



ANNEXE 8

ETUDE HYDRAULIQUE

LIDL



CRÉATION D'UNE SURFACE COMMERCIALE DANS LA COMMUNE DE TARASCON

Etude hydraulique



Mai 2021

LE PROJET

Client	LIDL
Projet	Création d'une surface commerciale dans la commune de Tarascon
Intitulé du rapport	Etude hydraulique

LES AUTEURS

	<p>Cereg Ingénierie - 589 rue Favre de Saint Castor – 34080 MONTPELLIER Tel : 04.67.41.69.80 - Fax : 04.67.41.69.81 - montpellier@cereg.com www.cereg.com</p>
--	---

Réf. Cereg – M20001

Id	Date	Etabli par	Vérifié par	Description des modifications / Evolutions
V2	08/09/2020	Fanny BOUSQUIE	Julie SAUGNAC	
V3	28/09/2020	Fanny BOUSQUIE	Julie SAUGNAC	Prise en compte des compléments concernant le calage altimétrique du bâtiment
V4	29/03/2021	Fanny BOUSQUIE	Julie SAUGNAC	Modification du plan de masse
V5	19/05/2021	Fanny BOUSQUIE	Julie SAUGNAC	Modification du plan de masse

Certification



TABLE DES MATIÈRES

A. PRÉSENTATION DU PROJET	6
B. ANALYSE DE L'ÉTAT ACTUEL	9
B.I. PLAN LOCAL D'URBANISME (P.L.U.).....	10
B.II. LE MILIEU PHYSIQUE.....	11
B.II.1. Eaux souterraines.....	11
<i>B.II.1.1. Masses d'eau souterraines et objectifs de qualité</i>	<i>11</i>
<i>B.II.1.2. Aquifères et piézométrie locale</i>	<i>12</i>
<i>B.II.1.3. Usages des eaux souterraines</i>	<i>15</i>
<i>B.II.1.4. Vulnérabilité des eaux souterraines</i>	<i>16</i>
B.II.2. Eaux superficielles – réseau hydrographique	17
B.III. RISQUE INONDATION.....	18
B.III.1. Plan de prévention du risque inondation	18
B.III.2. Modélisation hydraulique en situation actuelle pour la crue de référence.....	20
<i>B.III.2.1. Données topographiques.....</i>	<i>20</i>
<i>B.III.2.2. Montage du modèle hydraulique</i>	<i>21</i>
<i>B.III.2.3. Exploitation du modèle hydraulique.....</i>	<i>24</i>
B.IV. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE PLUVIAL EN SITUATION ACTUELLE.....	28
B.IV.1. Délimitation des bassins versants	28
<i>B.IV.1.1. Eléments de reconnaissance des limites du bassin versant.....</i>	<i>28</i>
<i>B.IV.1.2. Identification des exutoires</i>	<i>29</i>
<i>B.IV.1.3. Bassins versants.....</i>	<i>30</i>
B.IV.2. Détermination des débits de pointe	31
C. INCIDENCE EN ETAT PROJET ET MESURES COMPENSATOIRES.....	33
C.I. PRÉSENTATION DU PROJET.....	34
C.II. INCIDENCE SUR LE RISQUE INONDATION	35
C.II.1. Prise en compte du risque inondation dans l'aménagement de l'opération.....	35
<i>C.II.1.1. Calage altimétrique du projet.....</i>	<i>35</i>
<i>C.II.1.2. Incidence du projet sur le risque inondation sans mesures compensatoires.....</i>	<i>36</i>
<i>C.II.1.3. Mesures compensatoires du projet face au risque inondation</i>	<i>37</i>
C.III. GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET	39
C.III.1. Evolution des débits de pointe en état projet	39
C.III.2. Réseau pluvial	40
C.III.3. Mesures compensatoires.....	41
<i>C.III.3.1. Rappel des règles de dimensionnement PLU de Tarascon.....</i>	<i>41</i>
<i>C.III.3.2. Dimensionnement des bassins de rétention.....</i>	<i>41</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Etat et objectifs des masses d'eau souterraine concernées par le projet (source : Agence de l'Eau Rhône Méditerranée)	11
Tableau 2 : Cote du terrain naturel au droit des sondages réalisés (source : Fondasol, janvier 2020).....	13
Tableau 3 : Synthèse des niveaux d'eau relevés sur le site en janvier et mai 2020	14
Tableau 4 : Résultats des essais d'infiltration (source : Fondasol, janvier 2020)	14
Tableau 5 : Comparaison des cotes modélisées avec les Plus Hautes Eaux du PPRI.....	25
Tableau 6 : Caractéristiques des bassins versants drainés.....	30
Tableau 7 : Coefficients de Montana – Station d'Arles– 1991-2012	31
Tableau 8 : Coefficients de ruissellement en situation actuelle.....	32
Tableau 9 : Débits de pointe en état actuel	32
Tableau 10 : Evolution de l'occupation des sols en situation projetée	39
Tableau 11 : Coefficients de ruissellement en état projet	39
Tableau 12 : Evolution des débits de pointe au droit de l'opération en état projet sans mesures compensatoires.....	39
Tableau 13 : Dimensionnement du réseau pluvial interne au futur magasin	41
Tableau 14 : Taux d'abattement de la pollution dans les bassins de rétention avec volume mort en fonction de la vitesse de sédimentation	43
Tableau 15 : Synthèse des caractéristiques physiques du bassin de compensation à l'imperméabilisation	45
Tableau 16 : Fonctionnement hydraulique du bassin de rétention enterré	47
Tableau 17 : Bilan des débits à l'exutoire.....	48

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Illustration 1 : Localisation du projet.....	7
Illustration 2 : Extrait du plan masse du projet (18/12/2020).....	8
Illustration 3 : Extrait du zonage du PLU de la commune de Tarascon	10
Illustration 4 : Suivi piézométrique du point d'eau BSS002EYQU	12
Illustration 5 : Coupe géologique à proximité du site	12
Illustration 6 : Localisation des sondages.....	13
Illustration 7 : Périmètres de Protection du captage « Station de Roubian ».....	15
Illustration 8 : Carte du risque de remontée de nappe au droit de la zone d'étude (Source : géorisques.gouv.fr - BRGM)	16
Illustration 9 : Réseau hydrographique autour du projet	17
Illustration 10 : La mayre longeant l'opération à l'Est	17
Illustration 11 : Cartographie des cours d'eau des Bouches-du-Rhône en cours d'actualisation (en rouge : tronçons retirés de la liste potentielle des cours d'eau)	18
Illustration 12 : Zonage réglementaire du PPRI de Tarascon	19

Illustration 13 : Cote PHE de référence	20
Illustration 14 : Schéma représentant les écoulements 1D (à gauche) et 2D (à droite)	21
Illustration 15 : Maillage du modèle hydraulique	22
Illustration 16 : Extrait de la carte de propagation	23
Illustration 17 : Hydrogrammes d'entrée au modèle hydraulique.....	23
Illustration 18 : Conditions aux limites du modèle hydraulique 2D	24
Illustration 19 : Localisation des points de contrôle pour le calage du modèle hydraulique 2D	25
Illustration 20 : Hauteurs maximales de submersion modélisées pour le crue de référence	26
Illustration 21 : Vitesses maximales d'écoulement modélisées pour la crue de référence	27
Illustration 22 : Extrait des sens d'écoulement modélisés pour la crue de référence du PPRI.	27
Illustration 23 : Prise de vue depuis la rue des Charpentiers au droit de la future entrée du magasin	28
Illustration 24 : Prise de vue de l'occupation actuelle de la parcelle 1686	29
Illustration 25 : Extrait du réseau pluvial communal de rue des Charpentiers	29
Illustration 26 : Bassin versant drainé par l'opération	30
Illustration 27 : Coefficients de ruissellement décennal sur les bassins versants naturels (extrait doctrine 2.1.5.0 de la DDTM 13)	32
Illustration 28 : Extrait du plan masse du projet (04/05/2021).....	34
Illustration 29 : Coupe transversale du bâtiment.....	35
Illustration 30 : Coupe transversale au droit du quai de livraison	36
Illustration 31 : Incidence du projet initial sur les hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1988	36
Illustration 32 : Vue en plan du rez-de-chaussée du bâtiment et zones de transparences hydrauliques	37
Illustration 33 : Incidence du projet intégrant les mesures compensatoires sur les cotes de submersion maximales pour la crue de référence du PPRI	38
Illustration 34 : Coupe de principe de l'ouvrage de sortie du bassin enterré	42

A. PRÉSENTATION DU PROJET



LIDL prévoit la création d'un nouveau magasin sur la commune de Tarascon à l'Est du centre urbain au niveau de la zone d'activités de Roubian. Cette création de magasin entrainera la démolition du bâtiment existant.

Ce magasin est implanté au niveau du carrefour entre la RD 99 et la RD99B et occupe une superficie de 7400 m².



Illustration 1 : Localisation du projet

■ Bâtiment – Espace de vente

La surface de vente sera aménagée sur une emprise de 1 463 m² en R+1. **L'emprise totale au sol du bâtiment sera implanté sur une surface de 2801 m² en zone inondable.** Il présentera une hauteur maximale de près de 11.46 m sur un étage.

Des panneaux photovoltaïques seront installés sur la toiture.

Parc de stationnement

L'aménagement du bâtiment commercial sera complété par l'aménagement d'un parking de **125 places** dont 70 places extérieures et 55 places en rez-de-chaussée (RDC). Ce parc de stationnement comprend des places spécifiques :

- 3 places dédiées aux Personnes à Mobilité Réduite (PMR)
- 3 places « familles » pour faciliter l'installation et la sortie des jeunes enfants.

Ces 6 places dédiées seront aménagées au plus près de l'entrée/sortie du magasin et du parc à chariots.

- 7 places permettant la recharge de voitures électriques.
- 19 places extérieures pré-équipées pour la recharge électrique.

L'extrait du plan masse de l'opération est donné sur l'illustration suivante.

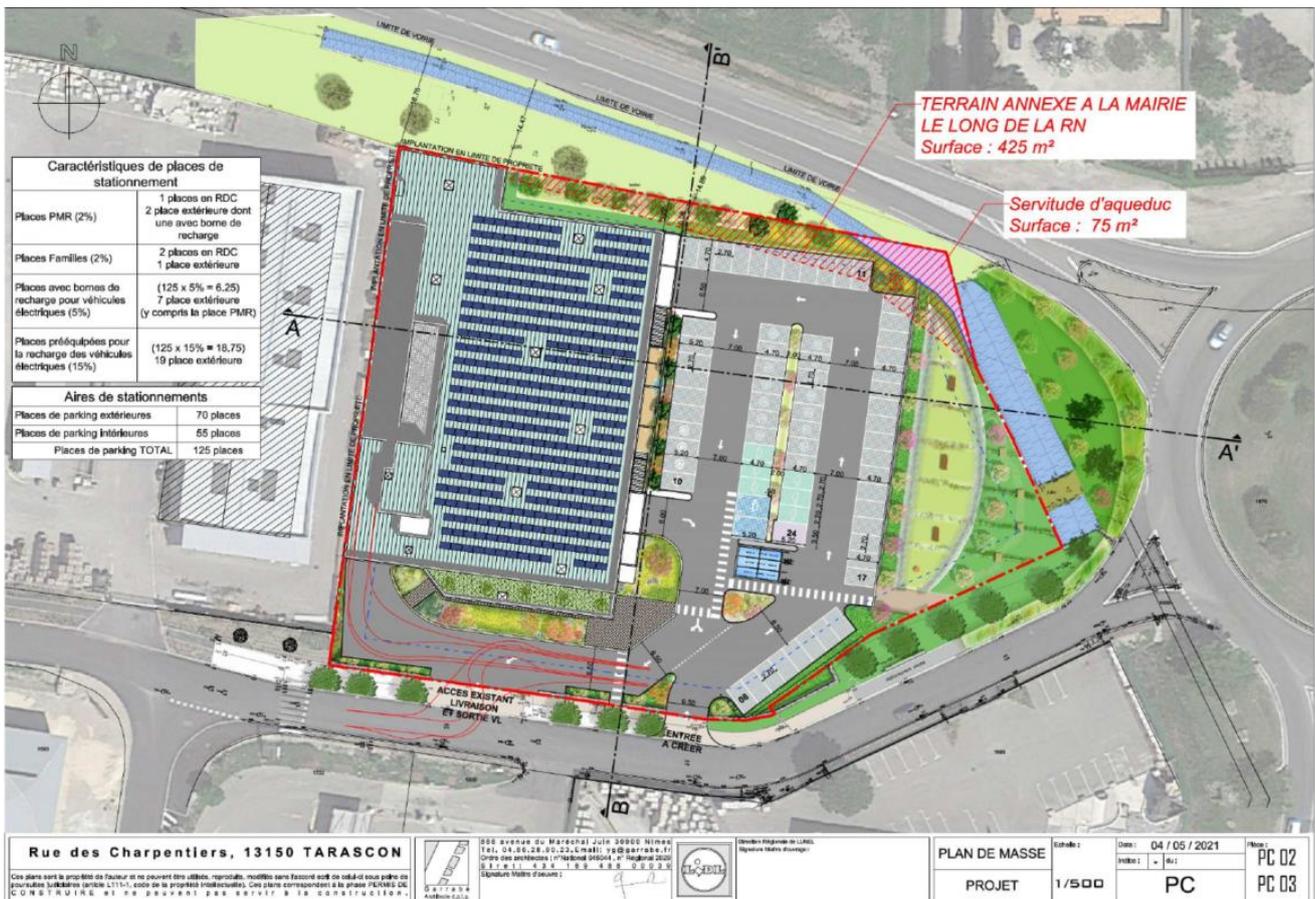


Illustration 2 : Extrait du plan masse du projet (04/05/2021)

B. ANALYSE DE L'ÉTAT ACTUEL



B.I. PLAN LOCAL D'URBANISME (P.L.U.)

La commune de Tarascon dispose d'un PLU approuvé le 20 septembre 2017.

Le projet est situé en zone Ue du PLU correspondant aux zones d'activités économiques existantes. Plus spécifiquement, le projet occupe les parcelles n° 1686, 1687, et une partie du terrain annexe propriété de la mairie en parcelle 1685 longeant la RD.

Nous attirons l'attention sur le fait que le terrain annexe propriété de la mairie s'insère sur la partie aval du fossé de la RD 99 et empiète très légèrement sur l'ouvrage de franchissement de la RD 99.

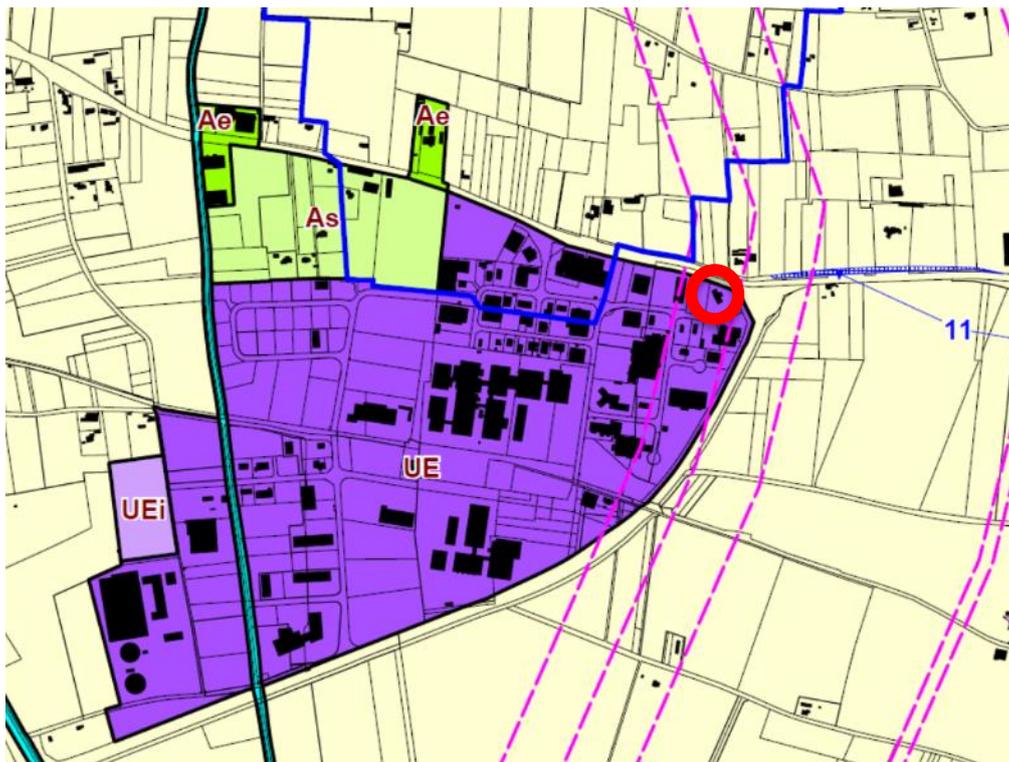
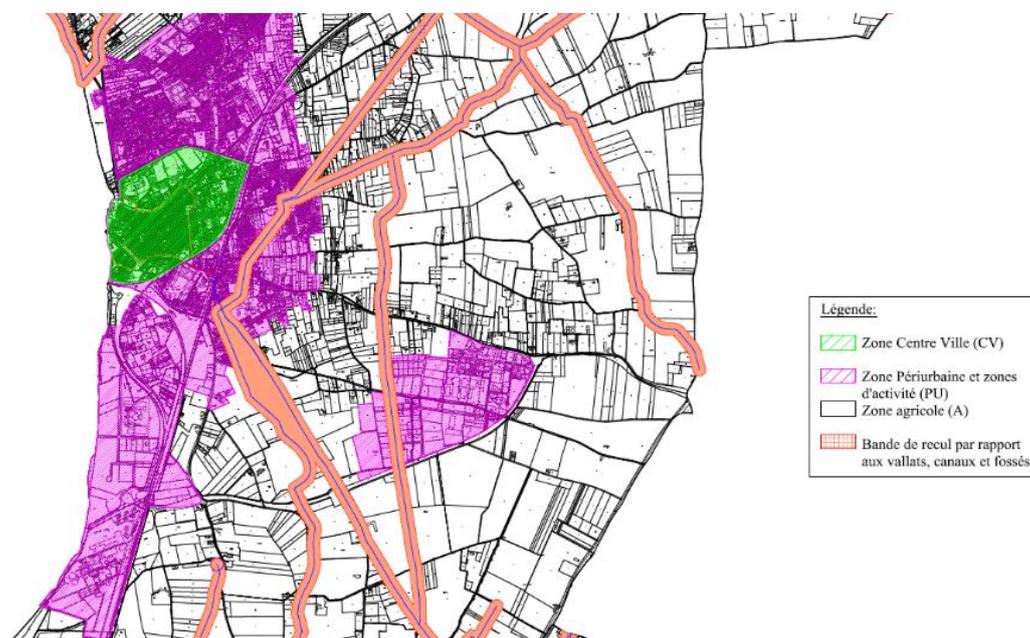


Illustration 3 : Extrait du zonage du PLU de la commune de Tarascon



En matière de gestion des eaux pluviales, le règlement pluvial du PLU indique (chapitre 3, article 9) que les imperméabilisations nouvelles sont soumises à la création d'ouvrages spécifiques de rétention et/ou d'infiltration. Ces dispositions s'appliquent à tous les projets soumis ou non à autorisation d'urbanisme.

Pour les permis de construire passant par une démolition du bâti existant (superstructures), le dimensionnement des ouvrages devra prendre en compte la totalité des surfaces imperméabilisées de l'unité foncière, quel que soit son degré d'imperméabilisation antérieur.

L'article 8 indique que les séparateurs d'hydrocarbures sont interdits en dehors des stations de distribution de carburant. Les ouvrages de traitement devront être conçus pour traiter les effluents par décantation et/ou infiltration. Ces mesures s'appliquent notamment aux aires industrielles et aux eaux de drainage des infrastructures routières et des parkings.

L'article 11 concernant les modalités d'évacuation des eaux pluviales après rétention stipule que :

- Si le pétitionnaire choisit de se raccorder au réseau public, il demandera une autorisation de raccordement au réseau public (article 12 à 21) ;
- Le service gestionnaire pourra refuser le raccordement au réseau public, notamment si ce dernier est saturé. Le pétitionnaire devra alors se conformer aux prescriptions applicables au cas d'une évacuation des eaux en l'absence de collecteur.

Modalité d'évacuation des eaux après rétention ; article 11 :

Concernant les règles de rejet, en zone périurbaine et zones d'activité (PU), le bassin de rétention présentera un volume utile de 120 l/m² collecté. Le rejet se fera à débit régulé à 5 L/s/ha collecté.

L'ouvrage sera muni d'une décante permettant de limiter le risque d'obstruction de l'ajutage. **En cas de collecte de zones ouvertes à la circulation, l'ouvrage sera également muni d'une cloison siphonée et la décante sera dimensionnée selon le guide SETRA afin de permettre un abattement de la pollution chronique de 80 % (vitesse de sédimentation de 1 m/s).**

B.II. LE MILIEU PHYSIQUE

B.II.1. Eaux souterraines

B.II.1.1. Masses d'eau souterraines et objectifs de qualité

Le projet est situé au niveau de plusieurs masses d'eau souterraines :

- « Alluvions du Rhône du confluent de la Durance jusqu'à Arles et Beaucaire et alluvions du Bas Gardon » FRDG323
- « Alluvions basse Durance » : FRDG359
- « Argiles bleues du Pliocène inférieur de la vallée du Rhône » FRDG531

Code de la masse d'eau	Nom de la masse d'eau	Etat chimique			Etat quantitatif		
		Etat	Objectif de bon état	Raisons du déclassement	Etat	Objectif de bon état	Raisons du déclassement
FRD323	Alluvions du Rhône du confluent de la Durance jusqu'à Arles et Beaucaire et alluvions du Bas Gardon	Bon état	2015	/	Bon état	2015	/

Tableau 1 : Etat et objectifs des masses d'eau souterraine concernées par le projet (source : Agence de l'Eau Rhône Méditerranée)

B.II.1.2. Aquifères et piézométrie locale

B.II.1.2.1. Description de l'aquifère

La zone de projet est située au droit de l'aquifère affleurante 716DA03 « Alluvions Graveson-Maillane ». Il s'agit d'une entité hydrogéologique à nappe-libre, alluviale de milieu poreux.

Elle repose sur deux unités semi-perméables de type sédimentaire à parties libres à captives et de milieux poreux que sont les formations deltaïques plio-quaternaires de Camargue (561AG00) et les formations jurassiques à quaternaires de la basse vallée du Rhône (561AI00).

Plusieurs points BSS sont situés à proximité de la zone de projet.

Le point d'eau BSS002EYQU situé au droit du mas du Mouret a 1.9 km du projet fait l'objet d'un suivi continu des niveaux piézométriques. Le niveau le plus haut mesuré au droit de ce piézométrique a été atteint en décembre 2003 avec 1.12 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Cette année 2003 a également été marqué par le marnage le plus important observé de la nappe avec un battement de 3.52 m.

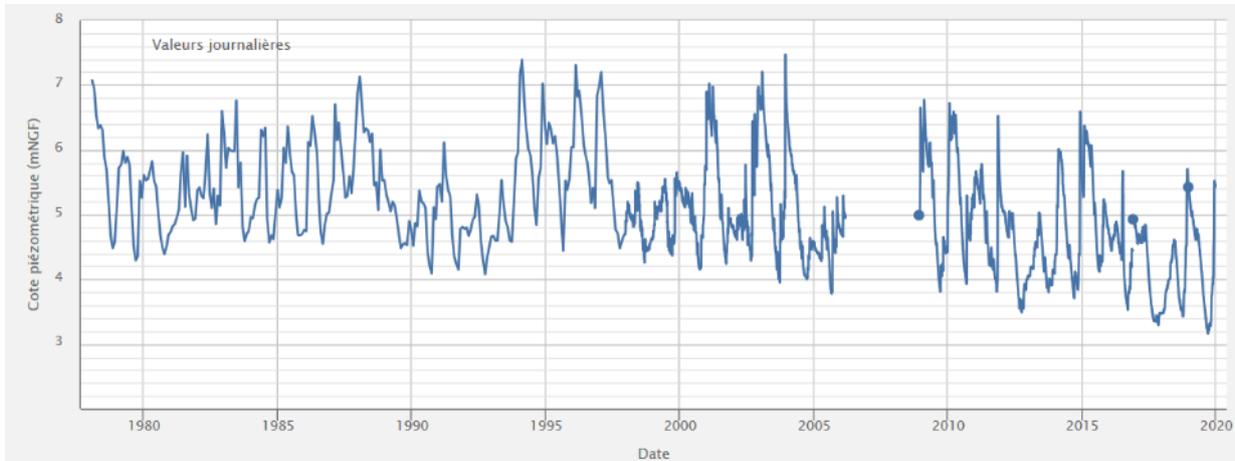


Illustration 4 : Suivi piézométrique du point d'eau BSS002EYQU

La coupe géologique type recensée à proximité de l'opération est la suivante. Le terrain est constitué de limon argileux jaunâtre jusqu'à 3.60 m, puis de limon argileux gris bleu jusqu'à 4.60 m de profondeur. Jusqu'à 21 m de profondeur le sol est constitué de graviers, galets, sable grossier.

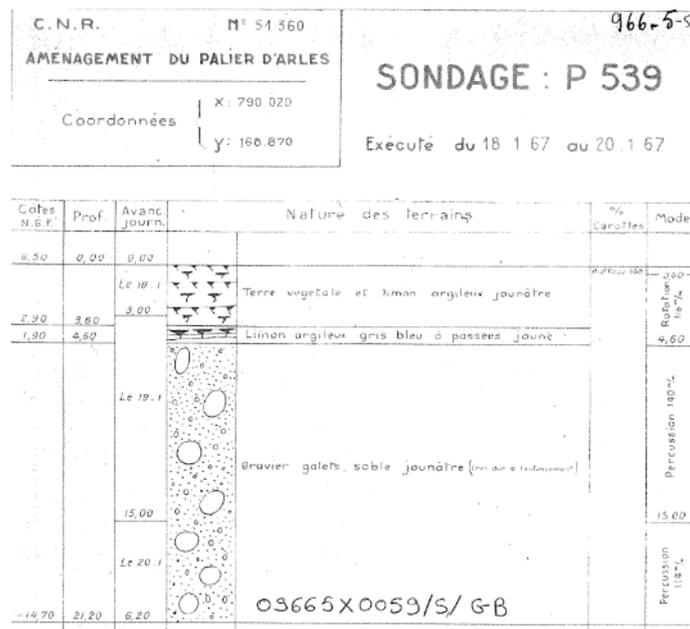


Illustration 5 : Coupe géologique à proximité du site

B.II.1.2.2. Etude géotechnique

Une étude géotechnique de type G2 PRO a été menée sur la zone du projet en février 2020.

Plusieurs sondages ont été réalisés sur le site dont l'implantation est précisée sur l'illustration suivante :

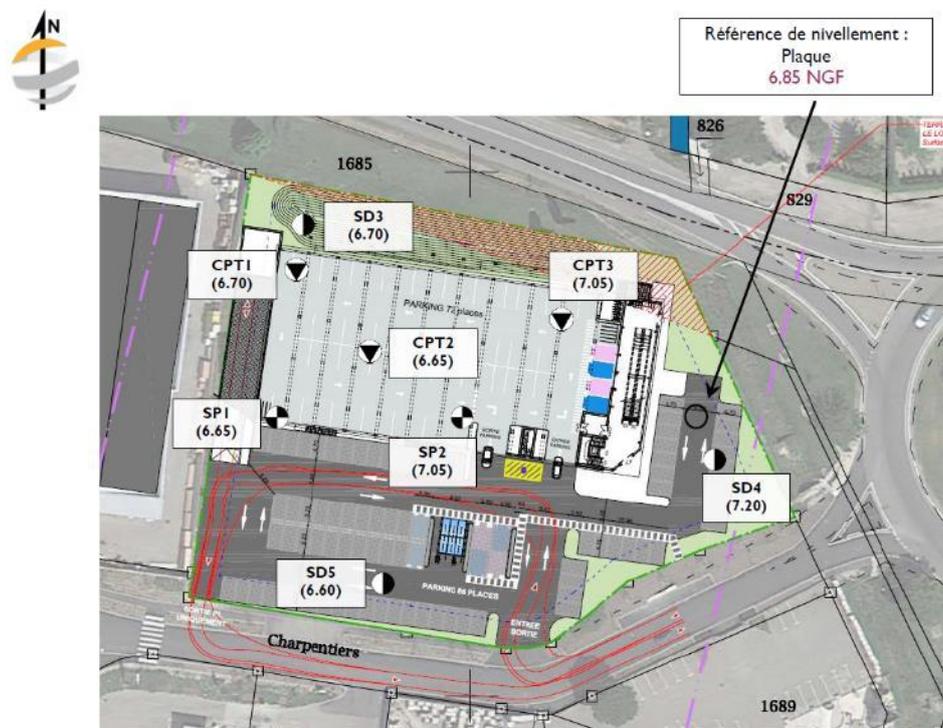


Illustration 6 : Localisation des sondages

Sondages	SP1	SP2	SD3	SD4	SD5	CPT1	CPT2	CPT3
Altitude NGF	6.65	7.05	6.70	7.20	6.60	6.70	6.65	7.05

Tableau 2 : Cote du terrain naturel au droit des sondages réalisés (source : Fondasol, janvier 2020)

Les sondages mettent en évidence la lithologie suivante :

- Des terrains de recouvrement : terre végétale ou enrobé et remblais graveleux sur une épaisseur de 0 à 0.4 m ;
- Des limons argileux marron jusqu'à 5.5 m de profondeur en moyenne ;
- Des graves et galets sablo-limoneux gris à marron au-delà de 5.5 m pour la plupart des sondages réalisés.

Des mesures des niveaux d'eau ont été réalisées au droit des sondages mi-janvier 2020. Les sondages SD3 à SD5 ont été équipés de piézomètres dont les niveaux ont également été mesurés le 18/02/2020.

Les sondages SD3 à SD5 ont été équipés de piézomètres dont les niveaux font l'objet de suivis mensuels jusqu'en janvier 2021.

Le tableau suivant précise les niveaux d'eau observés.

En moyenne sur ces cinq campagnes de mesures, **les niveaux d'eau ont été mesurés à une cote comprise entre 4.6 et 4.8 m NGF (entre 2 et 2.6 m de profondeur par rapport au TN qui varie entre 6.6 et 7.20 m NGF).**

Date mesure	Niveau d'eau	SP1	SP2	SD3 +pz	SD4 + pz	SD5 + pz
mi 01/2020	Profondeur (m)	2.2	2.1	2.1	2	2.4
	Cote (m NGF)	4.45	4.95	4.6	5.2	4.2
18/02/2020	Profondeur (m)	-	-	2.15	2.4	2.1
	Cote (m NGF)	-	-	4.55	4.8	4.5
20/03/2020	Profondeur (m)	-	-	2.13	2.47	2.04
	Cote (m NGF)	-	-	4.57	4.73	4.56
07/04/2020	Profondeur (m)	-	-	2.43	2.93	2.41
	Cote (m NGF)	-	-	4.27	4.27	4.19
06/05/2020	Profondeur (m)	-	-	2.54	2.68	2.48
	Cote (m NGF)	-	-	4.16	4.52	4.12

Tableau 3 : Synthèse des niveaux d'eau relevés sur le site en janvier et mai 2020

Par comparaison avec les données issues du piézomètre existant sur le Mas du Mouret, les niveaux d'eaux les plus hauts mesurés en janvier et février peuvent être associés à un niveau moyen haut de nappe.

Ainsi vu la variabilité forte de la nappe et la présence récurrente d'eau stagnante dans les fossés à proximité de la zone du projet, il est considéré par la suite que la nappe peut être quasi-affleurante.

Essais d'infiltration

La perméabilité des terrains a été analysée grâce à des essais d'infiltration en forage de type essai Lefranc au droit des sondages SD3 à SD5.

Sondage	Profondeur (m)	Nature	Coefficient de perméabilité K (m/s)	
			Montée	Descente
SD3	1,5 – 2,5	Limons argileux	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$
SD4	2,5 – 3,0	Limons argileux	$3,3 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
SD5	2,5 – 3,5	Limons argileux	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$6,7 \cdot 10^{-7}$

Tableau 4 : Résultats des essais d'infiltration (source : Fondasol, janvier 2020)

La perméabilité des sols est comprise entre $1,5 \cdot 10^{-6}$ et $6,7 \cdot 10^{-7}$ m/s. Ces informations sont à considérer comme des ordres de grandeur mais témoignent de limons argileux très peu perméables, sensibles aux variations hydriques et la présence de la nappe à faible profondeur.

L'étude géotechnique indique que ce type de sol est peu favorable à l'infiltration des eaux pluviales. Le projet doit donc tenir compte de cette contrainte.

B.II.1.3. Usages des eaux souterraines

Alimentation en eau potable

Sur la commune de Tarascon, trois sites de captages d'eau souterrain sont protégés :

- Au lieu-dit « Château de la Motte » ou « station de la Motte »
- Captages de la Barjolle utilisé par la commune de Fontvieille
- Au nord de la zone artisanale du Roubian ou « station de Roubian » (arrêté de DUP du 13/07/2011 et arrêté complémentaire du 16/07/2015).

La partie nord de la zone d'activités du Roubian est comprise dans le périmètre de protection rapproché du captage « Station de Roubian ».

La zone du projet se localise à environ 500 m à l'est du périmètre de protection immédiat. **Le projet s'inscrit en dehors du périmètre de protection rapproché mais à proximité immédiate de ce dernier.**

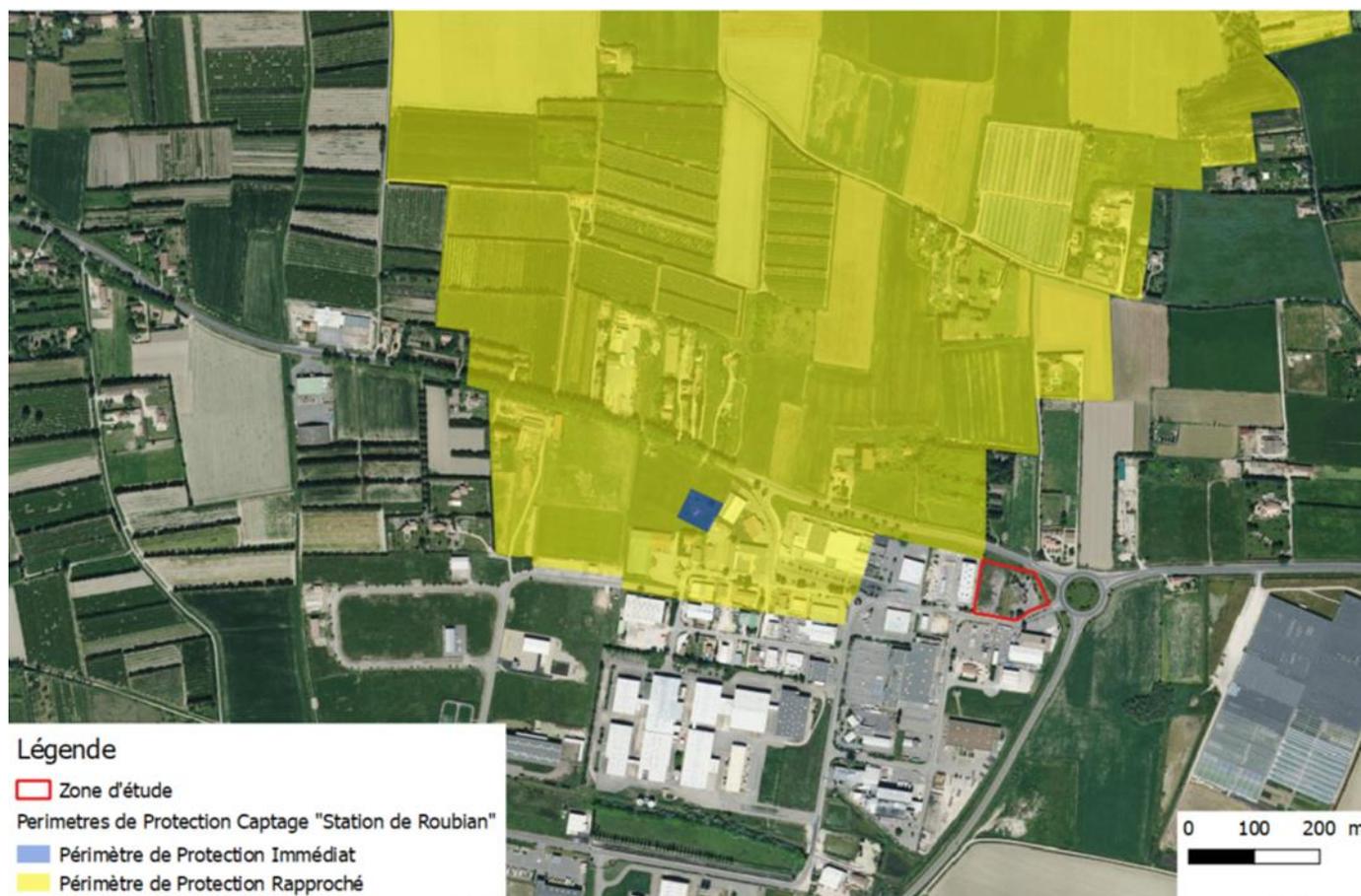


Illustration 7 : Périmètres de Protection du captage « Station de Roubian »

Pouvant concerner le projet, à l'intérieur du périmètre de protection rapprochée, la création de puits filtrants est interdite.

A l'intérieur du périmètre de protection rapprochée sont notamment réglementés :

- L'ouverture d'excavations autres que carrières de profondeur supérieure à 1.50 m ;
- Le remblaiement des excavations existantes ;
- L'implantation d'ouvrages de transport d'eaux usées.

A savoir, que l'arrêté préfectoral demande l'étanchéification des fossés Nord et Sud de la RD99 sur toute la traversée du périmètre de protection rapprochée pour l'évacuation des eaux pluviales dans son emprise.

L'arrêté du 13/07/2011 précise également que « tout propriétaire d'une activité, installation ou dépôt réglementé qui voudrait y apporter une quelconque modification devra faire connaître son intention à Monsieur le Préfet des Bouches-du-Rhône en précisant les caractéristiques de son projet, notamment celles qui risquent de porter atteinte directement ou indirectement à la qualité de l'eau, ainsi que les dispositions prévues pour parer à ces risques.

L'arrêté complémentaire du 16/07/2015 n'apporte pas de contrainte complémentaire au projet.

B.II.1.4. Vulnérabilité des eaux souterraines

En fonction de la géologie locale, la ressource de la masse d'eau FRDG323 « Alluvions du Rhône du confluent de la Durance jusqu'à Arles et Beaucaire et alluvions du Bas Gardon » de type alluviale est libre. Ainsi, dans les zones d'affleurement la vulnérabilité est forte.

Comme vu précédemment, au droit des sondages implantés sur le site du projet, la perméabilité est très faible (limons argileux) et la nappe peu profonde (environ 2 m) et potentiellement quasi affleurante.

De plus, selon la carte du risque de remontée de nappe, réalisée par le BRGM, la zone d'étude se situe au niveau d'une zone avec risque de débordement de nappe. La zone est donc sensible au risque de remontée de nappe.

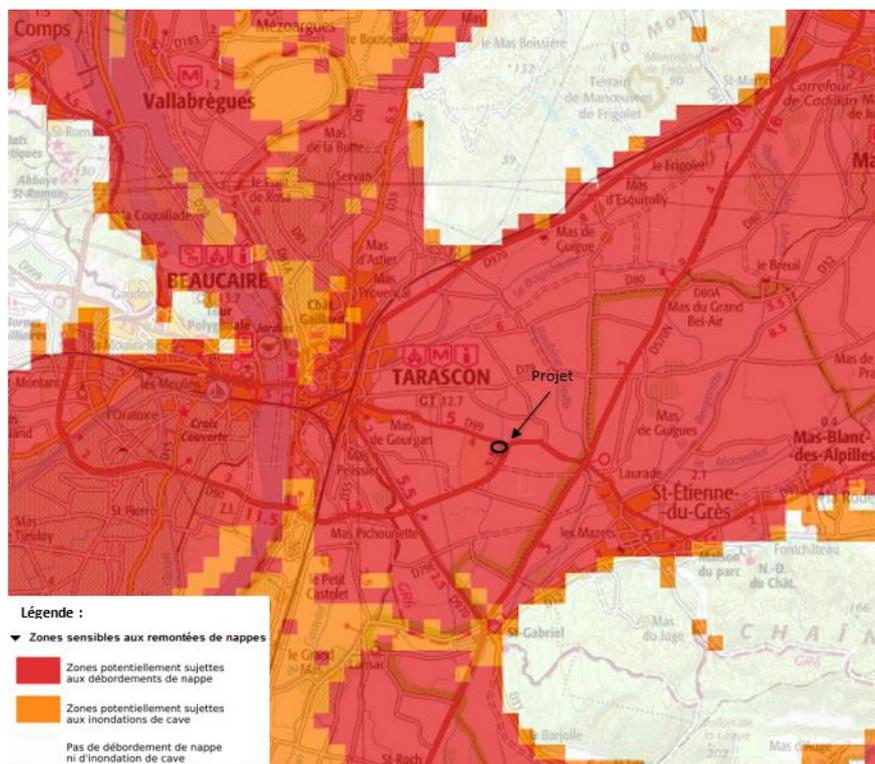


Illustration 8 : Carte du risque de remontée de nappe au droit de la zone d'étude (Source : géorisques.gouv.fr - BRGM)

Le contexte du site, avec la présence de limons argileux (de 5 à 6 m d'épaisseur) très peu perméables et sensibles aux variations hydriques et la présence d'une nappe à faible profondeur (vers 2 m de profondeur), est vulnérable aux pollutions et se prête donc très mal à une infiltration. L'infiltration est donc à proscrire, d'autant plus que l'opération est localisée à proximité immédiate d'un périmètre de protection rapprochée d'un captage AEP comme vu précédemment.

La vulnérabilité est donc moyenne vis-à-vis des pollutions de surface. Des précautions en phase chantier pour éviter tout risque de pollution seront à prendre. Le toit de la nappe d'eau souterraine étant fixé à un niveau maximal de 2m de profondeur selon les relevés piézométriques réalisés par le bureau d'études Fondasol, la profondeur des ouvrages de compensation à mettre en place seront limités à cette profondeur pour leur dimensionnement avec une marge de 1m par rapport au toit de la nappe.

B.II.2. Eaux superficielles – réseau hydrographique

L'écoulement d'une mayre (fossé agricole) drainant les parcelles agricoles situées au Nord de la RD 99 est identifiée en limite Est de l'opération. Elle s'écoule vers le Sud en traversant la rue des Charpentiers au sud de l'opération. Elle est nommée « la Baignolette » plus en aval et trouve son exutoire dans le canal du Vigueirat à hauteur du Pont des Quatres Arcs. Ce dernier rejoint le canal d'Arles à Fos.

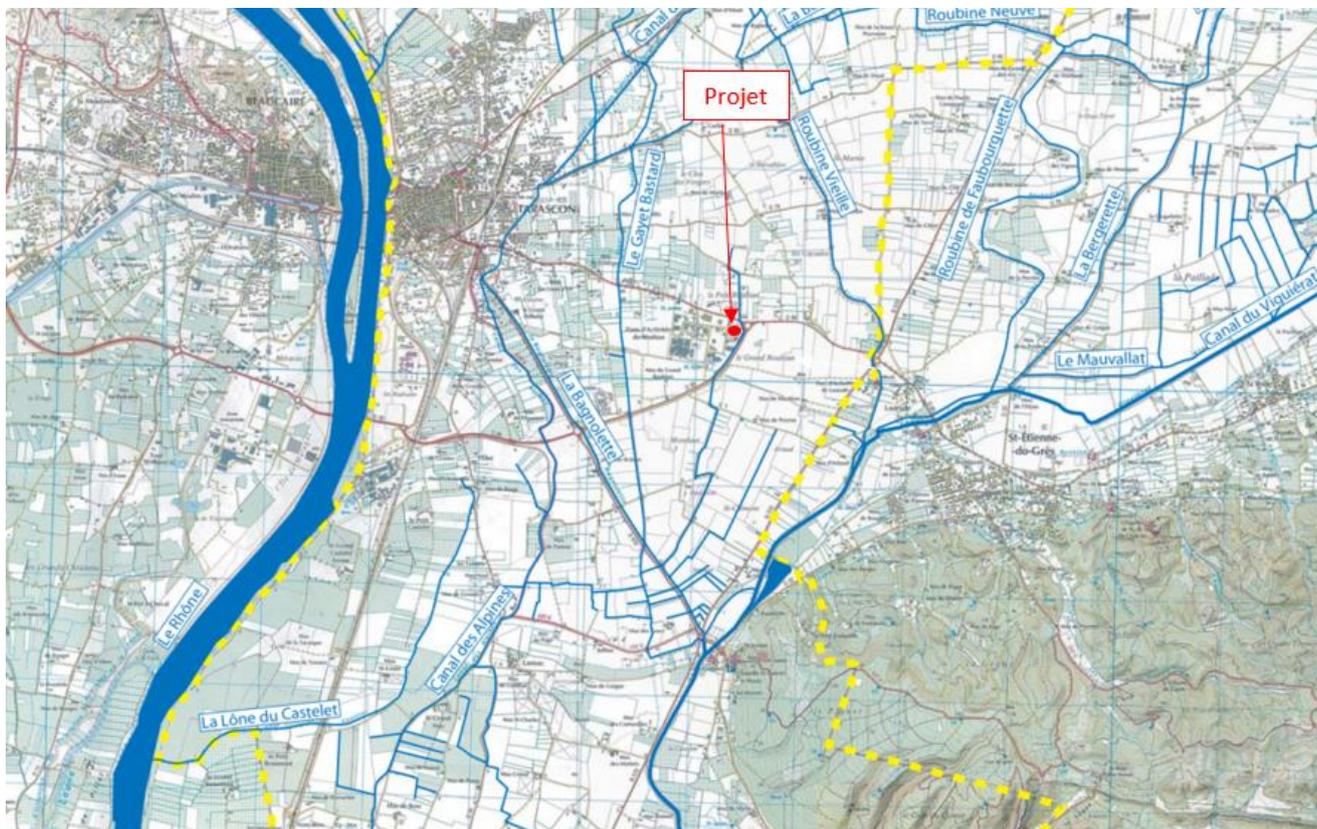


Illustration 9 : Réseau hydrographique autour du projet



Illustration 10 : La mayre longeant l'opération à l'Est

La Mayre longeant la zone de projet n'est pas considérée comme un cours d'eau par la Direction Départementale des Territoires et de la Mer des Bouches du Rhône (DDTM13).

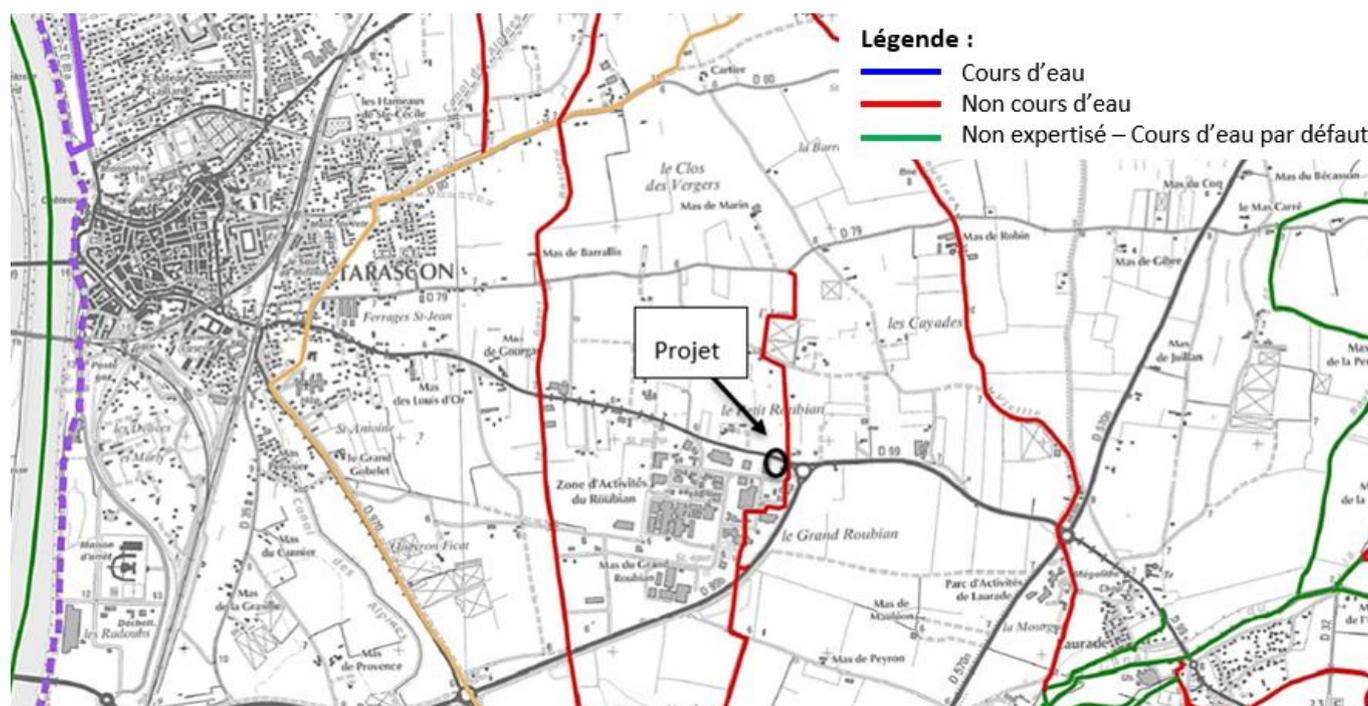


Illustration 11 : Cartographie des cours d'eau des Bouches-du-Rhône en cours d'actualisation (en rouge : tronçons retirés de la liste potentielle des cours d'eau)

B.III.RISQUE INONDATION

B.III.1. Plan de prévention du risque inondation

La commune de Tarascon située en rive gauche du Rhône est concernée par les débordements du Rhône pouvant être aggravés par des phénomènes de rupture des digues, mais également sujette au ruissellement en provenance des massifs de proximité (Montagnette, Alpille), à l'accumulation d'eau due à l'impluvium local sur la plaine du Comtat et sa plaine agricole ainsi qu'à la gestion des canaux (Vigueirat notamment).

La commune est par conséquent couverte par un PPRI approuvé le 9 février 2017.

■ Scénario retenu au PPRI

Le PPRI a été réalisé sur la base du scénario de la brèche du Barailler située au Sud de la digue de la Montagnette. Cette hypothèse de brèche se manifeste au pic de la crue de référence du Rhône et génère un débit maximal d'apport de 1 500 m³/s et un volume d'environ 350 Mm³.

■ Zonage règlementaire de la zone d'étude

Le projet est situé en zone inondable en zone R2A (AZU Activités) c'est-à-dire en zone d'aléa fort sur un enjeu de type Autre Zone Urbaine spécifique aux zones d'activités.

Dans le cadre des crues du Rhône, l'aléa fort correspond à des hauteurs de submersion supérieures à 1m.

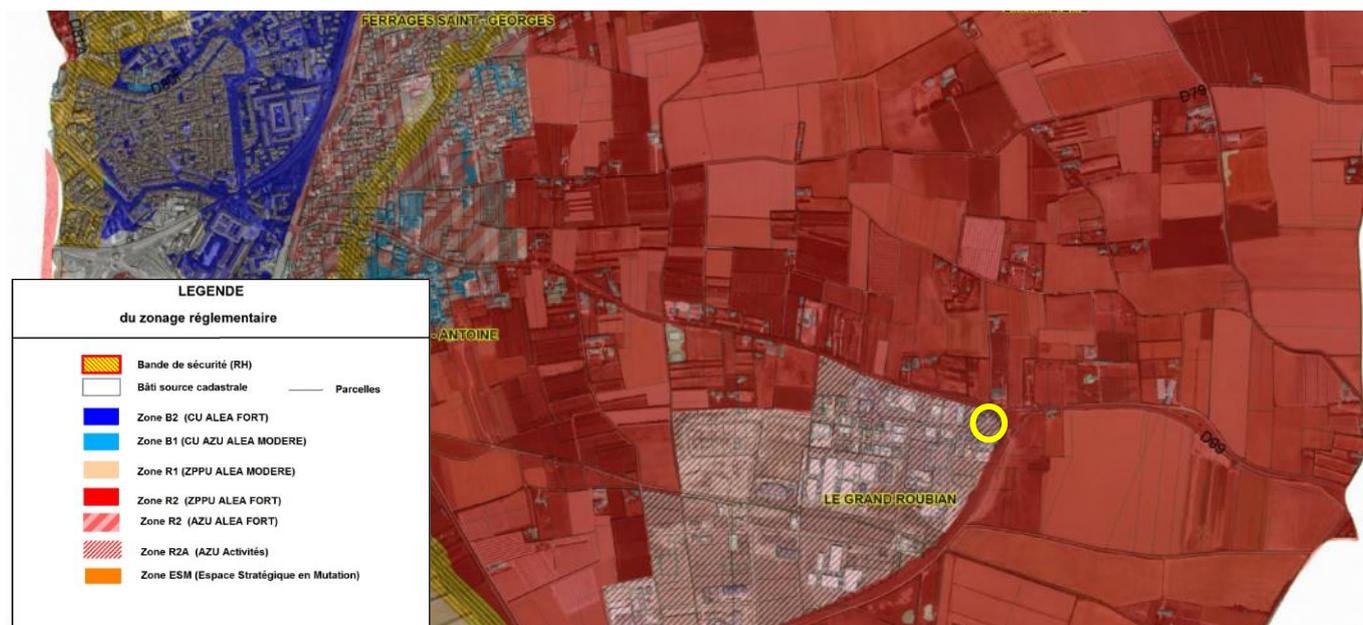


Illustration 12 : Zonage réglementaire du PPRI de Tarascon

Règlements de la zone

Le règlement associé au site d'implantation du projet interdit notamment :

- La **création de sous-sols** (niveaux se trouvant, même partiellement, sous le terrain naturel) ;
- Les **remblais** sauf s'ils sont **directement liés à des opérations autorisées par le présent règlement ou nécessaires à des travaux de réduction de vulnérabilité, et à condition qu'ils soient limités à l'emprise des ouvrages, installations et aménagements autorisés (constructions, rampes d'accès, ...)**.

En zone R2a, la création de bâtiments d'activités est autorisée sous réserve :

- Que le **premier plancher soit réalisé à 0.50 m au-dessus du terrain naturel** ;
- De **l'accessibilité depuis l'intérieur à un niveau refuge** : cette zone refuge **doit être située au moins à 0.20 m au-dessus de la cote de référence** et présenter une issue de secours aisément accessible de l'extérieur pour permettre l'intervention des services de secours. La surface minimale réglementaire doit être calculée en fonction de la capacité d'accueil des locaux à raison de 1m² par personne. Si le gestionnaire possède un plan d'évacuation (type Plan Particulier de Mise en Sécurité) corrélé au système d'alerte du Plan Communal de Sauvegarde (PCS), cette surface de la zone refuge peut être calculée en fonction du personnel de l'établissement. Dans ce cas, une attestation doit être jointe au permis et visée par le Maire.
- De **prévoir un mode de gestion en phase de crise afin d'assurer l'information, l'alerte, l'évacuation et la mise en sécurité des personnes** ;
- De ne pas créer d'hébergement ;
- De **ne pas faire obstacle à l'écoulement des eaux et de ne pas aggraver les risques et leurs effets pendant l'inondation** ;
- Que **les parties de bâtiments situées en dessous de la cote de référence soient construites avec des matériaux et des équipements insensibles à l'eau** ;
- Que le **stockage au niveau du terrain naturel d'objets pouvant se mettre en flottaison soit muni de dispositifs anti-emportement transparents afin d'éviter la création d'embâcles ou qu'un dispositif de gestion de crise permette de les évacuer rapidement**.

L'aménagement ou la création de locaux destinés au repos temporaire des veilleurs de nuits ou des agents de sécurité en charge d'assurer la surveillance de nuit des locaux professionnels sont autorisés sous réserve :

- Que la surface de ces locaux soit limitée à 15 m² maximum ;

- Que le premier plancher de ces locaux se trouve au moins à 0.20 m au-dessus de la cote de référence ;
- Qu'un dispositif de gestion de crise soit mis en place pour permettre une évacuation rapide des personnels concernés.

Cote PHE au droit du site

La cote de Plus Haute Eaux de référence est de 8.32 m NGF. Puisque le terrain naturel au droit de l'opération est situé entre 6.5 et 7 m NGF, cela représente une hauteur d'eau comprise entre 1.32 et 1.82 m.

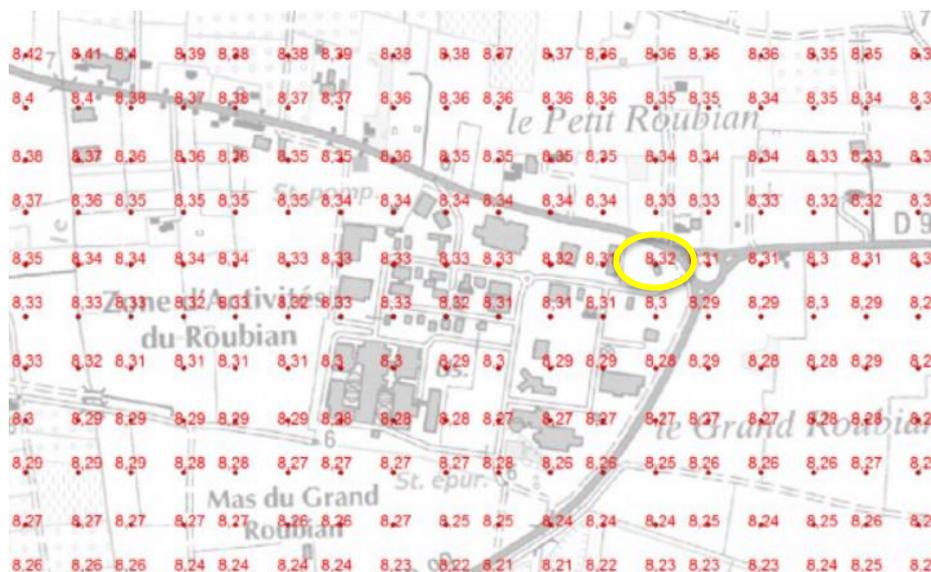


Illustration 13 : Cote PHE de référence

Les niveaux refuge et locaux éventuels destinés au repos temporaire des veilleurs de nuit devront être calés a minima à la cote 8.52 m NGF.

B.III.2. Modélisation hydraulique en situation actuelle pour la crue de référence

Pour analyser l'incidence du projet sur la zone inondable et répondre aux exigences du SDAGE 2016-2021 (non-aggravation de l'aléa) par la mise en place d'éventuelles mesures compensatoires, il a été nécessaire de réaliser une modélisation hydraulique de l'aléa inondation pour la crue de référence du PPRi.

Les paragraphes qui suivent s'attachent à décrire le modèle hydraulique mis en place, son calage par rapport au PPRi et son exploitation en situation actuelle.

B.III.2.1. Données topographiques

Les données topographiques utilisées pour le montage du modèle hydraulique correspondent :

- Au plan topographique de la zone d'étude réalisé au 1/250^e par un géomètre expert ;
- Au LIDAR au pas d'espace 1m issue de la donnée Litto3D du SHOM ;
- Aux données issues du schéma d'assainissement pluvial de la zone d'activité du Roubian pour ce qui concerne les ouvrages hydrauliques existants.

B.III.2.2. Montage du modèle hydraulique

Le choix du type de modélisation

Les écoulements sont usuellement considérés à composantes 1D ou 2D (cf. Illustration suivante).

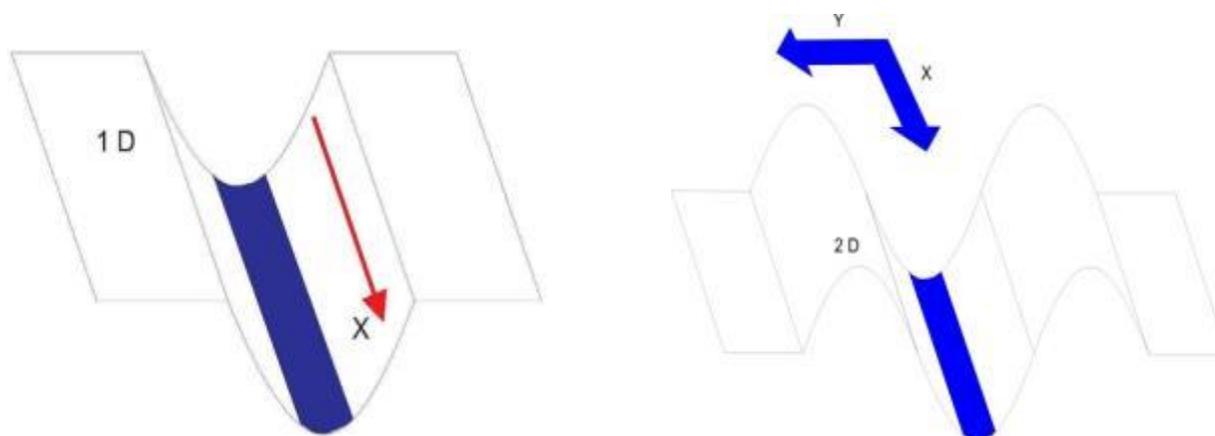


Illustration 14 : Schéma représentant les écoulements 1D (à gauche) et 2D (à droite)

L'utilisation d'un modèle hydraulique 1D (une Dimension) est justifiée lorsque les écoulements s'effectuent selon un axe préférentiel (axe parallèle au lit mineur), alors que lorsque les écoulements se font selon des axes non parallèles entre eux, on parle d'écoulement 2D (2 Dimensions).

La zone d'étude est intégrée dans le champ majeur du Rhône où les écoulements peuvent suivre de multiples axes d'écoulement « divergents » (non parallèle au lit mineur). **L'utilisation d'un modèle hydraulique 2D est par conséquent nécessaire.**

Le code de calcul utilisé

Le code de calcul utilisé par CEREG Ingénierie est SW2D. Il est développé par le laboratoire HYDROSCIENCES de Montpellier. Ce code a été retenu car il gère les fronts secs (secteurs non en eau en début de calcul) et il résout à chaque pas de temps l'ensemble des équations 2D du système de Barré-de-Saint-Venant.

SW2D repose sur la discrétisation de la zone d'étude en petites mailles basées sur le MNT construit à partir des données topographiques disponibles.

Il permet également de prendre en compte les éléments structurants du réseau pluvial ainsi que les ouvrages de franchissements puisqu'il intègre la résolution des lois d'orifice ainsi que les pertes de charges générées au droit des ponts.

Maillage de la zone d'étude

Le modèle mathématique utilisé s'appuie sur un maillage de l'espace élaboré à partir des données topographiques et complétées localement par des observations de terrain. Il permet de prendre en compte les éléments structurants principaux du secteur : les ouvrages linéaires en remblais, les talus, les fossés, ainsi que les ouvrages de franchissement nécessaires à la bonne description du fonctionnement hydrodynamique de la zone d'étude.

S'agissant d'une démolition du bâtiment existant sur le site du projet, ce dernier n'a pas été modélisé comme faisant obstacle aux écoulements. En d'autres termes, la parcelle du projet a été considérée en état initial sans bâtiment pour la modélisation de l'état actuel.

L'illustration suivante présente le maillage réalisé pour les besoins de l'étude.

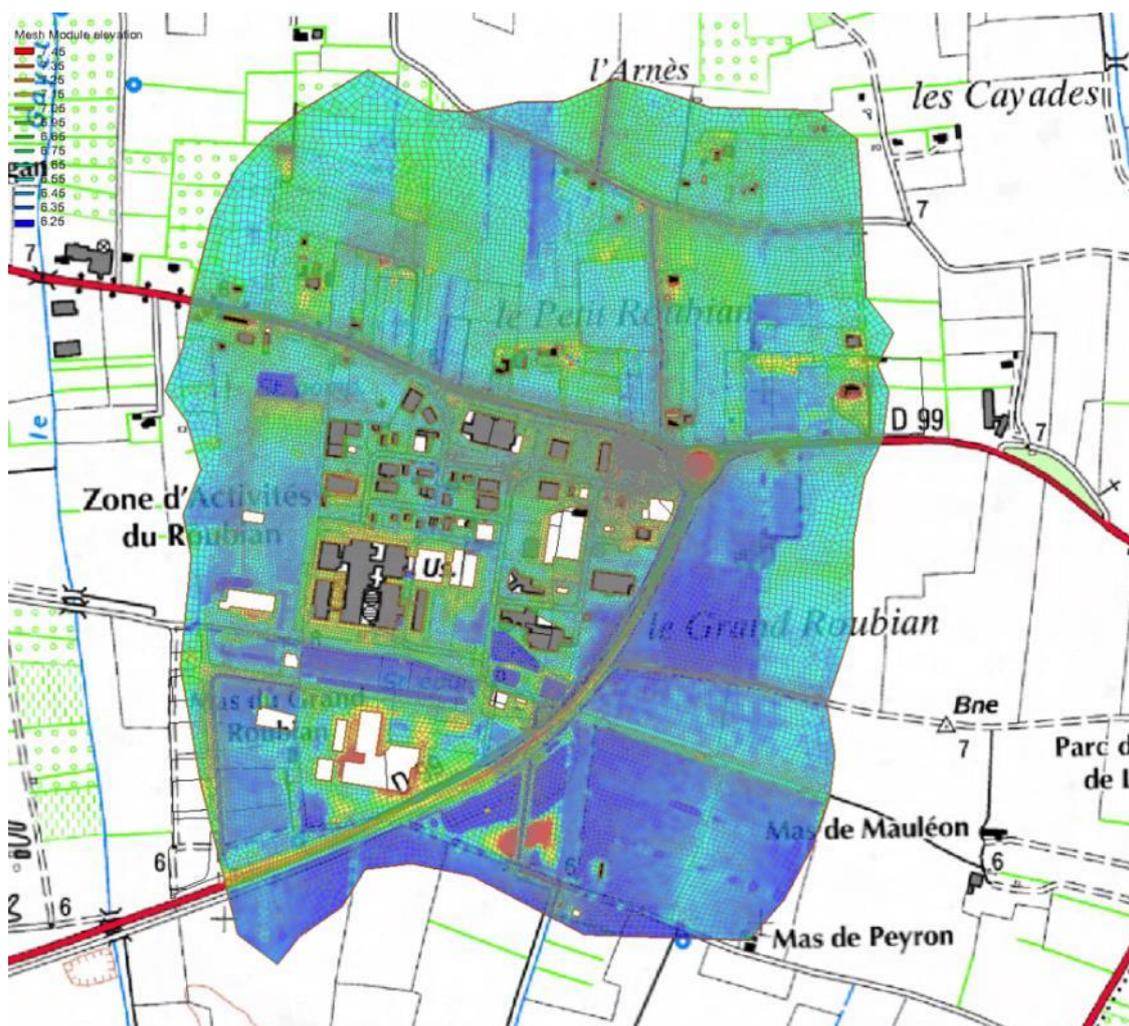


Illustration 15 : Maillage du modèle hydraulique

Hydrologie et conditions aux limites

Les débits injectés dans le modèle hydraulique sont issus de l'étude de dangers des quais de Tarascon, de la digue de la Montagnette et du Mur du Château Royal de Provence. Dans le cadre de cette étude, plusieurs scénarios de brèches des ouvrages ont été analysés. Le PPRi a été réalisé sur la base du scénario de la brèche du Barailler située au Sud de la digue de la Montagnette. Cette hypothèse de brèche se manifeste au pic de la crue de référence du Rhône et génère un débit maximal d'apport de 1 500 m³/s et environ 350 Mm³.

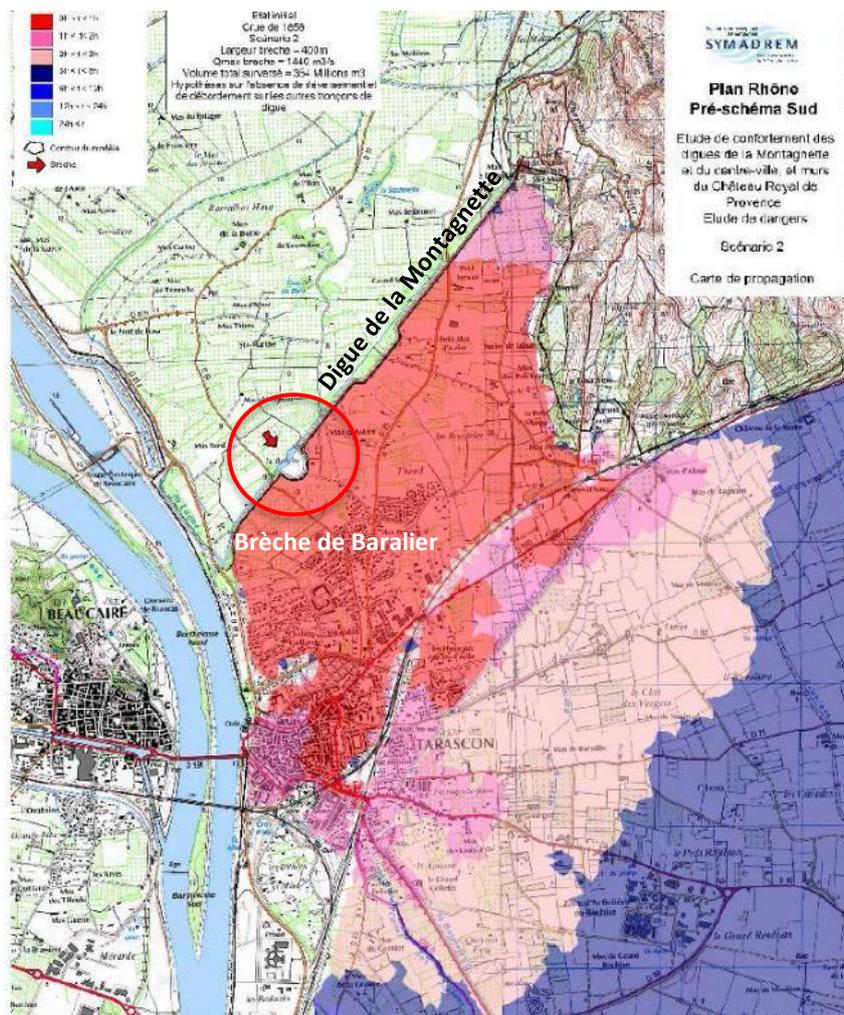


Illustration 16 : Extrait de la carte de propagation

La société EGIS en charge de la modélisation hydraulique relative à l'étude de danger a fourni les hydrogrammes d'apports au droit du modèle hydraulique 2D réalisé pour la présente étude.

- En limite Nord-Ouest du modèle, un débit maximal de 253 m³/s a été injecté ;
- En limite Nord, le débit maximal injecté s'élève à 411 m³/s.
- En limite Sud du modèle, la condition aux limites du modèle correspond aux cotes des Plus Hautes Eaux.

Les hydrogrammes injectés en limite amont du modèle sont précisés sur l'illustration suivante.

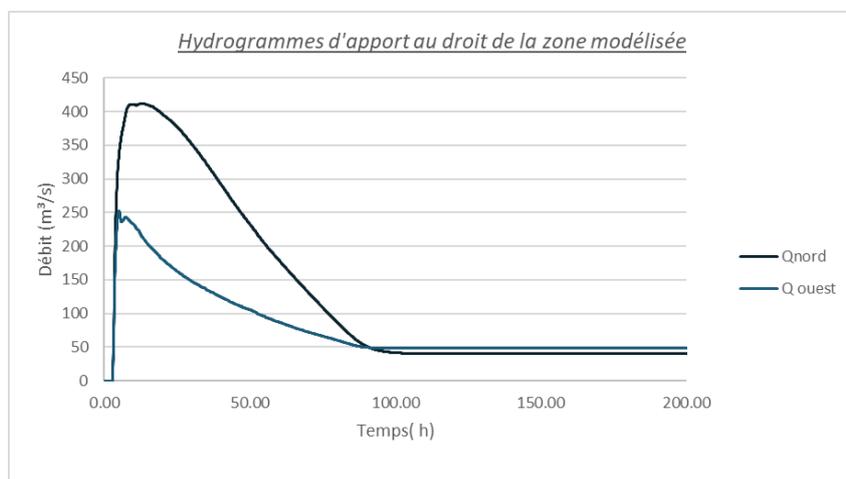


Illustration 17 : Hydrogrammes d'entrée au modèle hydraulique

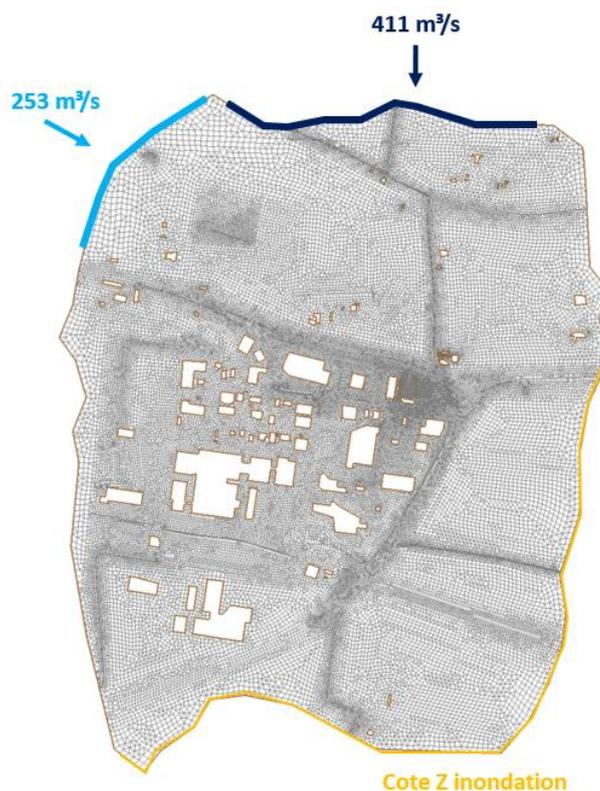


Illustration 18 : Conditions aux limites du modèle hydraulique 2D

B.III.2.3. Exploitation du modèle hydraulique

B.III.2.3.1. Calage du modèle

Le calage du modèle hydraulique consiste à reproduire pour un épisode pluvieux donné, un fonctionnement hydraulique similaire aux observations de terrains sur le secteur d'étude.

Dans le cadre d'une modélisation hydraulique en 2D, le paramètre de calage est le coefficient de Strickler, qui caractérise la rugosité du sol.

Sur le secteur étudié, le calage du modèle consiste à reproduire le plus fidèlement possible les cotes de Plus Hautes Eaux du PPRi pour la crue de référence du PPRi.

Pour cela plusieurs points de contrôle ont été placés sur l'emprise du modèle et sont localisés sur l'illustration suivante :

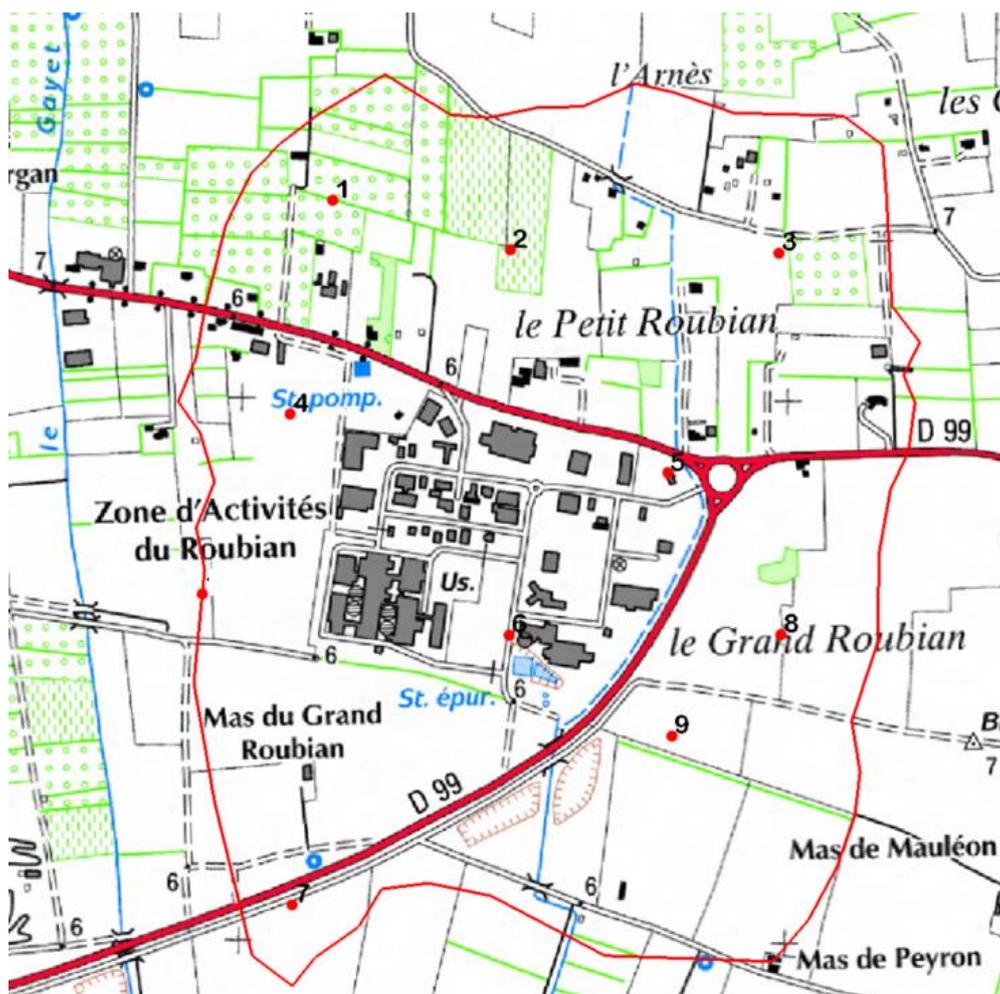


Illustration 19 : Localisation des points de contrôle pour le calage du modèle hydraulique 2D

Le tableau suivant compare les cotes modélisées entre les deux études au droit des points de contrôle :

Point de contrôle	Cote PHE PPRI (mNGF)	Cote modélisée Cereg (mNGF)	Ecart (m)
1	8.39	8.41	0.02
2	8.37	8.4	0.03
3	8.36	8.38	0.02
4	8.35	8.37	0.02
5	8.32	8.34	0.02
6	8.27	8.24	-0.03
7	8.16	8.16	0
8	8.27	8.27	0
9	8.24	8.24	0

Tableau 5 : Comparaison des cotes modélisées avec les Plus Hautes Eaux du PPRI

La modélisation hydraulique a été réalisée dans les mêmes conditions de modélisation que celle ayant fait l'objet du PPRI (mêmes conditions aux limites). Le coefficient de rugosité pris égal à 22 a été ajusté de façon à retrouver les cotes de Plus Hautes Eaux du PPRI. Les écarts constatés aux différents points du modèle sont inférieurs à 3 cm.

Le calage du modèle est jugé satisfaisant.

B.III.2.3.2. Exploitation du modèle pour la crue de référence

Pour la crue de référence du PPRi, la parcelle du projet est inondée avec des hauteurs de submersion comprises entre 1 m où se trouve le bâtiment actuel et 1.75 m sur la partie Ouest de la parcelle.



Illustration 20 : Hauteurs maximales de submersion modélisées pour le crue de référence

Les vitesses d'écoulement sont peu importantes sur la parcelle et comprises entre 0.2 et 0.75 m/s.

B.IV. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE PLUVIAL EN SITUATION ACTUELLE

B.IV.1. Délimitation des bassins versants

B.IV.1.1. Eléments de reconnaissance des limites du bassin versant

La reconnaissance de terrain a permis de mettre en évidence que le bassin versant global drainé par l'opération est lié à son emprise augmentée de l'espace vert compris entre le fossé de la RD99 au Nord et la limite de l'opération. En effet, le bassin versant est délimité par les éléments suivants :

- A l'ouest, la limite avec la parcelle voisine correspond à un mur de plus de 1.50 m ; la parcelle à l'ouest gérant ses propres eaux pluviales.
- Au nord, la limite du bassin versant est matérialisée par le fossé pluvial de la RD99 qui évacue les eaux vers le fossé principale de la zone à l'Est.
- A l'est du projet se trouve l'important fossé (mayre) qui draine la zone agricole au Nord et évacue les eaux pluviales vers le Sud ;
- Au sud, le rue des Charpentiers dispose d'un réseau pluvial enterré. L'entrée actuelle est située plus haut de 10 cm par rapport à la chaussée qui présente à cet endroit un point haut empêchant les eaux pluviales de pénétrer sur l'opération. Cette entrée actuelle sera conservée en état projet.

Une seconde entrée sera mise en place au niveau de la parcelle 1686. A cet endroit, la chaussée présente un point bas munie d'un réseau pluvial, mais le trottoir légèrement surélevé permet de contenir les eaux pluviales sur la voirie.

Il sera important, en état projet, en ce point (au droit de la future entrée du magasin) de conserver a minima l'altimétrie actuelle du trottoir pour ne pas drainer le point bas de la chaussée de la rue vers l'opération.

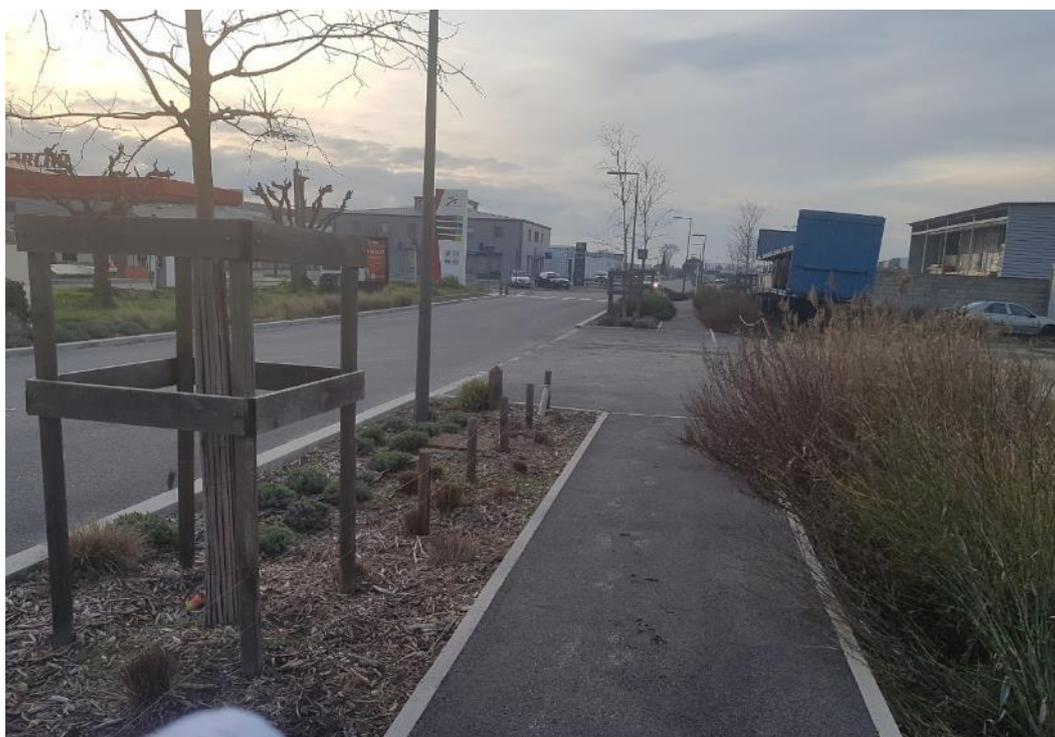


Illustration 23 : Prise de vue depuis la rue des Charpentiers au droit de la future entrée du magasin

B.IV.1.2. Identification des exutoires

Au droit de la parcelle n°1686 qui sert à entreposer des véhicules légers et poids lourds, les eaux pluviales n'ont pas d'exutoire d'après le nivellement topographique. Elle présente en effet un point bas sur sa partie centrale et n'est pas drainé par le réseau pluvial de la parcelle 1687 à l'Est où se trouve le bâtiment existant.



Illustration 24 : Prise de vue de l'occupation actuelle de la parcelle 1686

Sur la parcelle n°1687 où se situe actuellement un bâtiment, se trouve un réseau pluvial enterré qui évacue les eaux vers le réseau pluvial communal de la rue des Charpentiers.

La communauté d'agglomérations Arles Crau Camargue Montagnette (ACCM) a fourni les plans de récolement du réseau pluvial de la rue des Charpentiers datant de juin 2018 suite à la réalisation des travaux sur le réseau pluvial préconisés par le schéma directeur d'assainissement pluvial de la zone d'activité réalisé en 2012.

Les eaux pluviales du projet sont collectées par une buse $\varnothing 400$ mm qui collecte également une partie des eaux de la voie (demi-chaussée) au Sud-Est de la zone d'étude, avant de les envoyer vers un cadre enterré L1.00 x h 0.40 m situé sur tout le linéaire de la rue. Plus en aval en limite Sud, une autre buse en $\varnothing 300$ mm sont susceptible de collecter les eaux pluviales avant rejet vers le même cadre enterré qui s'écoule ensuite vers la rue du Pressoir vers le Sud de la zone d'activité puis vers le Gayet Roubian

Un extrait du plan de récolement du réseau pluvial est donné sur l'illustration suivante :



Illustration 25 : Extrait du réseau pluvial communal de rue des Charpentiers

B.IV.1.3. Bassins versants

Compte tenu des observations précédentes, il apparaît que le projet n'intercepte aucun bassin versant périphérique. **Le bassin versant drainé par l'opération occupe donc une superficie totale de 7 409 m².** L'emprise correspondante est reportée sur l'illustration suivante.

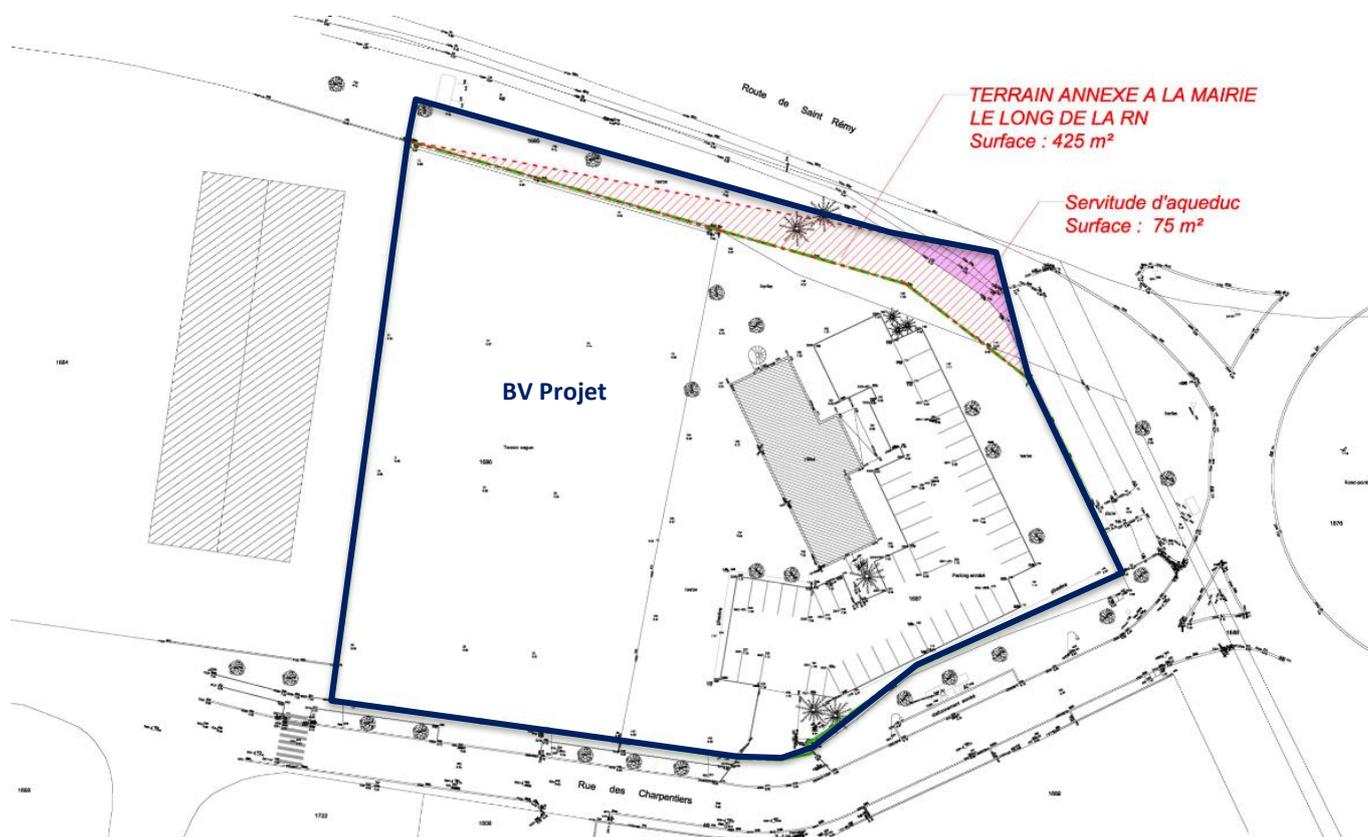


Illustration 26 : Bassin versant drainé par l'opération

Les caractéristiques de ce bassin versant sont données dans le tableau suivant :

	Surface totale (m ²)	Longueur (m)	Pente (%)
BV Projet	7 409	85	0.71

Tableau 6 : Caractéristiques des bassins versants drainés

B.IV.2. Détermination des débits de pointe

■ Méthodologie

Les débits sont déterminés à partir de la **méthode rationnelle** rappelée ci-dessous :

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Avec

Q = débit de pointe (m³/s)

C = coefficient de ruissellement (%)

I = intensité de pluie (mm/h) sur le temps de concentration t_c

A = Surface du bassin versant (ha)

■ Données pluviographiques

La pluviométrie sur le secteur d'étude est rendue à partir de la station météorologique d'Arles, station la plus proche disposant de coefficient de Montana et situé sur la même zone d'intensité pluviométrique préconisée par la DDTM 13. L'intensité de pluie est liée à sa durée comme suit :

$$I = a \cdot t^{-b}$$

Avec t = Durée de pluie en h (avec t = t_c)

Les coefficients a et b (dits de Montana) utilisés sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Arles	6'<d<2h		2h<d<6h		6h<d<24h	
	a	b	a	b	a	b
1991-2012						
5 ans	40.6	0.508	41.2	0.732	43.7	0.758
10 ans	48.4	0.481	49.8	0.738	53.9	0.774
20 ans	56.7	0.453	58.9	0.741	65.2	0.787
30 ans	62	0.434	64.6	0.741	72.4	0.794
50 ans	68.9	0.412	72.3	0.741	82.3	0.802
100 ans	78.5	0.38	83.2	0.739	97.3	0.812

Tableau 7 : Coefficients de Montana – Station d'Arles– 1991-2012

Le temps de concentration des bassins versants est calculé à partir de la méthode de la formule L/v (L : longueur du plus long cheminement hydraulique, v : vitesse d'écoulement).

■ Coefficient de ruissellement

Pour un bassin versant, le coefficient de ruissellement correspond au rapport entre le volume de pluie tombé et le volume effectivement ruisselé.

Ce coefficient est fortement influencé par l'occupation et la nature du sol, la pente du bassin versant mais également avec l'intensité de la précipitation (phénomène de saturation des sols dû à leur limite de capacité d'infiltration).

L'évaluation des coefficients de ruissellements propre à chaque bassin versant s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- Pour l'**occurrence 5 ans**, les coefficients de ruissellement sont calculés à partir d'une moyenne pondérée des coefficients de ruissellement unitaires qui sont fonction de l'occupation des sols et de la pente basés sur les abaques de Ven Te Chow ($Cr = 0.28$ pour les surfaces enherbées naturelles, et $Cr = 0.8$ pour les surfaces imperméabilisées).
- Pour les surfaces imperméabilisées, le coefficient de ruissellement est égal à 1 dès l'occurrence décennale ;
- Pour l'**occurrence décennale**, le coefficient de ruissellement des surfaces naturelles est déterminé à partir des valeurs fournies dans la doctrine relative aux principes de gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement entrant dans le cadre de la rubrique 2.1.5.0 de la Loi sur l'Eau de la DDTM 13. Dans le cas d'espèce, **le coefficient décennal pour les surfaces naturelles est pris égal à 0.35 (pédologie située entre terrain grossier et terrain limoneux)**.

Couverture végétale	Morphologie	Pente %	Terrain sable grossier	Terrain limoneux	Terrain argileux
Bois	presque plat ondulé montagneux	$p < 5$	0,10	0,30	0,40
		$5 \leq p < 10$	0,25	0,35	0,50
		$10 \leq p < 30$	0,30	0,50	0,60
Pâturage	presque plat ondulé montagneux	$p < 5$	0,10	0,30	0,40
		$5 \leq p < 10$	0,15	0,36	0,55
		$10 \leq p < 30$	0,22	0,42	0,60
Culture	presque plat ondulé montagneux	$p < 5$	0,30	0,50	0,60
		$5 \leq p < 10$	0,40	0,60	0,70
		$10 \leq p < 30$	0,52	0,72	0,82

Illustration 27 : Coefficients de ruissellement décennal sur les bassins versants naturels (extrait doctrine 2.1.5.0 de la DDTM 13)

- Pour les occurrences supérieures à 10 ans, le calcul du coefficient de ruissellement est déterminé en référence à la formule de GTAR conformément aux prescriptions de la DDTM 13 tel que :

$$C_{(T)} = 0.8 \left(1 - \frac{P_0}{P_{j(T)}} \right) \text{ avec } P_0 = \left(1 - \frac{C_{(10)}}{0.8} \right) P_{j(10)}$$

Cette formule s'applique dans le cas où Cr_{10ans} est inférieur à 0.8. Dans le cas contraire, le coefficient de ruissellement sera calculé sur la base des valeurs usuelles de la biblio.

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement retenus pour la situation actuelle.

	Surface totale (m ²)	Surface naturelle (m ²)	Surface imperméabilisée (m ²)	Cr 5 ans	Cr 10 ans	Cr 30 ans	Cr 100 ans
BV Projet	7409	5724	1685	0.40	0.50	0.56	0.61

Tableau 8 : Coefficients de ruissellement en situation actuelle

▲ Résultats : débits de pointe générés par la zone d'étude

Les débits de pointes renseignés dans ce tableau sont les débits produits en état actuel.

	Débit de pointe en état actuel (l/s)			
	Qp 5 ans	Qp 10 ans	Qp 30 ans	Qp 100 ans
BV Projet	110	150	195	235

Tableau 9 : Débits de pointe en état actuel

C. INCIDENCE EN ETAT PROJET ET MESURES COMPENSATOIRES



C.I. PRÉSENTATION DU PROJET

■ Bâtiment – Espace de vente

Le projet consiste principalement en la construction d'un supermarché LIDL d'une surface de vente de 1 463 m² en R+1.

Ce bâtiment sera implanté sur les deux parcelles et débordera légèrement (coin nord-est) sur le terrain annexe le long de la RD ; avec une **emprise au sol de 2 801 m²**. Il présentera une hauteur maximale de près de 11.46 m sur un étage.

De forme simple, le bâtiment joue avec les différents matériaux très qualitatifs pour s'implanter et se signaler des différentes autres constructions environnantes.

Des panneaux photovoltaïques seront installés sur la toiture.

■ Parc de stationnement

L'aménagement du bâtiment commercial sera complété par l'aménagement d'un parking de **125 places** dont 70 places extérieures et 55 places en RDC. Ce parc de stationnement comprend des places spécifiques :

- 3 places dédiées aux Personnes à Mobilité Réduite (PMR)
- 3 places « familles » pour faciliter l'installation et la sortie des jeunes enfants.

Ces 6 places dédiées seront aménagées au plus près de l'entrée/sortie du magasin et du parc à chariots.

- 7 places permettant la recharge de voitures électriques (dont une place PMR).
- 19 places extérieures pré-équipées pour la recharge électrique.



Illustration 28 : Extrait du plan masse du projet (04/05/2021)

C.II. INCIDENCE SUR LE RISQUE INONDATION

C.II.1. Prise en compte du risque inondation dans l'aménagement de l'opération

C.II.1.1. Calage altimétrique du projet

Il est rappelé que dans le cadre du projet, le bâtiment existant situé en aléa fort du PPRi sera démoli en état projet.

En zone R2a du PPRi, la création de bâtiments d'activités sont autorisés sous réserve :

- Que le premier plancher soit réalisé à 0.50 m au-dessus du terrain naturel ;
- Les niveaux refuge et locaux éventuels destinés au repos temporaire des veilleurs de nuit devront être calés à minima à la cote 8.52 m NGF. (cf paragraphe B.III.1)

Dans le cas d'espèce, le rez-de-chaussée du bâtiment sera occupé par un parking. Le niveau du plancher aménagé en R+1 (surface de vente) sera situé à 3.25 m par rapport au terrain naturel soit à la cote 9.88 m NGF respectant ainsi la cote minimale d'un calage à TN+50 cm et 8.52 m NGF pour les zones refuges et locaux destinés au repos temporaire.

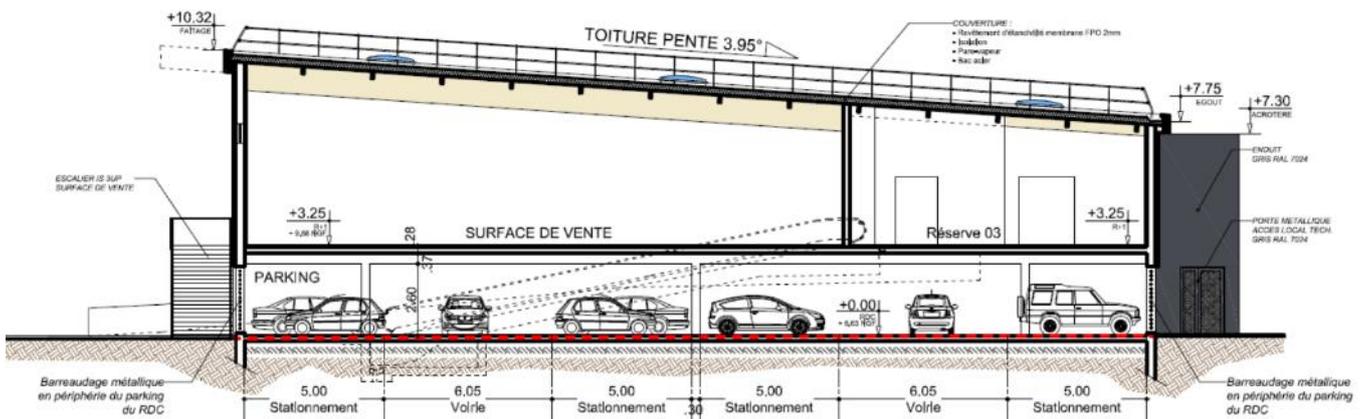
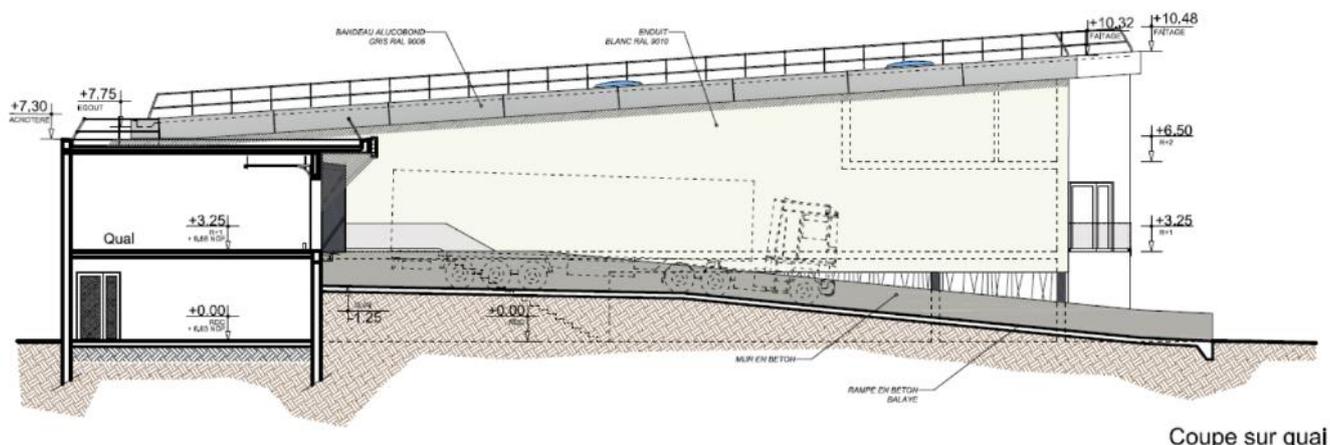


Illustration 29 : Coupe transversale du bâtiment

Le futur parking sera aménagé au terrain naturel sans remblai. Seule la rampe de décharge pour les livraisons du futur magasin sera aménagée en remblai ponctuel autorisé au PPRi.

Le projet limite la superficie de remblais (hors bâtiment et rampe d'accès pour livraison) en zone inondable.

Le nivellement actuel du terrain naturel actuel sera donc maintenu en état projet.



Coupe sur quai

Illustration 30 : Coupe transversale au droit du quai de livraison

C.II.1.2. Incidence du projet sur le risque inondation sans mesures compensatoires

Le bâtiment projeté a été intégré au modèle hydraulique 2D comme faisant obstacle aux écoulements (en l'absence de transparences hydrauliques). Les bassins de compensation à l'imperméabilisation n'ont pas été pris en compte pour la modélisation car ils sont considérés comme pleins et n'ayant pas de rôle hydraulique en cas de crue majeure (crue de référence).

La modélisation hydraulique montre que le bâtiment génère une incidence sur la côte et les hauteurs maximales de submersion au-delà des emprises de l'opération avec une rehausse de 1 à 5 cm au Nord du bâtiment. Au sud du bâtiment, il est constaté une diminution de la ligne d'eau de l'ordre de 5 cm.

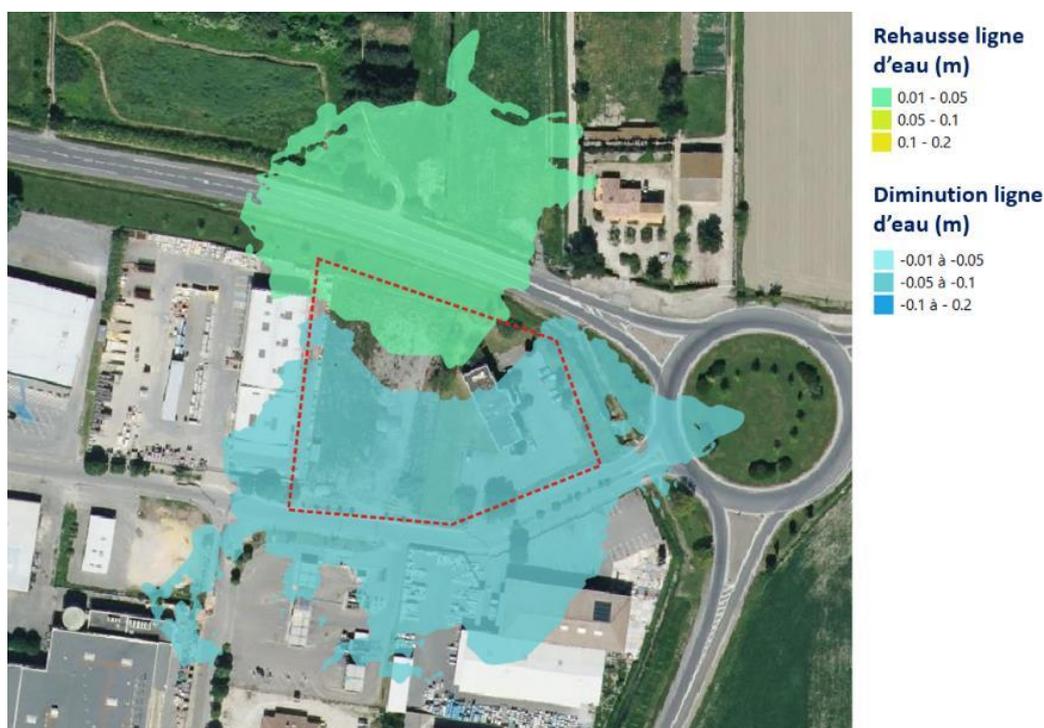


Illustration 31 : Incidence du projet initial sur les hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1988

L'incidence négative du projet au-delà des emprises foncières est jugée non acceptable au regard du SDAGE 2016-2021 et une recherche d'aménagements favorisant la transparence hydraulique du projet a donc été recherchée.

C.II.1.3. Mesures compensatoires du projet face au risque inondation

De façon à supprimer l'incidence du projet mis en évidence en dehors de l'emprise de l'opération, il est nécessaire de mettre en place des mesures favorisant la transparence hydraulique du bâtiment.

Mise sur pilotis du bâtiment

Pour cela, le parking en rez-de-chaussée sera aménagé sur pilotis pour favoriser la libre circulation des eaux sous le bâtiment en cas d'inondation. Le pourtour du parking sera constitué d'un grillage à large maille.

Certaines parties du bâtiment ne peuvent être aménagés sur pilotis, à savoir :

- Le hall où se trouvent les escalators et l'ascenseur qui sera situé sur la partie Sud du futur bâtiment ;
- Le quai de livraison situé en limite Ouest du bâtiment
- Les escaliers en façade sud du bâtiment.

L'aménagement sur pilotis permet de réduire l'emprise des remblais en zone inondable de 2801 m² (emprise au sol totale) à 640 m².

Création d'une transparence hydraulique

L'extrait de plan suivant précise le positionnement des pilotis envisagés au droit du parking ainsi que les zones de transparence hydraulique du projet garantissant la non-aggravation de la ligne d'eau d'inondation au-delà des emprises foncières.

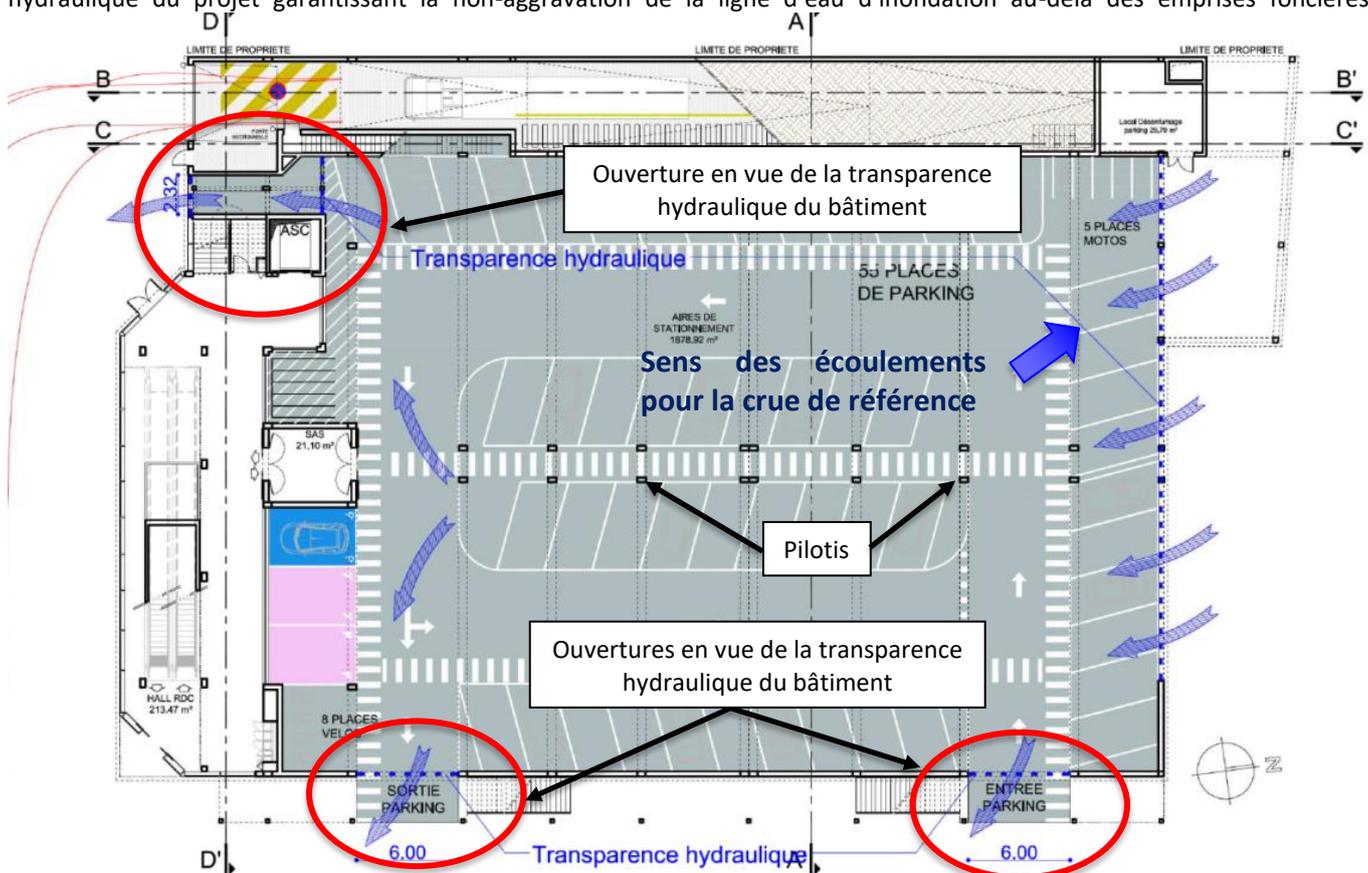


Illustration 32 : Vue en plan du rez-de-chaussée du bâtiment et zones de transparences hydrauliques

La hauteur des transparences hydrauliques réalisées permet le transit de la hauteur d'eau pour la crue de référence avec un tirant d'air de sécurité s'élevant à minima à 20 cm.

La cote sous poutre du plancher aménagé, c'est-à-dire le toit du parking situé en rez-de-chaussée, sera aménagé à une hauteur de 2.48 m par rapport au terrain naturel soit à la cote 9.03 m NGF assurant ainsi un tirant d'air de 71 cm par rapport à la cote de référence du PPRI (8.32 m NGF). **Le plancher aménagé sera calé à une hauteur de 3.67 m par rapport au terrain naturel soit une cote de 10.22 m NGF respectant le calage plancher minimal imposé au PPRI (8.52 m NGF).**

Fonctionnement avec les mesures compensatoires

Les incidences résiduelles résultantes du projet en phase exploitation pour la crue de référence sont situées en amont immédiat des zones faisant obstacles aux écoulements. Elles entraînent des réhausses ponctuelles de 1 à 3 cm mais sont intégralement comprises dans l'emprise foncière du projet et essentiellement sur la zone d'aménagement sur pilotis.

Aucune aggravation de la ligne d'eau au-delà de la limite foncière n'est mise en évidence par la modélisation hydraulique.

Le projet est transparent aux écoulements et répond aux exigences du SDAGE 2016-2021.



Illustration 33 : Incidence du projet intégrant les mesures compensatoires sur les cotes de submersion maximales pour la crue de référence du PPRI

C.III. GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET

C.III.1. Evolution des débits de pointe en état projet

Evolution des occupations du sol

Les bâtiments existants vont être démolis en situation future et l'imperméabilisation actuelle des parcelles va être complètement modifiée en état projet.

En situation actuelle, 23% du terrain d'assiette du projet est imperméabilisé (0.17 ha). En situation projetée, l'imperméabilisation va être augmentée à 85 % (0.63 ha).

Le tableau suivant précise l'évolution des occupations des sols entre la situation actuelle et la situation projetée au droit des deux bassins versants du projet. L'imperméabilisation du bassin versant du projet est liée au futur bâtiment ainsi qu'à ses aménagements annexes (voirie, parking, rampe).

		Surface totale (m ²)	Surface naturelle (m ²)	Surface imperméabilisée (m ²)
Etat actuel	BV Projet	7 409	5 724	1 685
Etat Projet	BV Projet	7 409	1 838	5 571

Tableau 10 : Evolution de l'occupation des sols en situation projetée

Débits de pointe en état projet

En état projet, l'évolution de l'occupation des sols amène à revoir les coefficients de ruissellement comme précisé dans le tableau suivant.

		Surface totale (m ²)	Surface naturelle (m ²)	Surface imperméabilisée (m ²)	Cr 5 ans	Cr 10 ans	Cr 30 ans	Cr 100 ans
Etat actuel	BV Projet	7 409	5 724	1 685	0.40	0.50	0.56	0.61
Etat Projet	BV Projet	7 409	1 838	5 571	0.67	0.84	0.86	0.90

Tableau 11 : Coefficients de ruissellement en état projet

Le bilan des débits à l'exutoire par rapport à la situation actuelle, en l'absence de mesures compensatoires est donné dans le tableau ci-après.

		Débit de pointe I (l/s)			
		Qp 5 ans	Qp 10 ans	Qp 30 ans	Qp 100 ans
Etat actuel	BV Projet	110	150	195	235
Etat Projet	BV Projet	180 (+64%)	250 (+67%)	300 (+54%)	350 (+49%)

Tableau 12 : Evolution des débits de pointe au droit de l'opération en état projet sans mesures compensatoires

On constate qu'en l'absence de mesure compensatoire, l'imperméabilisation future engendrera une augmentation des débits de pointe de 49 à 64%.

C.III.2. Réseau pluvial

Réseau pluvial interne à l'opération

Le système de collecte doit être capable d'assurer le drainage de l'intégralité des eaux pluviales vers un bassin enterré situé sous le parking aérien, à l'Est du bâtiment.

Du fait de la topographie du terrain étudié, une collecte par écoulement surfacique jusqu'aux bassins n'est pas envisageable, au moins au niveau des zones imperméabilisées. Le réseau pluvial devra être dimensionné en conséquence et devra donc être en mesure de traiter l'occurrence centennale.

Le bassin de rétention enterré devra de plus collecter l'ensemble du ruissellement généré sur la zone du projet. Le ruissellement généré par les espaces verts doit en particulier s'écouler vers des ouvrages de collecte du réseau enterré afin d'être acheminés vers le bassin de rétention.

Le tableau suivant présente les caractéristiques principales des différentes branches de réseau enterré qui sont mises en place. Ce tableau est lié à la planche 1 disponible en page 45 qui permet notamment de distinguer les branches du réseau pluvial.

Branche	Débit centennal à drainer (m ³ /s)	Fil d'eau amont (NGF)	Fil d'eau aval (NGF)	Dimensions	Matériaux	Pente minimale	Débit capable (m ³ /s)
Branche Cyan	0.05	5.65	5.35	DN 300	PVC	0.5 %	0.09
Branche Magenta	0.20	5.35	5.05	DN 500	Béton	0.5 %	0.26
Branche Grise	0.13	-	Branche Magenta	DN 300 x2	Béton	0.5 %	0.17
Branche Rouge	0.35	5.05	5.00	DN 500	Béton	1 %	0.37
Branche Bleue Claire	0.15	5.85	5.05	DN 400	Béton	1 %	0.20
Branche Bleue Foncée	0.35	6.30	6.06	Cadre 600 x 400	Béton	0.5 %	0.37

Tableau 13 : Dimensionnement du réseau pluvial interne au futur magasin

Le triangle marron situé en sortie du bassin de rétention représente une pompe qui permet d'assurer l'acheminement du rejet du bassin en fonctionnement normal vers le réseau pluvial exutoire.

C.III.3. Mesures compensatoires

C.III.3.1. Rappel des règles de dimensionnement PLU de Tarascon

Concernant les règles de rejet, en zone périurbaine et zones d'activité (PU), le bassin de compensation présentera un volume utile calculé sur le ratio de 120 l/m² collecté. Le rejet se fera à débit régulé à 5 L/s/ha collecté.

L'ouvrage sera muni d'une décante permettant de limiter le risque d'obstruction de l'ajutage. En cas de collecte de zones ouvertes à la circulation, l'ouvrage sera également muni d'une cloison siphonée et la décante sera dimensionnée selon le guide SETRA afin de permettre un abattement de la pollution chronique de 80 % (vitesse de sédimentation de 1 m/s).

C.III.3.2. Dimensionnement des bassins de rétention

C.III.3.2.1. Principe retenu

L'opération comporte un ouvrage de compensation à l'imperméabilisation qui collecte l'ensemble du ruissellement généré sur la parcelle étudiée. Afin de traiter le risque de pollution accidentelle liée au parking et/ou au passage de poids-lourds venant livrer le magasin, cet ouvrage sera équipé d'une fosse obturable de stockage des polluants de 30 m³ située en entrée du bassin.

Le bassin ainsi que la fosse de stockage auront un fond imperméabilisé afin d'éviter tout impact de la nappe sur leur fonctionnement ou par inversement pour éviter tout impact sur cette nappe étant donné que la zone du projet est située à proximité d'un périmètre de protection lié à un captage AEP.

Les deux ouvrages présentés seront également lestés en raison du risque de remontée de nappe. Une étude géotechnique devra alors être réalisée afin de déterminer le lestage nécessaire à la mise en place de ces structures.

Compte tenu de la contrainte en fil d'eau au droit du rejet situé sur le réseau pluvial de la rue des Charpentier et du recouvrement nécessaire par-dessus le dispositif enterré, un rejet gravitaire est impossible. Afin de respecter le PLU, le débit de fuite du bassin sera assuré au moyen d'un pompage à hauteur de 3.5 l/s (soit 12.6 m³/h). Une seconde pompe de sécurité sera mise en place en cas de défaillance de la pompe principale.

Le déversoir de sécurité dimensionné pour l'occurrence centennale permettra une surverse contrôlée et les eaux de surverse seront récupérées et réorientées vers le réseau pluvial de la rue des Charpentiers.

C.III.3.2.2. Détermination du volume utile des mesures compensatoires pour une gestion quantitative des eaux pluviales

Le volume règlementaire (pour être conforme au PLU) à mettre en œuvre s'élève à 120 l/m² collecté soit un volume utile global de 890 m³. Les mesures de compensations imaginées proposent par conséquent un volume utile de 890 m³.

▲ Bassin enterré

L'ensemble du volume nécessaire à la compensation (890 m³) est mis en place par la création d'un bassin enterré situé sous le parking (hauteur utile = 1.30 m, hauteur totale = 1.5 m localement, surface = 685 m²).

Conformément à ce qui a été présenté plus tôt, une fosse assurant un volume de stockage de 30 m³ est également implantée afin de récupérer les éventuelles substances polluantes provenant des zones imperméabilisées après un accident routier, par exemple.

Le débit de rejet à l'exutoire est limité à 3.5 l/s (5 l/s/ha) et sera assuré par un pompage.

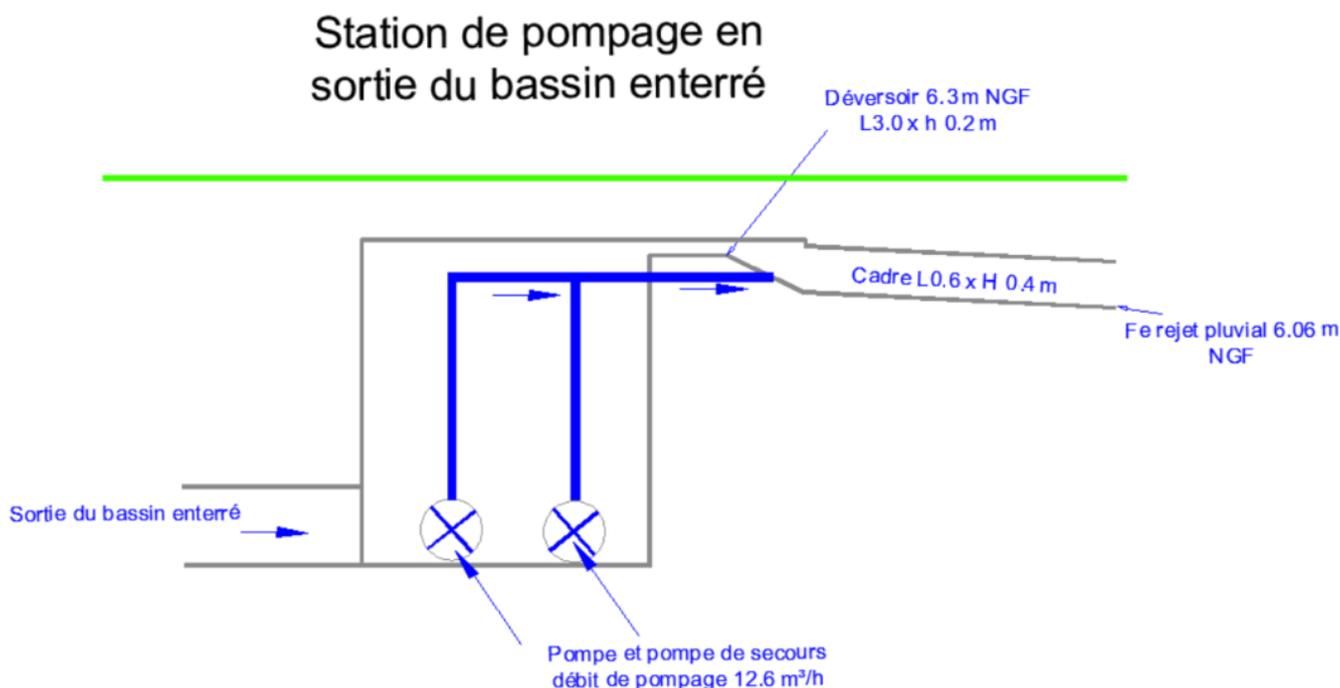


Illustration 34 : Coupe de principe de l'ouvrage de sortie du bassin enterré

Comme cela a été précisé précédemment, une cuve de 30 m³ de stockage est placée en amont du bassin afin de traiter, notamment, le risque de pollution accidentelle créé par l'approvisionnement du magasin par des poids-lourds.

Dimensionnement des déversoirs de sécurité

Le déversoir de sécurité de chaque ouvrage est dimensionné selon la loi de déversoir présentée ci-dessous.

$$Q = m Lh((2gh)^{0.5})$$

Avec m, le coefficient de débit pris égal à 0.38.

Le déversoir est dimensionné pour permettre le transit du débit de pointe centennal en considérant que les bassins est plein et que l'orifice de fuite est obstrué ou que la pompe est défaillante lorsque survient le pic de crue. Connaissant ce débit, il est alors possible de connaître la largeur des déversoirs en fixant la hauteur de la lame d'eau s'écoulant sur ces derniers.

Suivant cette loi de déversoir la surverse du bassin aura donc une largeur de 3.00 m et une hauteur de 0.20 m.

La canalisation placée en aval de l'orifice de fuite et de la surverse de l'ouvrage doit avoir la capacité de transiter le débit de surverse y compris dans le cas précité pour le dimensionnement de la surverse. De cette manière, le bassin est équipé d'un cadre 600x400 (LxH) penté à 0.5% (au minimum) afin de rediriger les rejets vers l'exutoire, à savoir la rue des Charpentiers.

C.III.3.2.3. Détermination de la surface du bassin pour la gestion de la pollution chronique

Le dimensionnement pour le traitement qualitatif des eaux pluviales est réalisé pour l'occurrence annuelle.

Le dimensionnement du bassin vis-à-vis de la pollution chronique dépend du pourcentage d'abattement à imposer sur les MES qui est directement lié à la vitesse de sédimentation des particules et du choix de la période de retour de la pluie à traiter.

Il est rappelé que le PLU de la ville de Tarascon demande que le dispositif de décantation soit dimensionné afin de permettre un abattement de la pollution chronique de 80 % (vitesse de sédimentation de 1 m/s).

Les taux d'abattement ont été évalués en fonction de la vitesse de sédimentation dans les bassins de rétention par le SETRA. D'après le guide « Pollution d'origine routière » de 2007, les taux d'abattement en % en fonction du polluant considéré sont les suivants :

Vs (m/h)	Taux d'abattement (%)			
	MES	DCO	Cu, Cd, Zn	Hc et HAP
1	85	75	80	65
3	70	65	70	45
5	60	55	60	40

Tableau 14 : Taux d'abattement de la pollution dans les bassins de rétention avec volume mort en fonction de la vitesse de sédimentation

La vitesse horizontale des écoulements doit quant à elle être inférieure à 0.15 m/s dans tous les cas.

Enfin, pour favoriser la décantation et pouvoir confirmer les taux d'abattement il est important :

- que le ratio L/l (Longueur / largeur en fond) soit supérieur ou égal à 6. En d'autres termes, la longueur doit être 6 fois supérieure à la largeur du fond du bassin.
- L'ouvrage d'entrée doit être installé le plus loin possible de l'ouvrage de sortie.

C.III.3.2.3.1. Vérification de la surface du fond du bassin pour le traitement de la pollution chronique

Il est proposé d'aménager le bassin de compensation sur une emprise de 685 m² pour une hauteur utile de 1.30 m.

Les calculs ci-après sont réalisés sur la base du guide technique de gestion qualitative des eaux pluviales du SETRA qui permettent de vérifier si cette surface est suffisante pour l'objectif de traitement visé.

Surface minimale du fond du bassin pour la gestion de la pollution chronique

La surface en fond de bassin (au niveau de l'orifice de fuite) nécessaire pour traiter la pollution chronique est calculée de la façon suivante (cf : guide technique du SETRA) :

$$S_b = \left(\frac{0.8 \times Q_T - Q_f}{V_s \times \text{Ln} \left(\frac{0.8 \times Q_T}{Q_f} \right)} \right) \times 3600$$

Avec :

S_b : surface du bassin au niveau de l'orifice de fuite

Q_T : débit de pointe à l'entrée du bassin de traitement pour la pluie de période de retour 2ans (Q_p = 162 l/s)

Q_f : débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile (ici débit de pompage = 3.5 l/s)

Le bassin doit présenter une surface d'au moins 126 m² en fond afin d'assurer la décantation pour la pollution chronique véhiculée par les eaux de chaussées du parking du projet avec une vitesse de sédimentation de 1 m/h. On constate que la superficie prévue pour l'implantation du bassin est supérieure à celle qui vient d'être calculée.

Ainsi le bassin permettra un abattement de la pollution chronique de minimum 85% sur les MES et 75% sur la DCO.

C.III.3.2.4. Synthèse des caractéristiques du bassin de compensation

L'ensemble des caractéristiques physiques du bassin à aménager est précisé dans le tableau suivant.

	Bassin compensation enterré
Bassin versant drainé	0.74
Type d'ouvrage	Bassin enterré
Exutoire	Réseau pluvial rue des Charpentiers
Cote périmétrique du bassin	6.90 m NGF au plus bas
Hauteur totale	Ht = 1.50 m (au niveau de la surverse)
Hauteur de surverse	0.20 m
Hauteur utile	Hu = 1.30 m
Fond du bassin	5.00 m NGF
Pente des talus	Vertical
Volume utile (m ³)	890
Diamètre d'orifice de fuite (mm)	Pompage de 3.5 l/s
Largeur du déversoir (m)	3.00
Ouvrage de vidange	Cadre 600 x 400 (LxH) penté à 0.5%
Équipements	Vanne martellière, Cloison siphonide, regard d'accès, fosse pour volume mort de 30 m ³ en entrée du bassin.

Tableau 15 : Synthèse des caractéristiques physiques du bassin de compensation à l'imperméabilisation

La planche disponible sur la page suivante présente l'emplacement des mesures compensatoires ainsi que le réseau pluvial :

Insérer la planche

C.III.3.2.5. Fonctionnement hydraulique du bassin et bilan à l'exutoire

Une modélisation hydraulique du bassin de rétention a été réalisée pour les différentes occurrences de pluie.

Le fonctionnement par bassin est précisé dans les tableaux suivants :

Occurrence	Fonctionnement hydraulique du bassin enterré			
	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
Débit entrant maximal	180	250	300	350
Durée pluie critique (h)	1.98	1.98	1.98	1.98
Hauteur d'eau maximum (m)	0.40	0.61	0.83	1.14
Volume maximal stocké (m ³)	272	417	567	782
Utilisation du déversoir	Non	Non	Non	Non
Lame d'eau déversée (cm)	-	-	-	-
Débit de fuite maximal (l/s)	3.5	3.5	3.5	3.5
Temps de vidange (h) - V/Qf	22	33	45	62
% écrêtement	98%	99%	99%	99%

Tableau 16 : Fonctionnement hydraulique du bassin de rétention enterré

Il est alors intéressant de constater que le bassin ne surverse pas pour les occurrences étudiées, au moins en fonctionnement normal. L'écrêtement associé est donc très important étant donné que le débit de fuite est calibré à 5l/s/ha.

C.III.3.2.6. Conclusion – bilan à l'exutoire

L'étude du schéma d'assainissement pluvial du projet a mis en évidence que :

- Le bassin de compensation est enterré sous le parking et présente un volume utile de 890 m³ pour 1.30 m de hauteur utile. Le rejet vers l'exutoire est assuré par un pompage à hauteur de 3.5 l/s (12.6 m³/h) ce qui permet d'assurer un écrêtement plus que significatif des débits de pointe, et un déversoir de sécurité de 3.00 m de longueur pour 0.20 m de hauteur est aménagé de sorte à gérer tout dysfonctionnement lors d'un événement pluvieux, au moins jusqu'à l'occurrence centennale.
- Compte tenu de la présence de la nappe affleurante, l'ouvrage proposé est étanché et lesté. Ceci prévient ainsi tout impact de la nappe sur le fonctionnement du bassin lors d'un événement pluvieux. Le lestage à prévoir devra néanmoins être déterminé par la réalisation d'une étude géotechnique.
- Afin de traiter le risque de pollution accidentelle généré par le passage fréquent de poids-lourds venant approvisionner le magasin, une cuve de stockage des polluants de 30 m³ est aménagée juste en amont du bassin.
- La modélisation du fonctionnement hydraulique met en évidence un écrêtement des débits pour l'ensemble des occurrences de pluies simulées.

Le bilan des débits à l'exutoire est précisé dans le tableau suivant :

	Débits de pointe (l/s)			
	5 ans	10 ans	20 ans	100 ans
Etat actuel	110	150	195	235
Etat projet sans mesure compensatoire	180	250	300	350
Etat projet avec mesure compensatoire	3.5	3.5	3.5	3.5

Tableau 17 : Bilan des débits à l'exutoire