue.

❖ **Recours à une maitrise d'œuvre agréée**

Pour tous travaux envisagés sur les digues par un tiers et qui sont jugés inévitables par le gestionnaire, le recours à un maitre d'œuvre agréé au sens du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques est exigé aussi bien pour les études que pour le suivi des travaux.

9.2.2.5 Mesures à mettre en œuvre sur le territoire

9.2.2.5.1 PCS et DICRIM

La commune de Fabrègues devra intégrer dans son Plan Communal de Sauvegarde (PCS) toutes les dispositions nécessaires pour assurer la sécurité des personnes face au risque de défaillance des digues et en particulier :

- la mise en place d'une sirène alertant les populations d'un risque imminent d'inondation et de la communication nécessaire pour expliquer cette mesure aux personnes concernées,
- la mise en place d'un plan de mise en sécurité des populations.

Ces informations seront également rappelées dans le DICRIM (Document d'Information Communal sur les Risques Majeurs) de la commune.

Pour cela, les conclusions de la présente étude de dangers seront portées à la connaissance du maire.

Il sera notamment présenté :

- l'étendue de la zone protégée par le système d'endiguement,
- le niveau de protection apparent du système d'endiguement,
- le niveau de protection du système d'endiguement,
- les ERP et établissements de gestion de crise pouvant être touchés en cas de défaillance du système d'endiguement.

9.2.2.5.2 Plan de prévention des risques d'inondation

La présente étude de dangers a déterminé le niveau de protection du système d'endiguement et les conséquences de scénarios de défaillance en termes de dangers pour les populations exposées.
Ces résultats seront portés à la connaissance du préfet et des élus en vue de la révision éventuelle du Plan de Prévention des Risques d'Inondation. L'objectif est que celui-ci puisse intégrer au mieux la connaissance des risques liés à la présence du système d'endiguement.

9.2.2.5.3 Prévision des crues

Les connaissances apportées par la présente étude de dangers et notamment les éléments de fonctionnement hydraulique et le niveau de protection des digues seront portées à la connaissance du Service de Prévision des Crues (SPC).

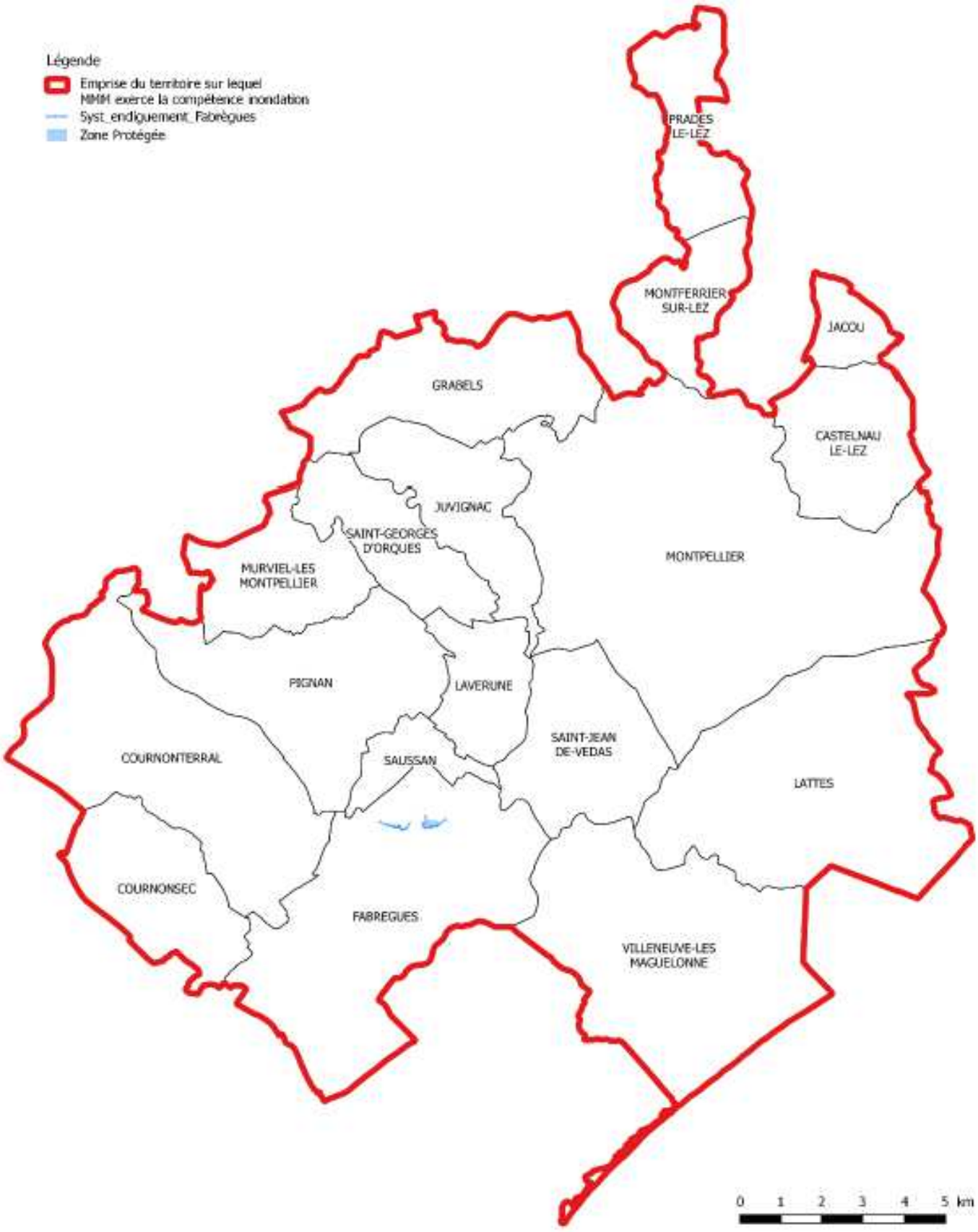
9.2.3 Recommandations en vue de conforter à moyen ou a long terme le niveau de protection du système d'endiguement

(Sans objet).

10. Cartographie

10.1 Carte administrative

Figure 200 : Carte administrative



10.2 Carte des venues d'eau

Figure 201 : Scénario 1 – Carte des venues d'eau

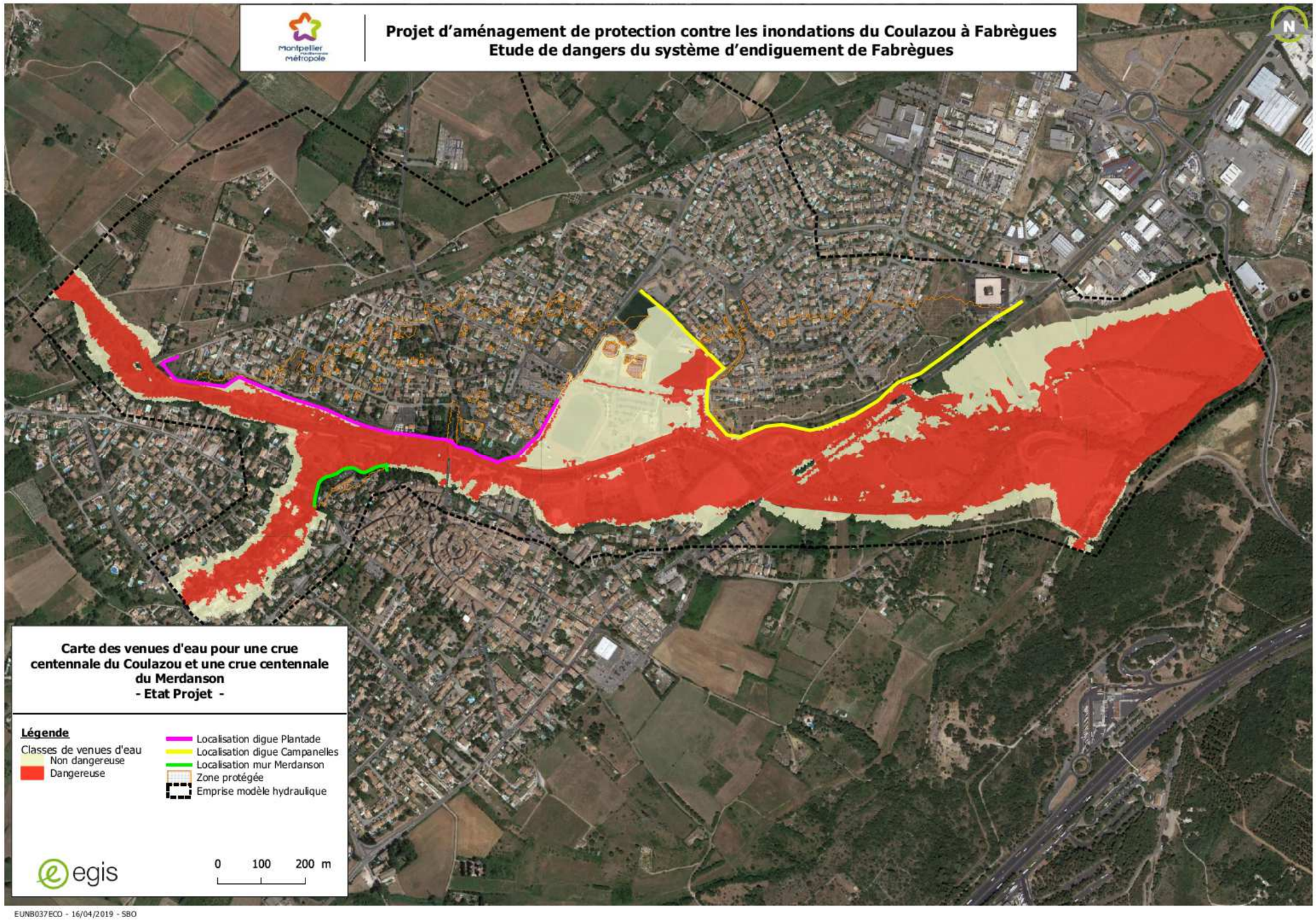


Figure 202 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau

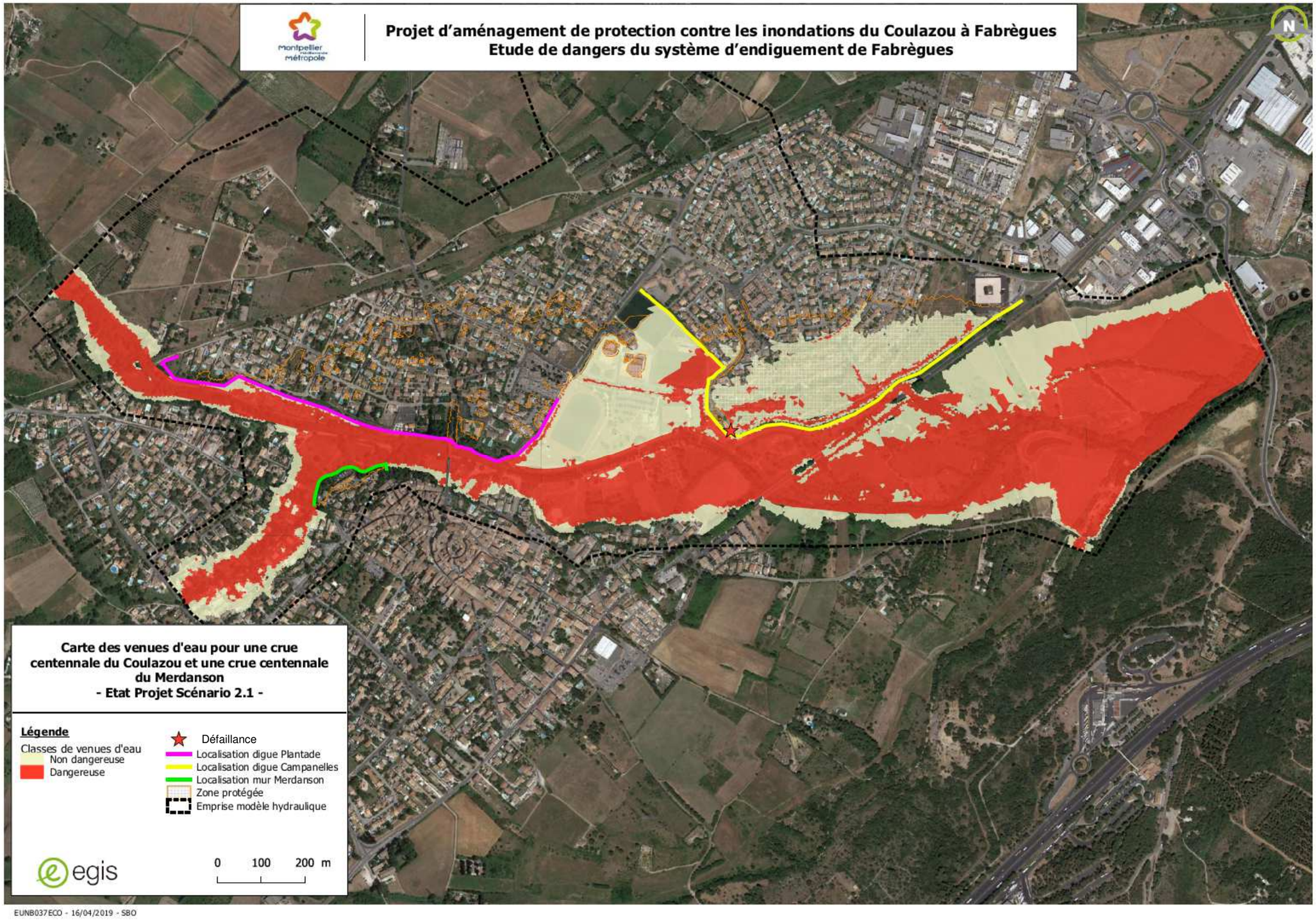


Figure 203 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau

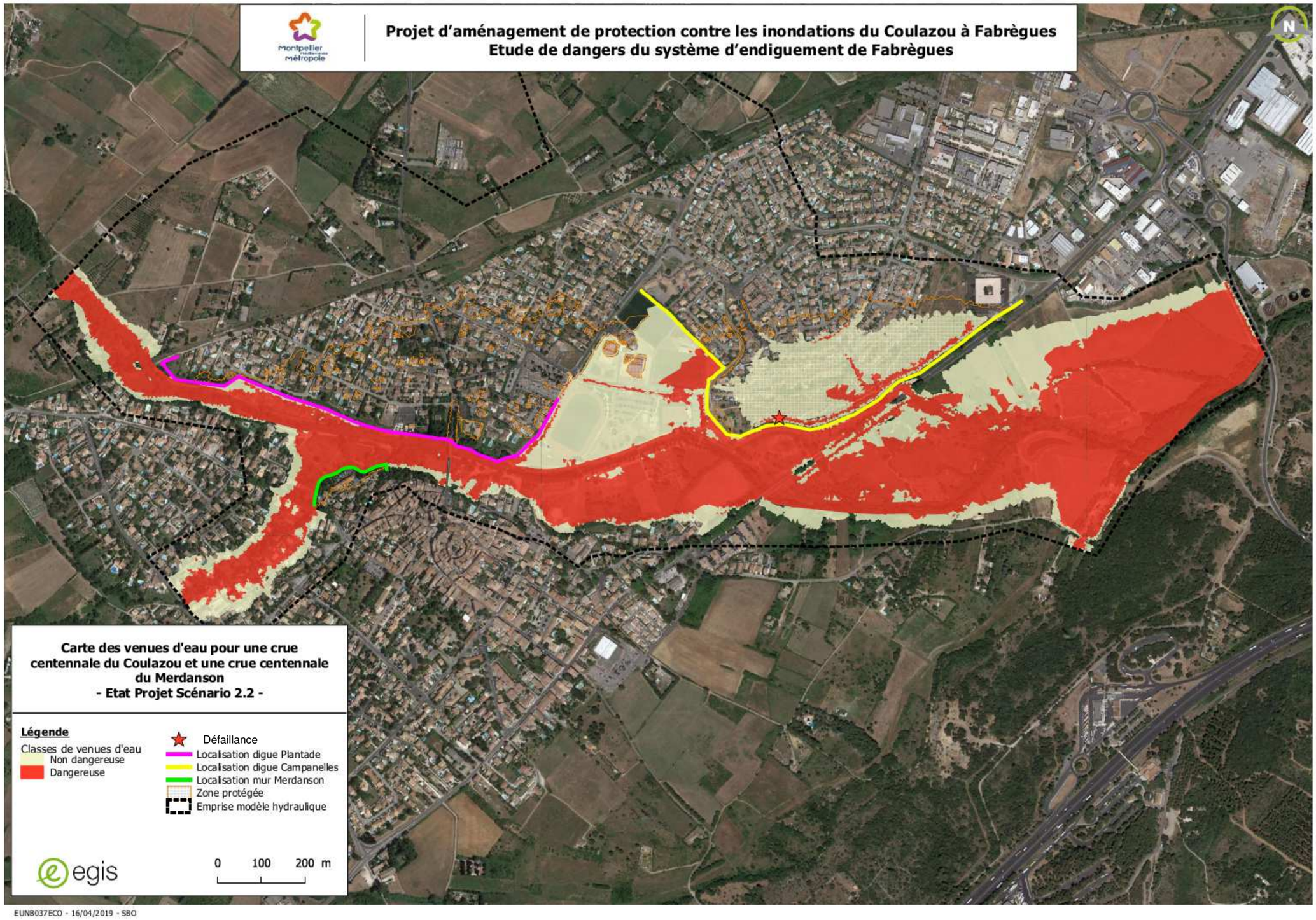


Figure 204 : Scénario 2.3 – Carte des venues d'eau

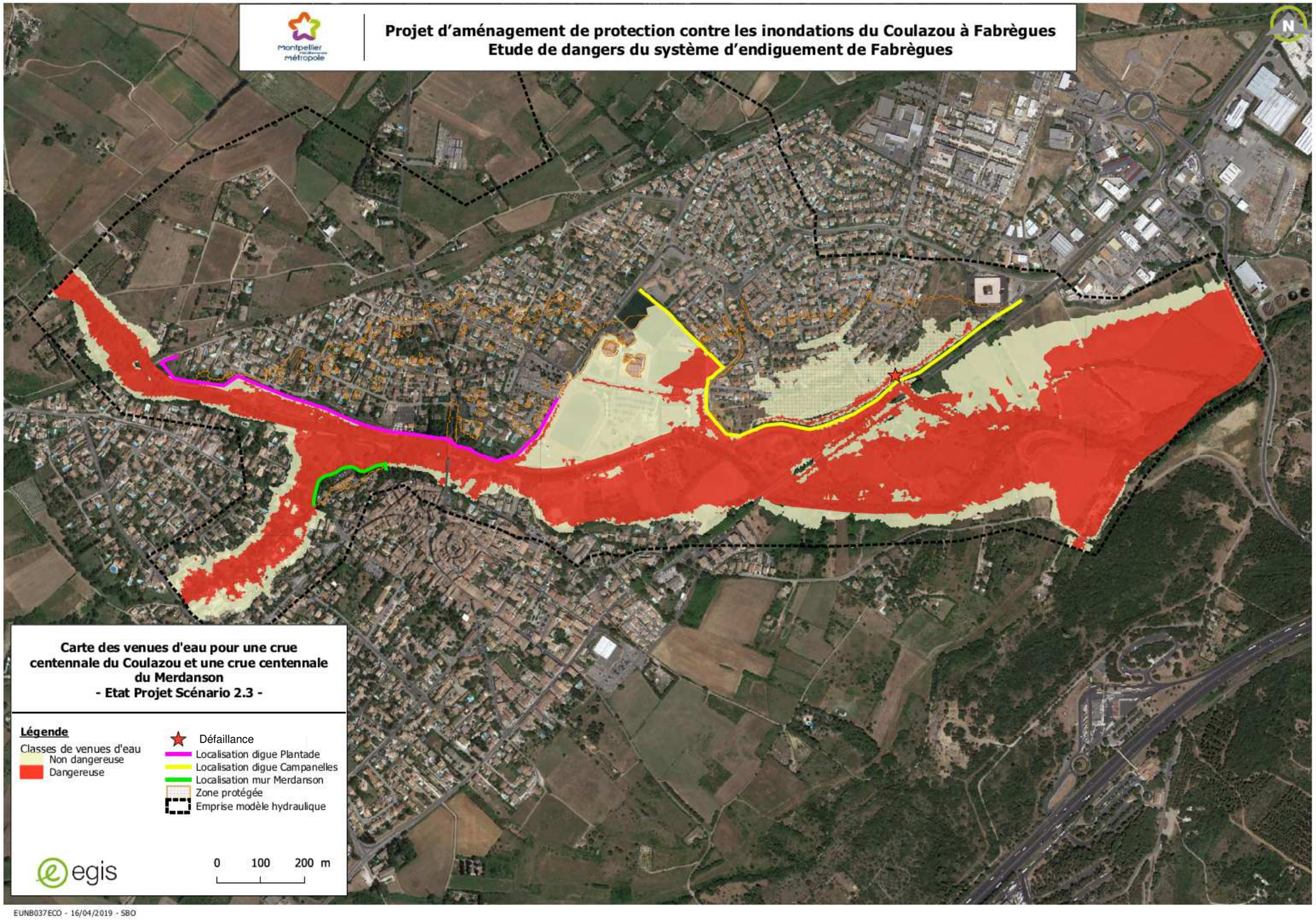


Figure 205 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau

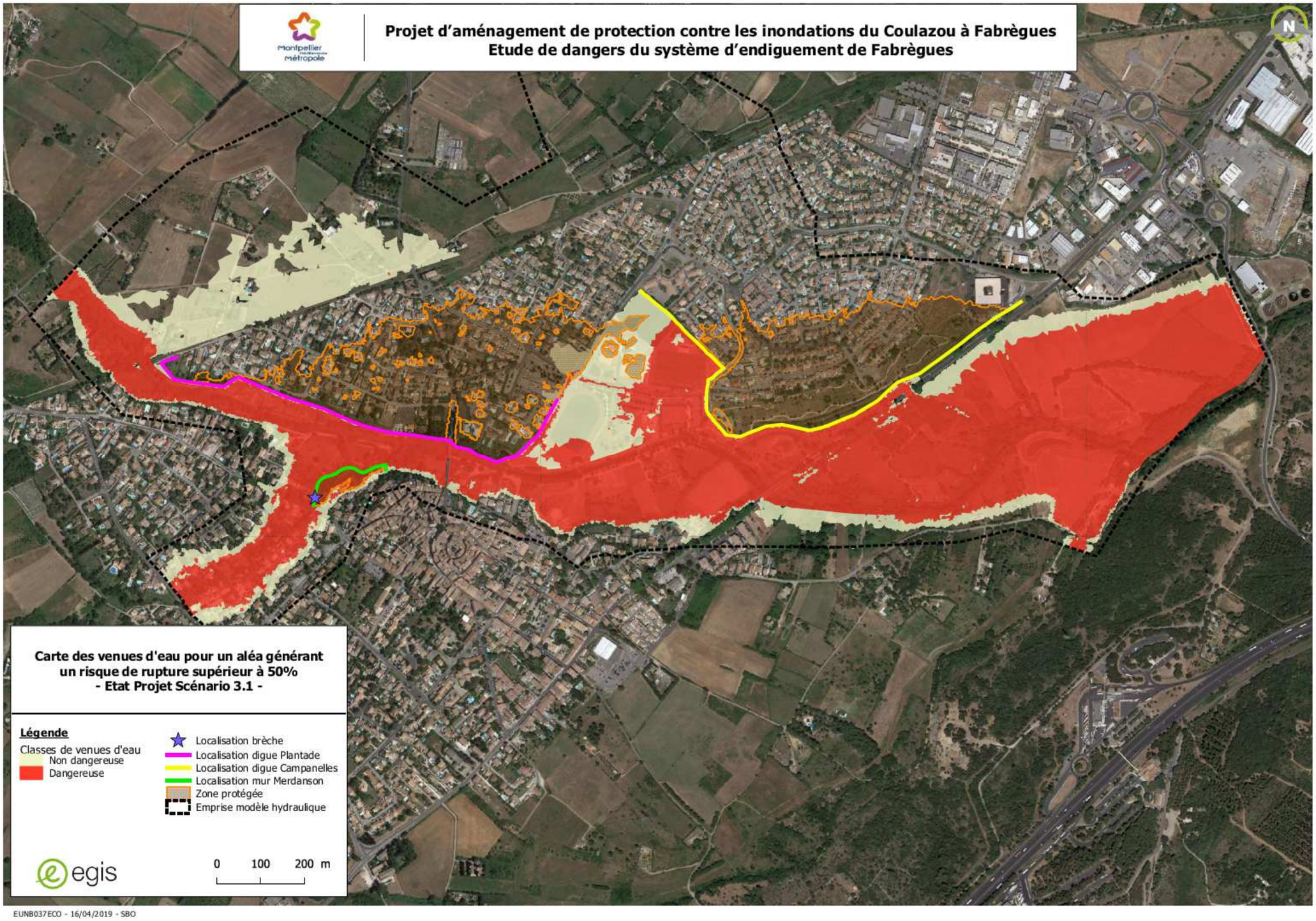


Figure 206 : Scénario 3.2 – Carte des venues d'eau

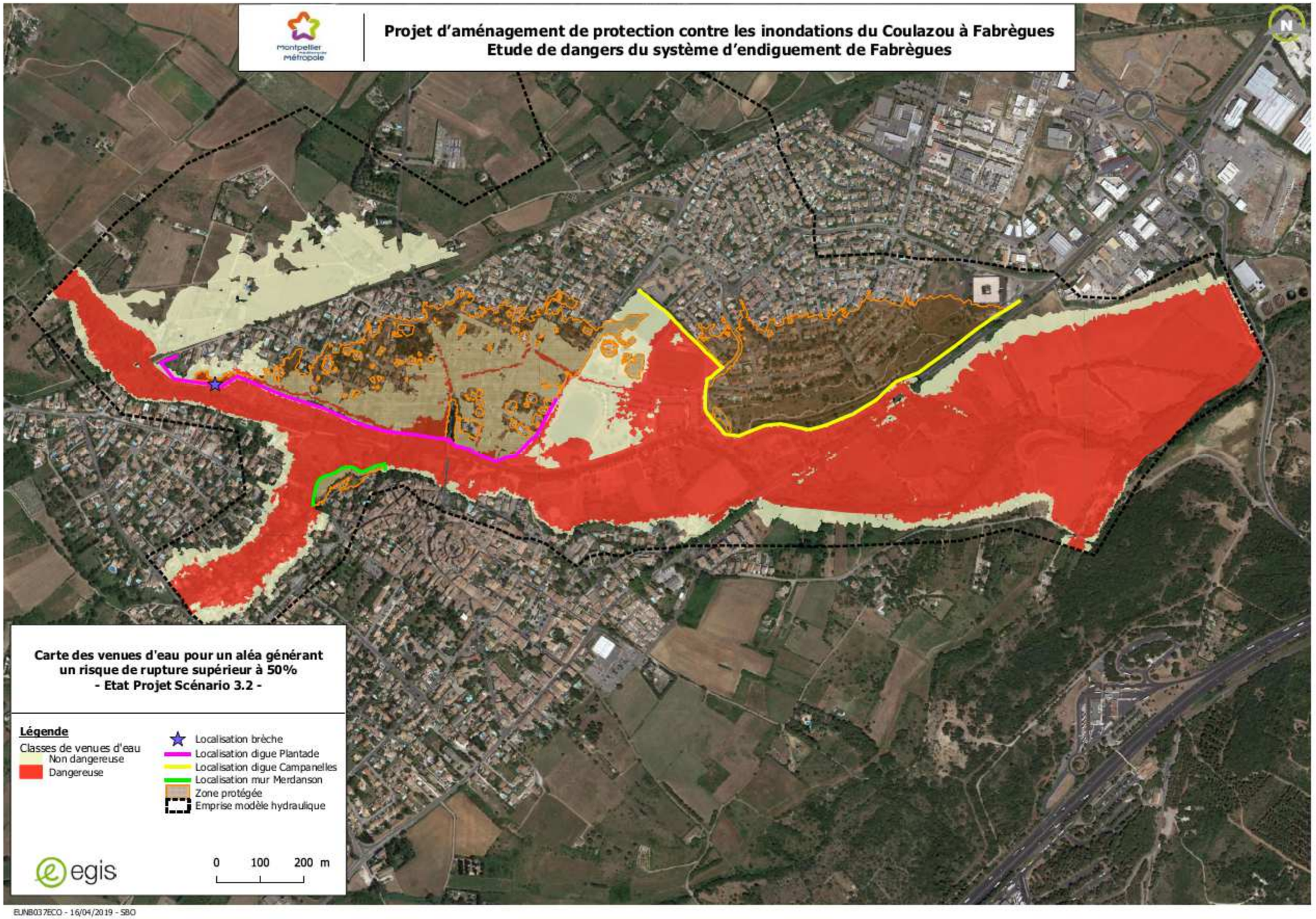


Figure 207 : Scénario 3.3 – Carte des venues d'eau

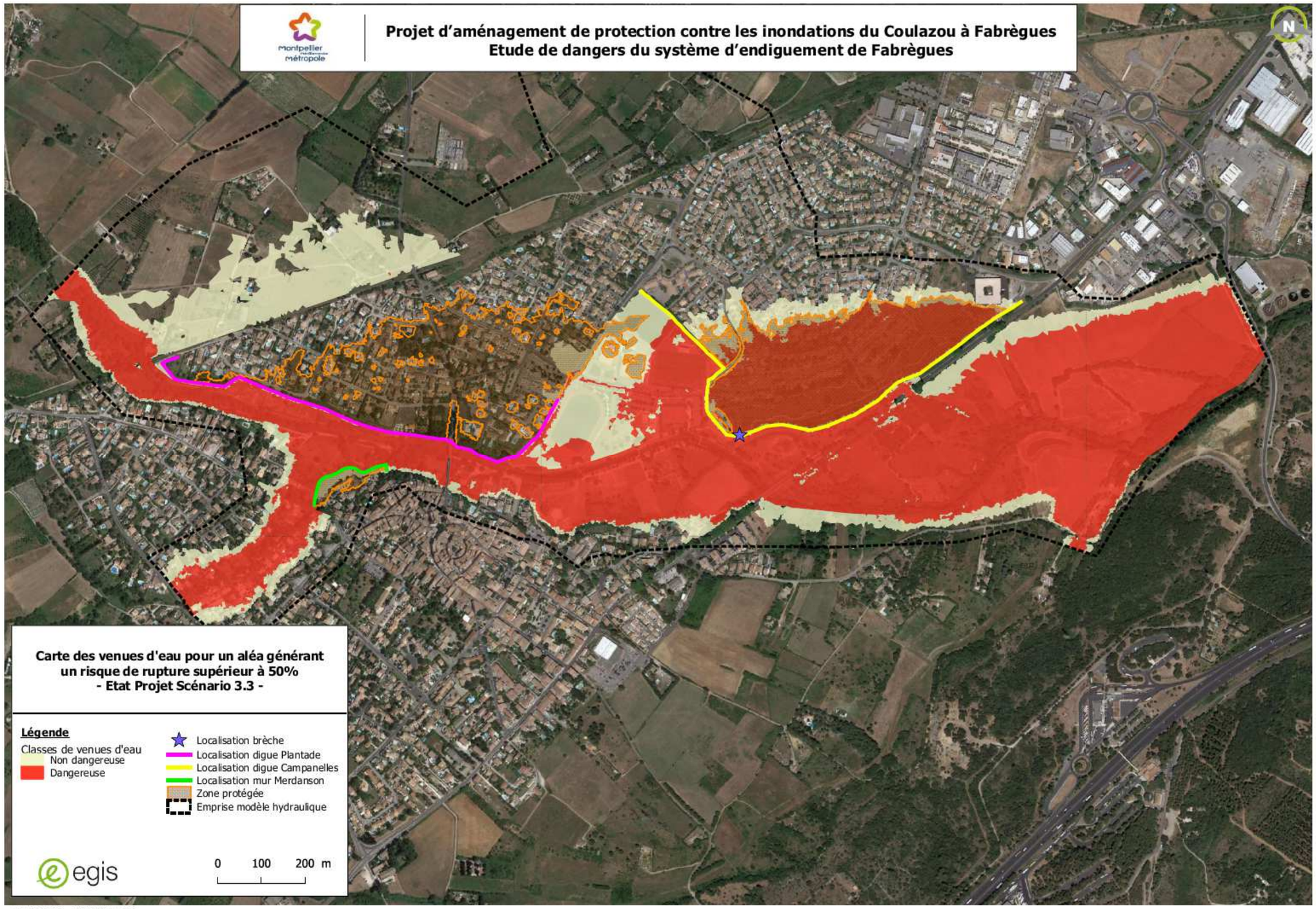
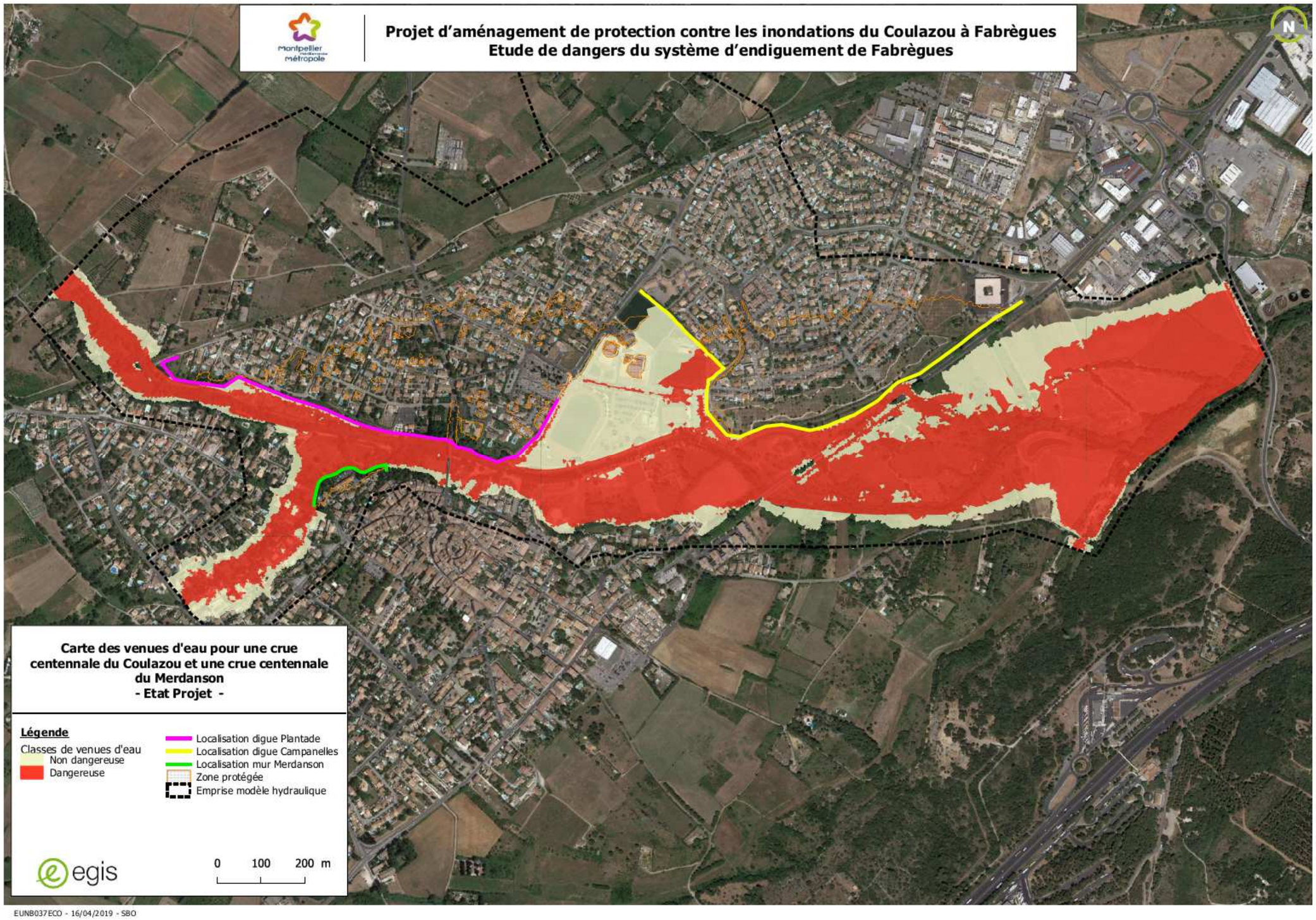


Figure 208 : Scénario 4 – Carte des venues d'eau



- Études générales
- Assistance au Maître d'Ouvrage
- Maîtrise d'œuvre conception
- Maîtrise d'œuvre travaux
- Formation

Egis Eau Siège social
889, rue de la vieille poste
CS 89017
34000 - Montpellier Cedex 2

Tél. : 04 67 99 22 00
Fax : 04 67 65 03 18
montpellier.egis-eau@egis.fr
http://www.egis-eau.fr