



ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

PROJET DE MASTER À LA PLATEFORME DE CONSTRUCTIONS  
HYDRAULIQUES (PL-LCH)

---

Impact des eaux déversées à l'aval du  
déversoir d'orage du Capelard et étude de  
faisabilité d'une installation de rétention

---

*Auteur :*  
Ivan MAEDER

*Supervisé par :*  
Pr. Giovanni DE CESARE, EPFL  
Luca ROSSI, EPFL

15 janvier 2021

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Périmètre d'étude</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Impacts des déversements dans la baie de Vidy</b>	<b>6</b>
3.1	Base légale et technique . . . . .	6
3.2	Atteintes constatées à l'exutoire du Capelard . . . . .	6
3.3	Définition d'indicateurs pour évaluer l'efficacité des mesures planifiées . . . . .	7
<b>4</b>	<b>Capacité hydraulique de la conduite de restitution du Capelard</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>Simulation des flux</b>	<b>10</b>
5.1	Disponibilité et qualité des mesures de débit . . . . .	10
5.2	Fonctionnement du modèle hydrologique . . . . .	10
5.3	Description des données météorologiques . . . . .	11
5.4	Choix des paramètres du processus itératif . . . . .	11
5.5	Initiation du modèle . . . . .	12
5.6	Analyse des résultats . . . . .	12
<b>6</b>	<b>Bilan des flux</b>	<b>13</b>
6.1	Débits instantanés . . . . .	13
6.2	Analyse statistique des crues . . . . .	15
6.3	Eaux et eaux usées . . . . .	16
6.4	Matières en suspension . . . . .	17
6.5	Conclusions . . . . .	18
<b>7</b>	<b>Proposition et étude de variantes d'aménagement</b>	<b>20</b>
7.1	Modification du seuil de déversement au Capelard . . . . .	20
7.2	Installation d'une conduite de rejet au large de l'exutoire actuel . . . . .	22
7.3	Installation d'un ouvrage de rétention à l'aval du Capelard . . . . .	23
7.3.1	Bassin de stockage ou bassin de décantation . . . . .	23
7.3.2	Contraintes liées à l'espace disponible . . . . .	25
7.3.3	Contraintes liées au refoulement des eaux . . . . .	25
7.3.4	Contraintes liées à la dynamique de sédimentation . . . . .	26
7.3.5	Optimisation du dégrillage . . . . .	26
7.3.6	Optimisation du volume de la rétention . . . . .	27
7.3.7	Considération du coût de l'installation . . . . .	27
7.3.8	Efficacité de la solution de rétention . . . . .	28
7.4	Choix des mesures et de leur dimensionnement . . . . .	30
7.5	Evaluation approfondie de l'efficacité de la mesure . . . . .	31
<b>8</b>	<b>Conclusion</b>	<b>33</b>

# 1 Introduction

Située sur la côte nord du lac Léman entre St-Sulpice et Ouchy, la baie de Vidy se trouve au coeur des enjeux hydrologiques de la ville de Lausanne et de ses alentours. Ses plages accueillent de nombreux baigneurs lors des périodes estivales tandis qu'au large de St-Sulpice, un captage installé au fond du lac pompe 10 millions de mètres cubes d'eau par an afin de fournir un tiers de l'eau potable nécessaire à 250'000 habitants et aux industries de l'agglomération lausannoise. C'est également dans cette baie que sont déversées les eaux usées traitées par la station d'épuration (STEP) de Vidy, soit 30 millions de mètres cubes par an, ainsi que les eaux usées déversées par la STEP sans traitement lors d'épisodes de pluie (4.7 millions de mètres cubes par an [25]) et par les déversoirs d'orage. La coexistence de ces services sur une surface de quelques kilomètres carrés est de nature à poser des problématiques de santé publique, ce qui rend crucial l'évaluation des impacts du réseau d'assainissement sur la qualité des eaux de la baie.

Si l'on s'intéresse à la baie de Vidy dans son ensemble, on trouve de nombreuses études datant des deux dernières décades mettant en évidence des concentrations importantes de métaux lourds dans les sédiments dues aux rejets de la STEP de Vidy [18][26][22]. La présence de communautés importantes de bactéries multirésistantes a également été relevée à l'exutoire de la STEP [8].

Une étude sur le transport des sédiments dans la baie de Vidy (notamment sur ceux rejetés par le déversoir d'orage du Capelard) a mis en évidence que pour la majorité des déversements, les sédiments restaient à courte distance de l'exutoire mais que le transport à plus longue distance était possible pour les sédiments légers pour les forts débits déversés. Il a également été montré que les phénomènes de resuspension jouent un rôle important dans la mobilisation des sédiments de la baie ce qui souligne la problématique des polluants qu'ils contiennent. [10]

Une évaluation des impacts à l'échelle du réseau d'assainissement d'une ville de cette taille est rendue compliquée par la pluralité des lieux de déversements ainsi que par la faible quantité de mesures disponibles à l'intérieur même du réseau.

Les objets de cette étude sont la recherche et le dimensionnement de solutions techniques visant à réduire les impacts d'une partie importante du réseau d'épuration (notamment des déversoirs d'orage) grâce à l'utilisation d'un modèle hydrologique et pollutif de celui-ci.

## 2 Périmètre d'étude

Le réseau d'assainissement lausannois couvre une surface importante que l'on peut grossièrement estimer à 50 km<sup>2</sup>. L'une des particularités de la région lausannoise est sa relativement forte pente orientée sud, ce qui implique que l'écoulement des eaux en direction de la STEP ou du lac Léman se fait majoritairement par gravitation et peut atteindre des vitesses élevées lors de crues.

Nous pouvons diviser le réseau d'assainissement en trois principaux secteurs. La figure 1 représente les principaux collecteurs d'eaux usées ainsi que cette division et le périmètre d'étude sur lequel nous nous focaliserons dans le cadre de ce projet.

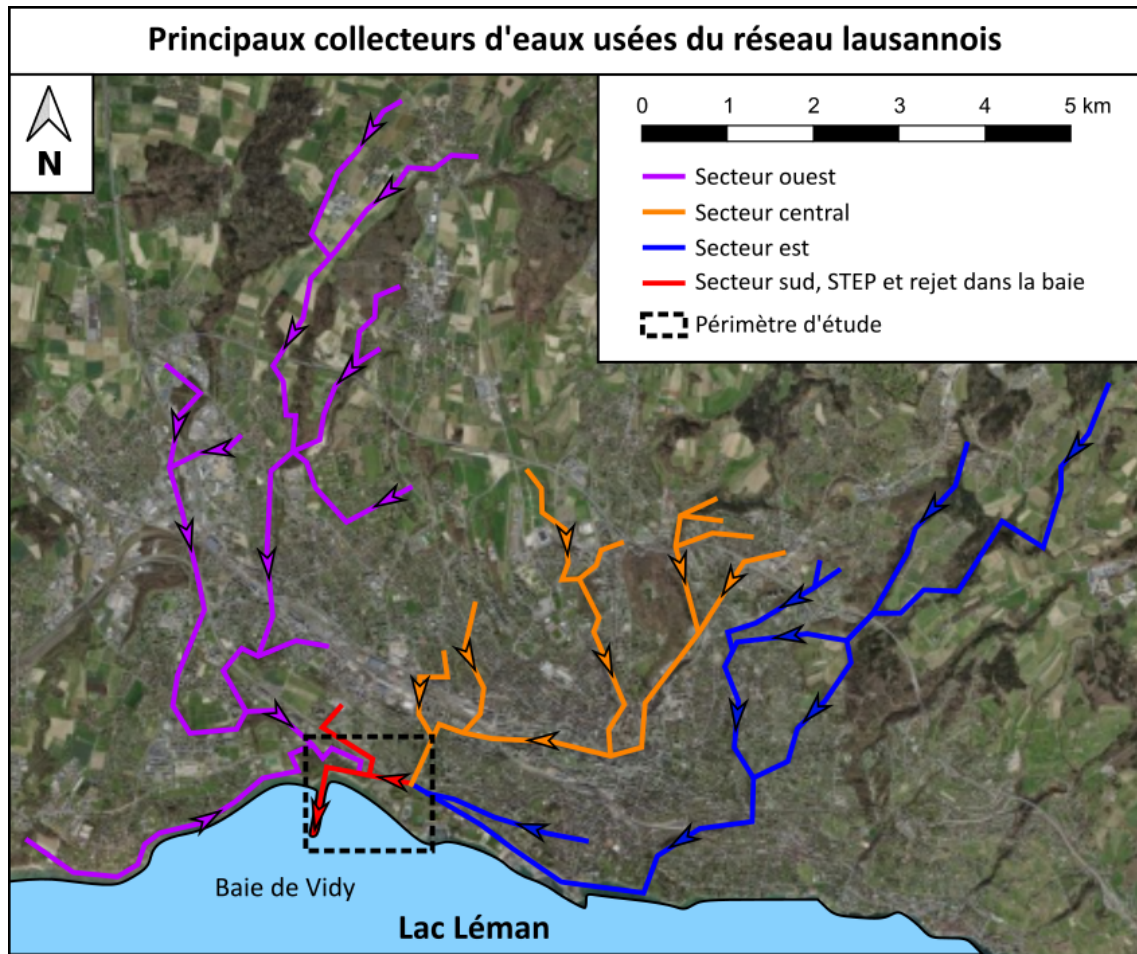


FIGURE 1 – Carte des principaux collecteurs d'eaux usées du réseau d'assainissement lausannois. Les flèches indiquent la direction de l'écoulement. Le réseau peut être divisé en trois secteurs dont le secteur central est le plus urbain. Le périmètre d'étude comprend la zone de jonction de ces trois secteurs où se situent les déversoirs d'orages importants pour le secteur central ainsi que la STEP et sa conduite de rejet dans la baie de Vidy.

Source des données : Hydrique Sàrl

Source de l'orthophoto de fond : Office fédéral de la cartographie Swisstopo

Le secteur central possède une importance particulière dans notre projet. Il s'agit du secteur le plus urbain, possédant un réseau d'épuration presque exclusivement unitaire dû à la présence de la partie plus historique de la ville de Lausanne. Les égoûts de ce secteur se sont construits autour de l'ancienne rivière du Flon qui se chargeait d'amener les eaux usées au lac avant la construction de la première STEP de Vidy, entrée en service en 1964. L'ancien lit du Flon est désormais enterré et fait partie intégrante du réseau d'assainissement tandis que ses eaux ont

été déviées en amont (au niveau de la Sallaz) par une canalisation souterraine en direction de la Vuachère, située plus à l'est. En cas de forte crue, afin d'éviter une surcharge de la Vuachère, une partie des eaux du Flon retourne dans son lit originel (dans les égoûts) au-delà d'un débit de  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  et est donc acheminée en direction de la STEP.

Lors des événements de pluie, les eaux de ce secteur sont chargées à la fois en eaux usées, en eaux de ruissellement pouvant contenir des polluants en provenance notamment des bâtiments anciens, et en eaux claires. Les déversements de ce secteur sont effectués via un système déversoirs d'orage dans la baie de Vidy. Ceux-ci sont l'objet principal de ce rapport.

Le secteur Est est caractérisé par des zones moins urbaines et un réseau construit principalement en séparatif ainsi que de nombreux déversoirs d'orage amenant les eaux de pluie au lac. Le secteur Ouest possède plusieurs secteurs de taux d'urbanisation variés. Son réseau possède également un plus haut taux de séparatif que le secteur central et ses déversements se font principalement dans les affluents de la Chamberonne qui se jette ensuite dans la baie de Vidy.

Le périmètre de notre étude du réseau est restreint à l'endroit où ces trois secteurs se rejoignent, où les eaux du secteur central sont déversées et où se trouve également la STEP ainsi que sa conduite de rejet dans la baie de Vidy. La figure 2 représente les principaux éléments du réseau dans ce secteur.

Le bilan des impacts des rejets est effectué sur l'ensemble de la baie.

Les eaux unitaires en provenance du secteur central entrent dans ce périmètre en arrivant au déversoir d'orage du Capelard. C'est là que sont déversés les débits importants qui peuvent survenir en cas de fortes pluies. Les rejets ainsi effectués sont acheminés au lac via une conduite de restitution dont l'exutoire se trouve en surface au niveau de la rive.

Les eaux unitaires non déversées arrivent ensuite au DO de la Maladière, puis elles rejoignent les eaux en provenance du secteur Est juste avant de parvenir au DO de la Berna. Les eaux déversées à la Maladière et à la Berna sont acheminées au lac par une conduite commune dont l'exutoire se trouve à 130 m de la rive, à une profondeur de 10 m.

Après le passage par ces deux DO, les eaux unitaires arrivent à proximité de la STEP où elles rejoignent les eaux du secteur Ouest. Les eaux sont dégrillées en entrée de STEP, puis le débit excessif ne pouvant être traité est dirigé en direction d'un bassin d'eaux pluviales (BEP) d'un volume de  $4500 \text{ m}^3$ . Lorsque le bassin est rempli, un déversement sans traitement via la conduite de rejet de la STEP commence. Le volume stocké dans le bassin est traité lorsque l'événement de crue est terminé. La conduite de rejet des eaux traitées ou déversées de la STEP est d'une longueur de 700 m et rejette les eaux à une profondeur de 30 m, sous la thermocline, afin que celles-ci ne puissent contaminer les eaux de surface de la baie et ses plages lors des périodes estivales.

Les déversements effectués au Capelard en particulier font l'objet de recherches depuis quelques années de par leur importance en terme de volume et de débits rejetés ainsi que de par leur proximité avec la rive. Le service des eaux de la ville de Lausanne nous a indiqué un emplacement occupé par deux terrains de sport sous lequel il serait possible d'envisager l'aménagement d'un ouvrage de rétention souterrain. Nous partons donc de l'hypothèse que si une telle mesure est envisageable, elle sera mise en place à cet endroit.

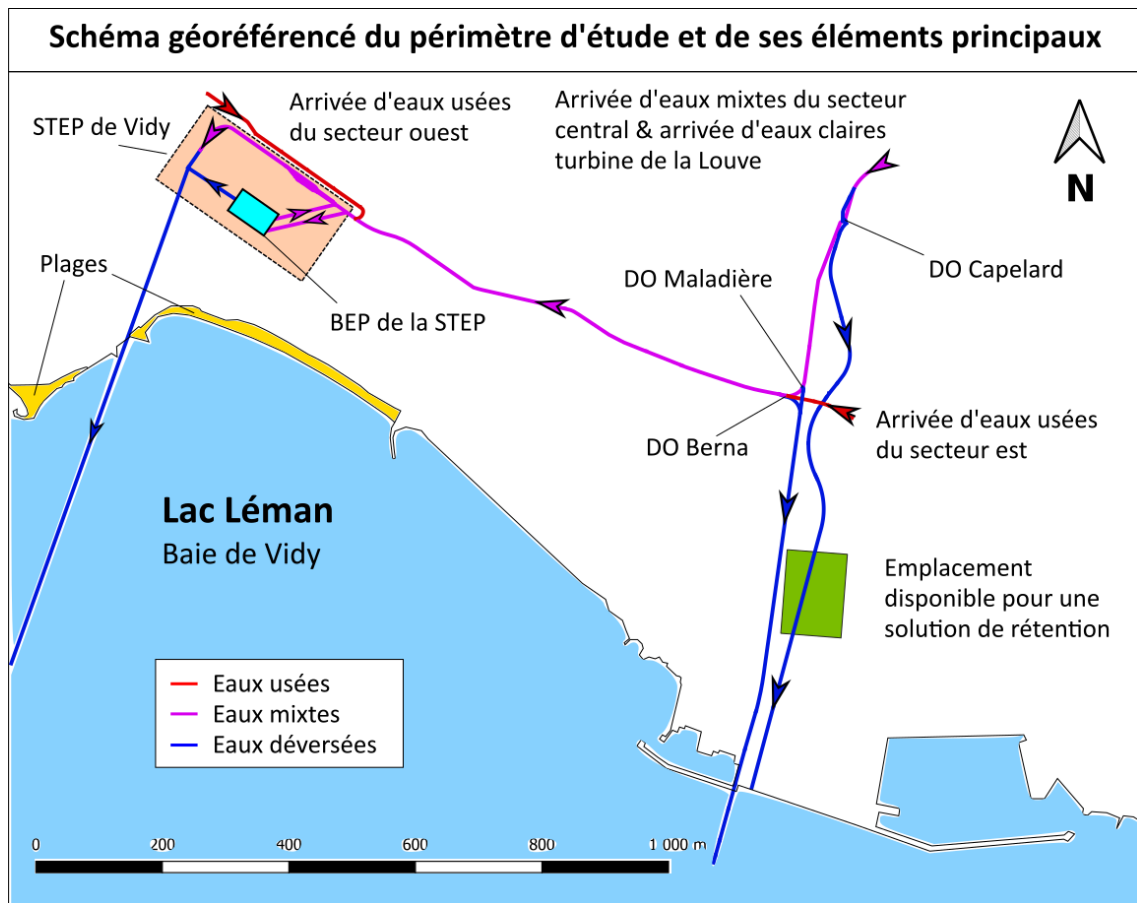


FIGURE 2 – Schéma du périmètre d'étude avec géoréférencement des conduites principales. Les flèches indiquent la direction de l'écoulement. Pour des raisons de lisibilité de la figure, l'emplacement et les dimensions du BEP de la STEP ne sont pas fidèles à la réalité. Le périmètre d'étude s'étend également aux rejets de la STEP et à la baie de Vidy dans son ensemble pour l'analyse des impacts.

Source des données : Service de l'eau de la ville de Lausanne

## 3 Impacts des déversements dans la baie de Vidy

### 3.1 Base légale et technique

Les exigences au niveau de la qualité des eaux de surface sont définies au niveau fédéral par la Loi sur la protection des eaux (LEaux) et l'ordonnance sur la protection des eaux (OEaux). En particulier, ce sont ici objectifs écologiques pour les eaux (annexe 1, art. 1), les exigences générales (annexe 2, art. 11) et les exigences supplémentaires pour les étendues d'eau (annexe 2, art. 13) de l'OEaux qui s'appliquent. Celles-ci sont basées sur les immissions (i.e l'état du milieu récepteur). L'annexe 3.1 de l'OEaux régit, quant à elle, le déversement des eaux usées communales qui doivent être traitées d'après l'article 7, al. 1 de la LEaux.

La directive "Gestion des eaux urbaines par temps de pluie" [3] publiée par l'association suisse des professionnels de la protection des eaux (VSA) en 2019 offre une base solide pour l'évaluation des atteintes dans les cours et plans d'eau, la planification des mesures, les possibilités d'aménagement en milieu urbain et le dimensionnement de ceux-ci conformément à l'état actuel de la technique. Nous nous y référerons souvent par la suite sous les dénominations plus simples de "directive du VSA" ou simplement "directive".

### 3.2 Atteintes constatées à l'exutoire du Capelard

Sur la base du module "analyse de qualité de l'eau" de la directive du VSA, une étude a été réalisée, à titre d'exemple d'application du dit module, par le bureau AquaPlus à l'exutoire du Capelard entre autres [2]. La méthodologie mise en oeuvre pour l'évaluation des impacts d'un rejet consiste à étudier un transect directement dans l'axe du rejet et des transects de référence parallèles hors de la zone d'influence du rejet pour pouvoir effectuer une comparaison. Les paramètres étudiés rentrent dans deux grandes catégories : l'aspect général et la structure de la végétation. Les résultats de cette étude ont été repris dans [11] et mis en relation avec un système de feux tricolores établi par le plan général d'évacuation des eaux de la ville de Lucerne.

L'étude établit que l'aspect général à l'exutoire du Capelard est grandement détérioré par la présence de déchets solides provenant des eaux usées et visibles à plusieurs mètres. Malgré l'installation de deux dégrilleurs latéraux au Capelard d'une capacité de traitement mécanique combinée de  $7.4 \text{ m}^3/\text{s}$  en 2012 [23], on constate qu'un volume important d'eaux est déversé sans bénéficier d'un tel traitement. L'installation n'atteint pas les performances souhaitées car des déversements ont lieu en amont ou en aval de la grille lors des crues de moyenne importance [15]. Le rapport technique du bureau 3DEau sur le Capelard [1] met également en évidence des vitesses latérales très importantes et des vitesses transversales non uniformes (et par endroit trop élevées) qui pourraient nuire au bon fonctionnement de l'installation. La formation de boues sur le fond lacustre à l'exutoire a également été observée dans une moindre mesure.

La structure de la végétation à l'exutoire du Capelard est également affectée, celle-ci s'étend moins profondément qu'ailleurs à cause de la turbidité des eaux et une transition en faveur d'espèces plus eutrophes a été constatée. L'étude souligne cependant que la période d'analyse de la végétation (septembre) n'était pas idéale.

Additionnellement, un affouillement de 3m de profondeur est présent à l'exutoire du Capelard (malgré la présence d'une dalle de protection) et l'étude souligne plusieurs fois la fréquence, la durée et l'intensité trop importantes des déversements à cet endroit.

En conclusion, l'étude souligne que des mesures doivent être prises à court terme (1-5 ans) afin de limiter la fréquence, l'intensité et la durée des rejets, de limiter l'apport en nutriments, de réduire l'apport en MES fines et d'éliminer les déchets solides. Les non-conformités avec l'OEaux sont également mises en évidence.

D'autres travaux ont également confirmé la présence de cuivre, zinc, hydrocarbures polycycliques aromatiques (PAH) et polychlorobiphényles (PCB) dans les sédiments à proximité immédiate de l'exutoire du Capelard. Suite à l'application d'une approche triadique (combinant chimie, écotoxicologie et étude des communautés in situ), il a été observé une fois encore que des espèces plus résistantes à la pollution s'étaient établies à cet endroit [4].

La qualité hygiénique des eaux de baignade est déterminée par la concentration en bactéries pathogènes. En Suisse, les indicateurs utilisés sont *Escherichia coli* (E. coli) et les entérocoques intestinaux [21]. La qualité des eaux des plages du lac Léman (dont celles de la baie de Vidy) est contrôlée régulièrement par la commission internationale pour la protection des eaux du Léman (CIPEL). La CIPEL estime que la qualité des eaux de la baie de Vidy pour la baignade est "bonne à moyenne" [5].

La contribution des déversoirs d'orage du réseau aux détériorations ponctuelles de qualité est probable mais les rejets de la STEP, les rejets du réseau d'épuration du secteur Ouest dans la Chamberonne et la resuspension des sédiments peuvent également avoir ce type d'impact.

### 3.3 Définition d'indicateurs pour évaluer l'efficacité des mesures planifiées

Dans le cadre de ce projet, nous utiliserons une série d'indicateurs simples des émissions afin d'évaluer le potentiel des mesures envisagées, nommément :

- Le volume total annuel d'eau déversé par le déversoir d'orage du Capelard, en lien avec les perturbations mécaniques constatées.
- Le volume annuel d'eaux usées déversé par la combinaison des trois déversoirs d'orage, en lien avec la contamination bactériologique des plages de la baie de Vidy et l'apport d'excès en nutriments pouvant mener à des conditions eutrophes.
- Le volume annuel total d'eaux usées déversé par le réseau considéré dans la baie de Vidy, en lien avec la qualité écologique générale des eaux de la baie.
- Le volume annuel d'eaux usées non-dégrillées déversé par la combinaison des trois déversoirs d'orage, en lien avec la présence de déchets solides et la détérioration de l'aspect général aux exutoires de ceux-ci.
- La charge annuelle totale de MES déversées sur le réseau considéré dans la baie de Vidy, en lien avec la contamination des sédiments par des métaux lourds, PAH et PCB [24] ainsi que la turbidité des eaux.

Des études complémentaires pourraient permettre de déterminer des valeurs limite pour ces indicateurs afin d'établir une préservation durable de la qualité des eaux et des sédiments de la baie de Vidy. Dans la situation actuelle, nous ne sommes qu'en mesure de constater les impacts et en déduire que de telles valeurs limites sont très probablement dépassées pour la majorité de ces indicateurs.

Le suivi de l'efficacité a posteriori des éventuelles solutions mises en place pourra être effectué selon les recommandations établies dans la directive du VSA.



## 4 Capacité hydraulique de la conduite de restitution du Capelard

La conduite de restitution des eaux du Capelard permet aussi l'évacuation des eaux claires en provenance de la Louve, arrivant dans une conduite séparée et turbinées au Capelard. Elle est également raccordée à quelques collecteurs d'eaux claires mineurs. Une analyse plus détaillée de cette conduite et de sa capacité a été effectuée. La figure 3 présente les détails techniques de cette conduite que l'on peut diviser en 8 tronçons de section et/ou de pente différentes.

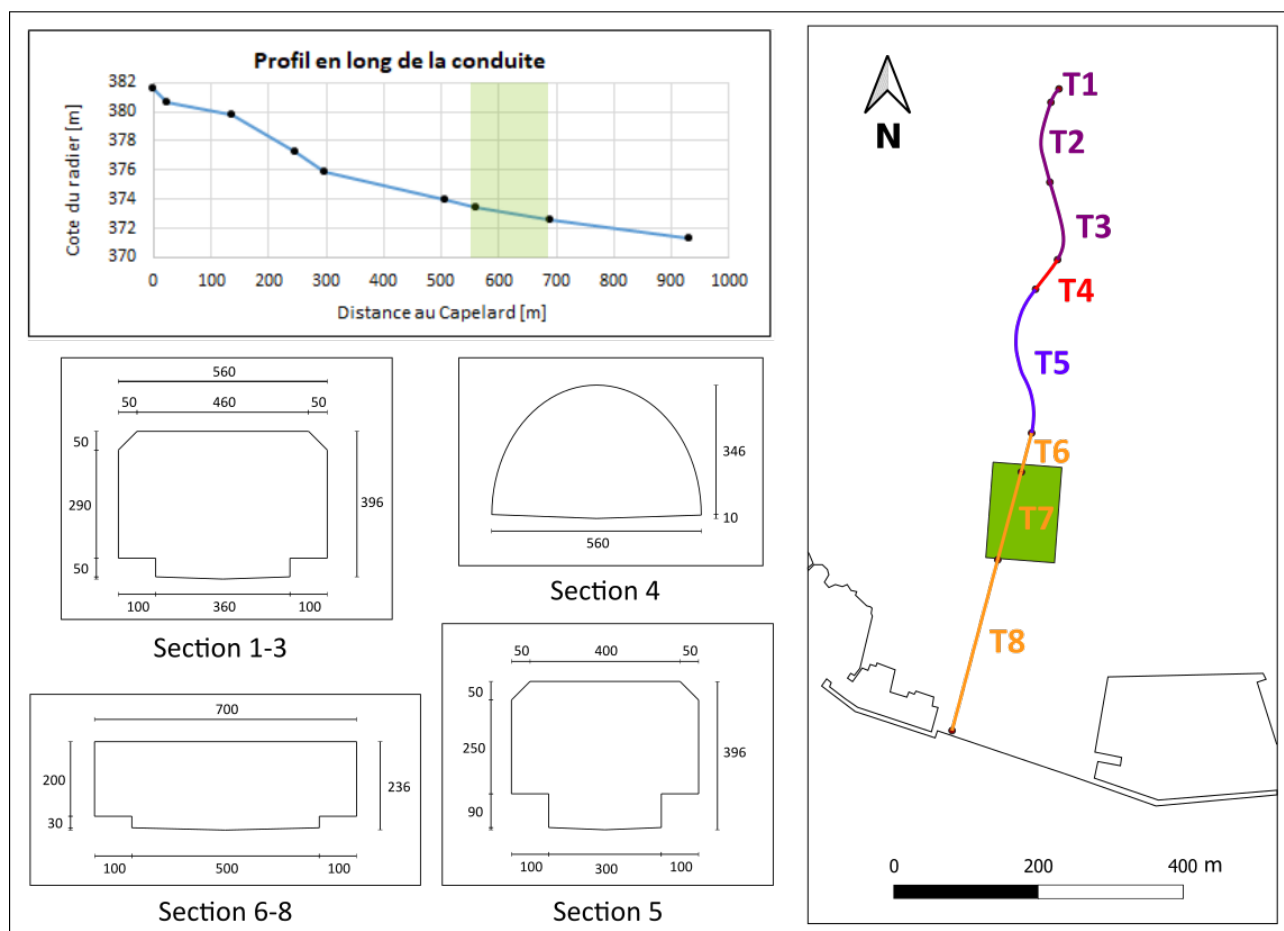


FIGURE 3 – Détails techniques de la conduite de restitution du DO du Capelard et emplacement relatif de l'espace disponible pour une solution de rétention. Toutes les cotes des différentes sections sont en centimètres.

Source des données : Service de l'eau de la ville de Lausanne

La ville de Lausanne a mandaté le bureau 3D Eau pour effectuer la modélisation hydraulique de l'écoulement au Capelard [1]. Nous nous baserons en partie sur les conclusions de leur rapport d'étude et en partie sur nos propres résultats et utiliserons si possible les mêmes méthodes de calcul pour évaluer les comportements hydrauliques dans la galerie de restitution.

Les formules utilisées sont issues de l'approche de Colebrook présentée dans [14] d'après laquelle les pertes de charge linéaires peuvent être évaluées selon la formule suivante :

$$\Delta H = f * \frac{L}{4 * R_h} * \frac{Q^2}{2 * g * S^2}$$

où  $\Delta H$  est la perte de charge [m],  
 $f$  est le coefficient de perte de charge adimensionnel [-],  
 $L$  est la longueur de la conduite [m],  
 $R_h$  est le rayon hydraulique du flux [m],  
 $Q$  est le débit [m<sup>3</sup>/s],  
 $g$  est la constante d'accélération terrestre [m/s<sup>2</sup>],  
 $S$  est la section du flux [m<sup>2</sup>]

Pour un écoulement à surface libre, la perte de charge est compensée par la pente de la conduite  $J = \Delta H/L$  ce qui donne :

$$Q = \left(\frac{8 * g}{f}\right)^{(1/2)} * R_h^{(1/2)} * J^{(1/2)} * S$$

Le coefficient  $f$  dépend du débit et nécessite d'être déterminé par itération. On considère pour ce faire que la rugosité de la galerie en béton rugueux est de  $k = 8$  mm. A l'aide du logiciel Matlab, on détermine ainsi, pour chaque tronçon de la conduite et pour chaque hauteur d'eau entre 0 et la hauteur de la section, le débit  $Q$  correspondant ainsi que la vitesse moyenne  $v = Q/S$ . Les coudes formés par la conduite sont de rayon important donc il n'a pas été considéré qu'ils causent une perte de charge additionnelle.

Il a été ainsi montré que le tronçon 8 possède le plus faible débit à pleine section (58 m<sup>3</sup>/s) au-delà duquel il rentre en charge. L'écoulement en surface libre dans la galerie de restitution est presque exclusivement torrentiel ce qui se traduit par de fortes vitesses moyennes d'écoulement dans la galerie, ce qui est particulièrement important à la sortie du tronçon 6 où l'on désirerait placer la solution de rétention, dans le cas où celle-ci inclut un processus de sédimentation nécessitant des vitesses faibles et uniformes.

La mise en charge du tronçon 8 pourrait poser un problème dans l'optique de la mise en place d'une solution de rétention. On considère, comme établi par le bureau 3D Eau [1], qu'il n'y a aucune perte de charge à l'exutoire et que le niveau du lac n'a pas d'impact sur l'évacuation des débits dans la galerie. Le calcul de la charge sur cette section pour chaque débit se fait simplement d'après la formule de perte de charge linéaire citée ci-dessus et à l'aide du logiciel Matlab.

Si l'on pose l'hypothèse, d'après le profil en long, que le seuil de déversement en sortie d'un éventuel bassin rétention se trouve à une cote d'environ 1.7 m au-dessus de l'exutoire, alors un débit d'environ 65 m<sup>3</sup>/s dans la galerie viendrait noyer ce déversoir par l'aval. Il est donc probable que ce dernier tronçon nécessitera un élargissement ou qu'une partie des débits devra passer ailleurs si un tel ouvrage est retenu.

Les conclusions du bureau 3D Eau indiquent que cette conduite rentre entièrement en charge pour un débit de l'ordre de 100 m<sup>3</sup>/s et que l'ouvrage du Capelard devient également limitant aux alentours de cette valeur extrême, au delà de laquelle une partie du déversement se fait par la porte même du Capelard.

## 5 Simulation des flux

### 5.1 Disponibilité et qualité des mesures de débit

Les mesures en temps réel de débits et de flux polluifs à l'intérieur même du réseau d'assainissement sont rares car les eaux usées forment un mélange hétérogène dont la composition empêche le bon fonctionnement des appareils sensibles.

Sur le réseau étudié, on dispose de mesures de débit régulières à l'entrée du Capelard ainsi qu'à l'arrivée des deux collecteurs à la STEP pour une période allant de novembre 2011 à octobre 2020. Ces mesures ont été réalisées à l'aide de sondes mesurant la hauteur d'eau, liée au débit par une relation univoque. L'intervalle temporel entre chaque mesure est de 10 minutes jusqu'en juin 2015 et de 5 minutes depuis lors. Ces données ont été mises à disposition par le bureau Hydrique Ingénieurs Sàrl (ci-après Hydrique).

Lors d'une analyse des mesures de débits effectuée par Hydrique, il a été déterminé qu'une large partie des données ainsi produites est erronée suite à divers dysfonctionnements des sondes ([17]). Les mesures effectuées sur les deux collecteurs en entrée de STEP sont entachées d'erreurs systématiques sur la moitié environ de la période de mesure tandis qu'au Capelard la sonde était hors service de juin 2018 à février 2019. Les données non fiables n'ont pas été utilisées dans le cadre de ce projet.

Les mesures de flux polluifs ne sont effectuées qu'à une fréquence journalière par la STEP de Vidy et n'ont pas lieu sur le réseau.

### 5.2 Fonctionnement du modèle hydrologique

Du fait de l'insuffisance des données mesurées, particulièrement en ce qui concerne les flux polluifs et les déversements via les déversoirs d'orage, il est nécessaire d'utiliser un modèle hydrologique afin d'obtenir des données fiables à intervalles de temps réguliers sur une période de plusieurs années, conformément à l'état de la technique. Le modèle du bassin versant urbain lausannois que nous utiliserons dans le cadre de cette étude a été développé par le bureau Hydrique sur le logiciel RS Urban (également propriété de Hydrique).

Ce modèle découpe l'agglomération lausannoise en sous bassins versants et calcule les flux transitant dans chaque élément du réseau d'assainissement à partir de données démographiques et de données météorologiques (notamment la quantité de précipitations et la température). Ces grandeurs possèdent l'avantage d'être relativement homogènes sur l'ensemble de la région lausannoise à un instant donné ce qui signifie qu'on peut obtenir toute l'information nécessaire avec un nombre réduit de stations de mesures.

Les flux polluifs d'intérêt pris en charge par le modèle sont les eaux usées (EU) ainsi que les matières en suspension (MES). La quantité d'eaux usées générée dans le modèle dépend principalement du nombre d'habitants du sous-bassin versant et de l'heure de la journée. Une partie (majoritairement organique) des MES urbaines provient également des eaux usées et est proportionnelle au flux de ces dernières tandis que l'autre partie provient des eaux de ruissellement et suit un schéma d'accumulation-érosion à l'échelle d'un sous bassin versant. L'accumulation et l'érosion des MES lors du transport dans les conduites est également simulé. De nombreux paramètres nécessaires au fonctionnement du modèle sont inconnus et ne peuvent pas être mesurés avec des moyens raisonnables, cependant on peut souvent estimer une plage

de valeurs réalistes pour ceux-ci. Un calibrateur est alors utilisé afin de déterminer pour quelles valeurs de ces paramètres on obtient le résultat le plus proche des valeurs fiables mesurées au Capelard et sur les deux collecteurs à l'entrée de la STEP. L'efficacité du modèle est mesurée grâce à des indicateurs tels que le coefficient de Nash-Sutcliffe et la comparaison des volumes totaux. L'étape de calibration a été réalisée par le bureau Hydrique.

Un modèle nécessite également d'être validé avec une série de données indépendantes. Le modèle de Lausanne établi par Hydrique est en utilisation depuis plusieurs années (pour établir des prévisions de débit et de charges à la STEP) et a montré qu'il représente correctement la réalité à long terme. Sa validation est donc considérée comme acquise.

Il est important de préciser que nous avons utilisé le modèle du réseau incluant le fonctionnement de la STEP dans son état futur (lorsque les projets de travaux actuels seront terminés, à horizon 2023) dans toutes les simulations.

On ajoutera également à titre de remarque que bien qu'on utilise des données pluviométriques historiques et qu'on se réfère parfois dans la suite du texte à certains événements en mentionnant leur date dans la simulation, les flux simulés dans le réseau ne représentent pas nécessairement les flux réels qui auraient pu être mesurés à cette date car il est fort possible que la démographie ou certains éléments du réseau aient changé depuis. La simulation des flux sur une longue période de temps n'a donc pas pour but de décrire les comportements du réseau dans le passé mais vise à offrir une approche statistique des comportements du réseau dans un futur proche.

### 5.3 Description des données météorologiques

Afin de pouvoir établir des statistiques ou des bilans de flux dans le but de dimensionner un ou plusieurs ouvrages, il est nécessaire que les données météorologiques disponibles couvrent une plage temporelle suffisamment large avec une résolution temporelle suffisamment fine. La directive "Gestion des eaux urbaines par temps de pluie" ([3]) recommande à ce sujet l'utilisation de données météorologiques avec une résolution temporelle égale ou inférieure à 10 minutes sur une durée équivalente à 2-3 fois la périodicité d'atteinte tolérable dans le milieu récepteur.

La table 1 récapitule les données météorologiques utilisées dans le cadre de ce projet. Les données météorologiques décrites ci-dessous ont été produites par Météosuisse et fournies par Hydrique.

Station	Type	Plage couverte	Résolution temporelle
Pully	T & P	01.01.1980 - 29.11.2020	1h
Lausanne	P	01.01.1980 - 29.11.2020	1h
Crissier	P	16.11.2016 - 24.01.2019	10 min
Le Mont-sur-Lausanne	P	16.11.2016 - 20.08.2020	10 min

TABLE 1 – Résumé des données météorologiques utilisées, T = Température, P = Précipitations

### 5.4 Choix des paramètres du processus itératif

Le modèle hydrologique fonctionne sur un principe itératif. Il est donc important de choisir un pas de temps de calcul adéquat, suffisamment court pour représenter les comportements

hydrologiques dans le réseau de manière fidèle pour les ouvrages d'intérêts. Cependant, un pas de temps trop court allongera le temps de calcul sans qu'une amélioration significative soit apportée à la fidélité du modèle.

Le pas de temps d'enregistrement définit à quelle fréquence on désire sauvegarder les données ainsi calculées. Ici encore, un compromis doit être effectué entre la précision des statistiques et bilans qu'on souhaite établir à partir de ces données et la taille des fichiers de données produits. Le pas de temps d'enregistrement doit également être un multiple entier du pas de temps de calcul.

Après consultation de L. Rossi et de la personne de contact chez Hydrique ainsi qu'une estimation à partir des mesures de l'ordre de grandeur du temps de concentration des crues au Capelard, nous avons déterminé qu'un pas de temps de calcul de 100 s. et un pas d'enregistrement de 300 s. seraient appropriés aux besoins de notre projet.

## 5.5 Initiation du modèle

La majorité des éléments du modèle (sols, conduites, réservoirs, ...) ne contiennent virtuellement pas d'eau lorsque l'on démarre la simulation. Le modèle nécessite donc d'être initialisé pendant une certaine période de temps avant de trouver un équilibre proche de la réalité. Une durée d'initialisation de 3 mois nous a été indiquée comme étant idéale par notre contact chez Hydrique. Pour cette raison, les résultats produits par les simulations entre le 01.01.1980 et le 01.04.1980 n'ont pas été pris en compte lors de l'établissement des statistiques et bilans présentés par la suite.

Bien que la simulation des 40 années ait dû être découpée en tranches d'une année pour diviser le temps de calcul et la taille des fichiers de données, RS Urban offre la possibilité de reprendre l'état final d'une simulation comme état initial de la situation suivante, ce qui a été fait pour chaque année sauf entre 1981 et 1982 où la transition se faisait pendant une crue ce qui causait des incohérences dans les résultats et a nécessité de réinitialiser le modèle pendant 3 mois pour simuler l'année 1982.

## 5.6 Analyse des résultats

Les résultats du modèle sont des valeurs de flux instantanés (en  $[m^3/s]$  ou  $[kg/s]$ ) moyens sur la durée du pas de temps d'enregistrement (pour rappel 300 s. ou 5 min.). Les séries de données pour les ouvrages d'intérêt sont enregistrées dans des tableurs Excel. L'analyse de ces séries de données est effectuée à l'aide du logiciel Matlab. Les graphiques ont été réalisés sur Excel ou Matlab.

## 6 Bilan des flux

Les résultats de la simulation à long terme nous permettent d'établir un bilan des flux transitant par chaque ouvrage du réseau pour le débit total, le débit d'eaux usées et les flux de MES. Les flux ont été annualisés pour offrir des résultats plus intuitifs.

### 6.1 Débits instantanés

Avant d'analyser plus en détail les bilans de flux annuels, on souhaite détailler le comportement des débits instantanés lors des situations de fortes pluies et en particulier présenter les lois de déversement des DO ainsi que du BEP de la STEP qui sont à la base du fonctionnement actuel du réseau. La figure 4 récapitule ces éléments importants.

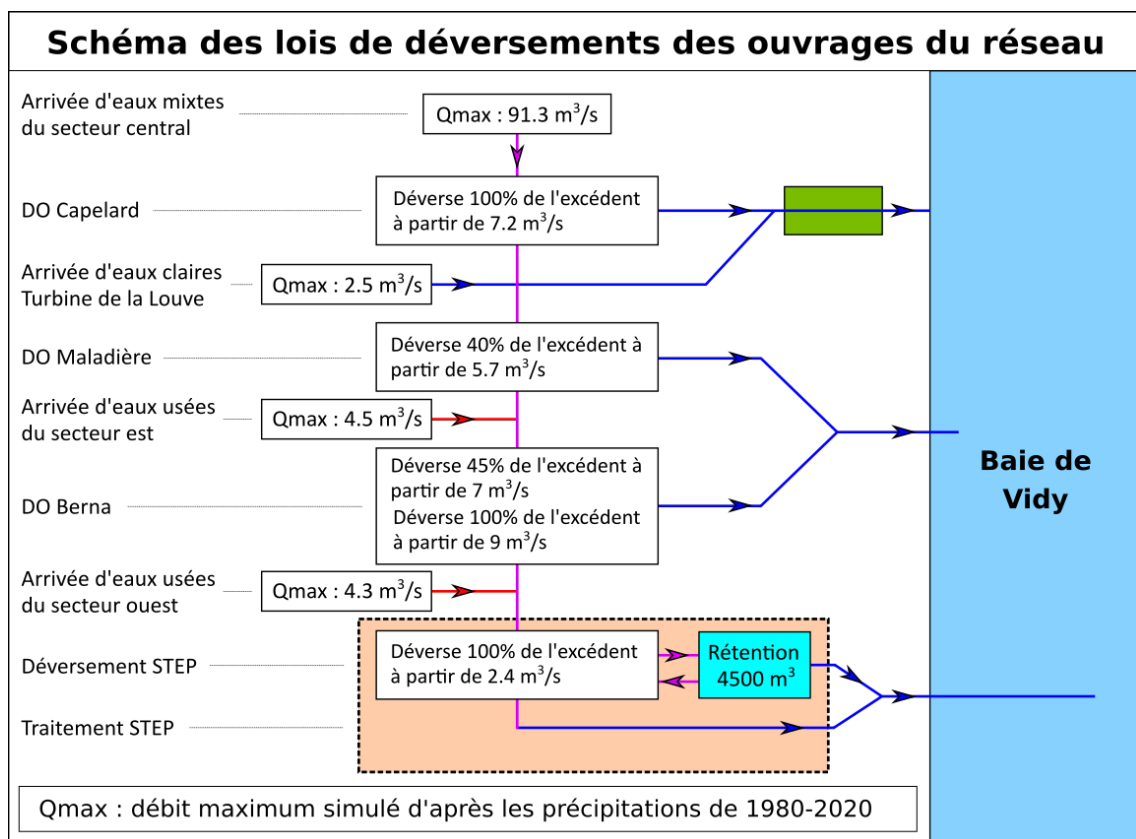


FIGURE 4 – Schéma représentant les lois de déversement des différents déversoirs d'orage et de la STEP ainsi que le débit maximal simulé d'après les 40 années de données météorologiques. Le secteur central unitaire peut apporter des débits de pointe très importants au Capelard tandis que les pointes de débit provenant des secteurs est et ouest sont limitées. Ce système combiné de DO limite le débit arrivant à la STEP à environ 13.3 m<sup>3</sup>/s alors que celle-ci possède une capacité de traitement de 2.4 m<sup>3</sup>/s

Les débits de pointe en provenance du secteur central peuvent être très élevés et sont entièrement déversés au Capelard au-dessus du débit limitant de 7.2 m<sup>3</sup>/s. Il en résulte les problèmes mécaniques d'affouillement que nous avons mis en évidence au chapitre 3. On notera que c'est la capacité de la conduite qui limite le débit transitant en direction de la STEP au Capelard et que de faibles déversements sont possibles en-dessous du seuil des 7.2 m<sup>3</sup>/s. Ceux-ci sont pris en compte par le modèle hydrologique mais seront ignorés des autres calculs sans qu'on constate une différence significative dans les résultats.

Les débits de pointe provenant des secteurs est et ouest sont bien plus limités d'une part grâce

au taux de séparatif plus important et d'autre part grâce à des déversoirs d'orage situés en amont (hors périmètre d'étude).

Bien que ce système de déversoirs d'orage permette de protéger la STEP des débits extrêmes provenant du secteur central, les débits en entrée peuvent tout de même atteindre jusqu'à  $13.3 \text{ m}^3/\text{s}$  alors que sa capacité de traitement est  $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Une telle différence a pour conséquence d'importants déversements à la STEP pour les crues d'intensité moyenne à forte.

Le débit entrant au Capelard est un très bon indicateur de l'intensité de la précipitation et dicte presque entièrement les déversements sur le réseau. Nous établirons donc les statistiques de crue sur la base de ce débit par la suite. A partir des données simulées, il est possible d'établir une relation quasi univoque entre le débit entrant au Capelard et les débits entrant par les secteurs est et ouest. La fiabilité de cette relation est forte pour les débits peu affectés par les variations journalières ( $>2 \text{ m}^3/\text{s}$  au Capelard). En combinant ces relations avec les lois de déversements des DO, il est possible d'exprimer la répartition des débits du réseau sur chaque ouvrage en fonction du débit arrivant au Capelard. La figure 5 présente cette relation pour des débits au Capelard allant jusqu'à  $15 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pour des débits plus importants on peut considérer que la quasi totalité des apports supplémentaires sur le réseau se font au Capelard (et y sont déversés).

Jusqu'à un débit au Capelard de  $5.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , toutes les eaux arrivent à la STEP (jusqu'à  $8 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Le débit maximal du processus de traitement de la STEP est de  $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui signifie que pour des crues plus importantes, on a un déversement minimal de  $5.6 \text{ m}^3/\text{s}$  en direction du bassin de rétention. A ce débit, le bassin de rétention se trouve rempli 14 minutes. En étudiant la durée des crues simulées caractérisées par un débit d'entrée au Capelard d'un minimum de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ , on constate que la durée minimale d'un événement de pluie dont le débit de pointe au Capelard est de  $5.2 \text{ m}^3/\text{s}$  ou plus (environ 45 événements/an) est de 50 minutes et s'étend régulièrement à plusieurs heures. On peut conclure que le bassin de rétention de la STEP n'a un impact significatif que pour les événements de pluie très courts et peu intenses. Les débits de déversement à l'entrée de la STEP excèdent donc régulièrement  $5.6 \text{ m}^3/\text{s}$  ce qui en fait une voie de déversement bien plus importante en terme de débits ou de fréquence d'utilisation que les DO de la Berna et de la Maladière.

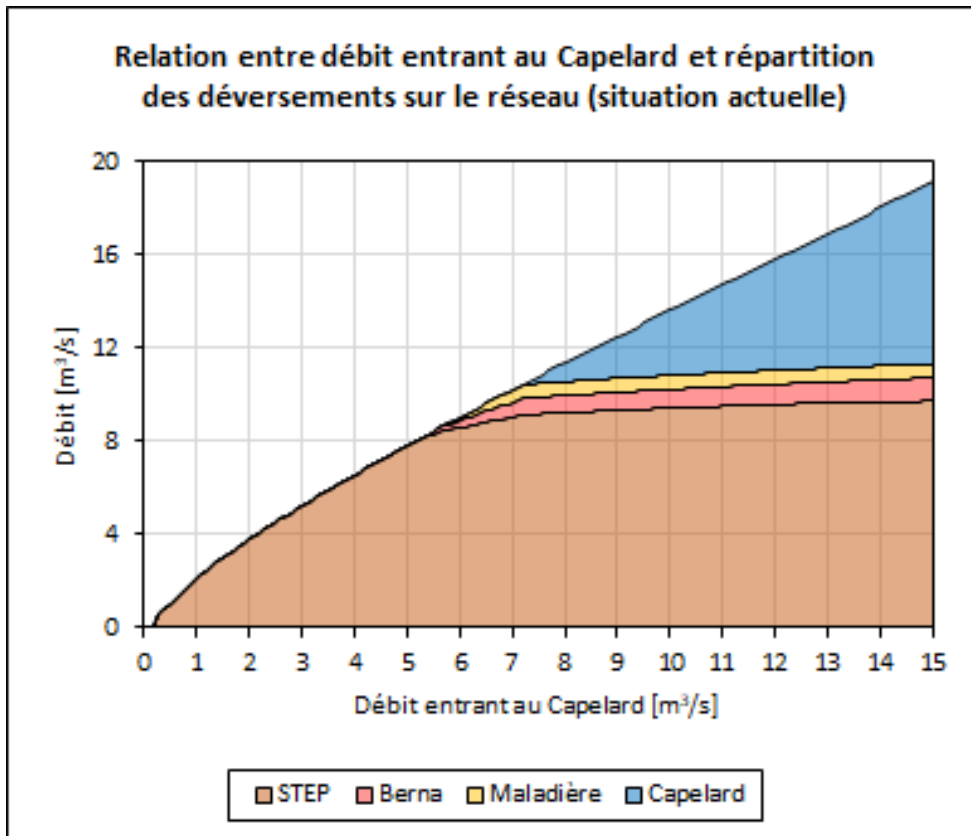


FIGURE 5 – Relation entre le débit entrant au Capelard et la répartition des débits totaux du réseau sur les différents ouvrages. Dû à la présence d'un BEP à la STEP qui rend impossible l'établissement d'une relation univoque avec le débit traité ou déversé, les débits arrivant à la STEP ont été groupés ensemble. La relation est considérée comme fiable pour les débits entrant au Capelard supérieurs à 2 m<sup>3</sup>/s

Le premier DO à entrer en fonction est celui de la Berna pour un débit entrant au Capelard de 5.2 m<sup>3</sup>/s. Pour des précipitations moins importantes, toutes les eaux du réseau (jusqu'à 8 m<sup>3</sup>/s) arrivent à la STEP. Le DO de la Maladière entre en fonction dès 5.7 m<sup>3</sup>/s au Capelard. Le DO du Capelard entre en fonction à partir de 7.2 m<sup>3</sup>/s. L'entrée en service du Capelard stabilise entièrement les déversements à la Maladière (à 0.6 m<sup>3</sup>/s) et presque entièrement les déversements à la Berna (0.7 m<sup>3</sup>/s à la Berna pour 7.2 m<sup>3</sup>/s au Capelard et 1 m<sup>3</sup>/s à la Berna pour 15 m<sup>3</sup>/s au Capelard).

## 6.2 Analyse statistique des crues

Nous avons établi l'utilisation du débit d'entrée au Capelard comme variable déterminant les débits dans le réseau. Dès lors, nous souhaitons déterminer la période de retour des événements de crue d'un débit de pointe donné.

Pour les crues non extrêmes d'un temps de retour inférieur ou égal à 2 ans, nous considérons que la période de retour d'un l'événement de crue de débit de pointe  $Q_p$  est :

$$n(Q \geq Q_p)/n_A$$

où n est le nombre d'événements d'un débit de pointe supérieur au débit de pointe donné et  $n_A$  le nombre d'années de simulations.

Pour les crues extrêmes d'un temps de retour supérieur à 2 ans, nous avons considéré l'utilisation d'une loi des valeurs extrêmes de type GEV. Cette loi a été ajustée sur la série des



maxima annuels par la méthode du maximum de vraisemblance grâce au logiciel Matlab. La figure 6 montre le résultat de cet ajustement.

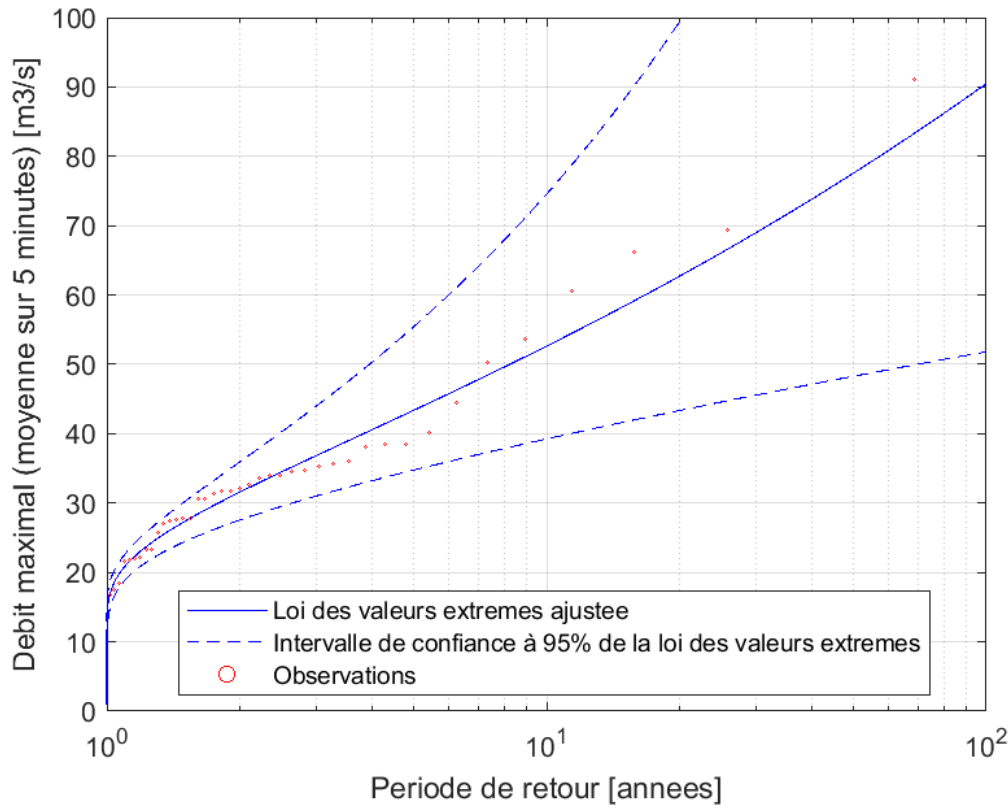


FIGURE 6 – Ajustement d’une loi des valeurs extrêmes de type GEV. La loi représentée ici est une loi de Fréchet (paramètre de forme  $\xi = 0.17$ ). La formule utilisée pour la détermination du temps de retour empirique des observations est celle de Cunnane [7], également recommandée par Guo [13].

On constate qu’un tel ajustement ne peut représenter parfaitement les observations et que l’intervalle de confiance à 95% est large. Cela est vraisemblablement dû à l’effet combiné de plusieurs sous bassin versant avec des temps de concentration des crues différents. Néanmoins, la valeur trouvée pour le débit centennal ( $90 \text{ m}^3/\text{s}$ ) correspond aux estimations préétablies.

### 6.3 Eaux et eaux usées

La contamination bactériologique occasionnelle de la baie est causée par les eaux usées déversées par les DO sur le réseau, possiblement en combinaison avec les déversements des DO du secteur Ouest dans la Chamberonne (voir chapitre 3). Le flux total ainsi que le facteur de dilution de ces eaux usées dans les eaux entrantes et déversées sont des données importantes pour envisager et dimensionner des solutions efficaces. Le bilan des flux annuels d’eaux et d’eaux usées dans le réseau est présenté dans la figure 7.

Les apports des secteurs Est et Ouest sont plus concentrés en eaux usées que les eaux du secteur central dû à un plus au taux de séparatif. Conséquemment, les eaux unitaires s’enrichissent en eaux usées à l’approche de la STEP, de même que les déversements. Le flux total en provenance du secteur central est plus important dû aux eaux de ruissellement.

La concentration d'eaux usées dans les apports du secteur Ouest est très élevée. Il est possible que les apports d'eaux pluviales soient sous-estimés dû à un calage sur des mesures systématiquement biaisées vers le bas. Cependant, un budget a été débloqué en 2019 pour effectuer des améliorations du réseau d'évacuation des eaux dans l'ouest lausannois à court ou moyen terme [9], ce qui rend ces chiffres plus plausibles dans la mesure où ce projet s'inscrit dans un état futur.

D'après les résultats de notre simulation, la majorité des déversements ont lieu à la STEP en terme de débits (86% des eaux déversées) et encore davantage en terme d'eaux usées (97%). Le système de déversoirs d'orage (en particulier le Capelard) permet d'éviter l'arrivée de débits extrêmes à la STEP mais ne suffit largement pas à ramener ces débits à la capacité de traitement de la STEP.

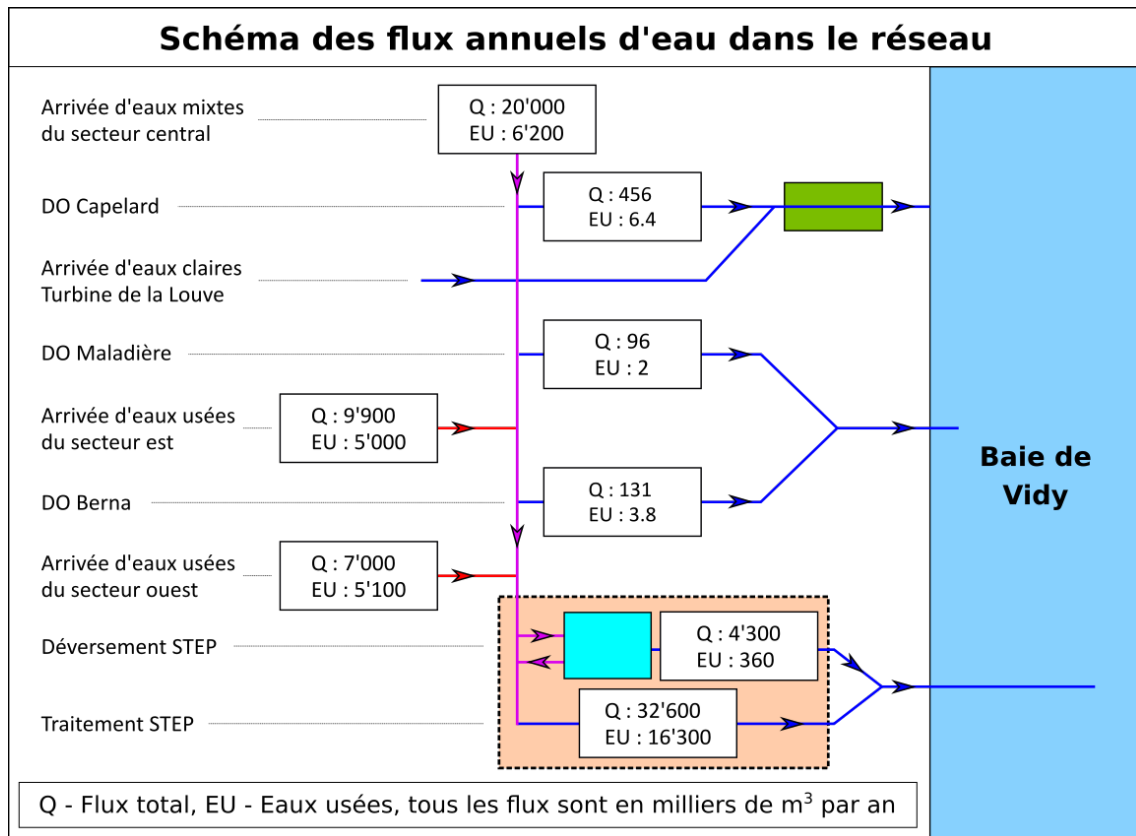


FIGURE 7 – Schéma représentant les flux annuels d'eau dans le réseau (en moyenne sur 40 ans). Les eaux unitaires du secteur central sont bien plus diluées que celles qui proviennent des secteurs plus séparatifs est et ouest. Par conséquent, les déversements sont plus concentrés en eaux usées à la STEP qu'à la Berna et à la Berna qu'au Capelard et à la Maladière. Une grande majorité des déversements (86%) ont lieu à la STEP et ceux-ci contiennent 97% des eaux usées déversées sans traitement.

## 6.4 Matières en suspension

La pollution des sédiments dans la baie de Vidy (à l'exutoire du Capelard tout comme à proximité de l'exutoire de la STEP) est causée par le déversement de MES provenant des eaux de ruissellement urbaines (voir chapitre 3). A ce titre, le flux total ainsi que la concentration des MES dans les eaux entrantes et déversées sont également des données importantes pour envisager et dimensionner des solutions efficaces. Le bilan des flux annuels de MES dans le réseau est présenté dans la figure 8.

Le flux de MES en sortie de traitement de STEP a été calculé à partir du rendement d'épuration

annoncé par la STEP : 93.7%.

Comme pour les eaux usées, les apports des secteurs Est et Ouest sont plus concentrés en MES dû à un plus haut taux de séparatif. Les eaux unitaires et les déversements s'enrichissent donc également en MES à l'approche de la STEP.

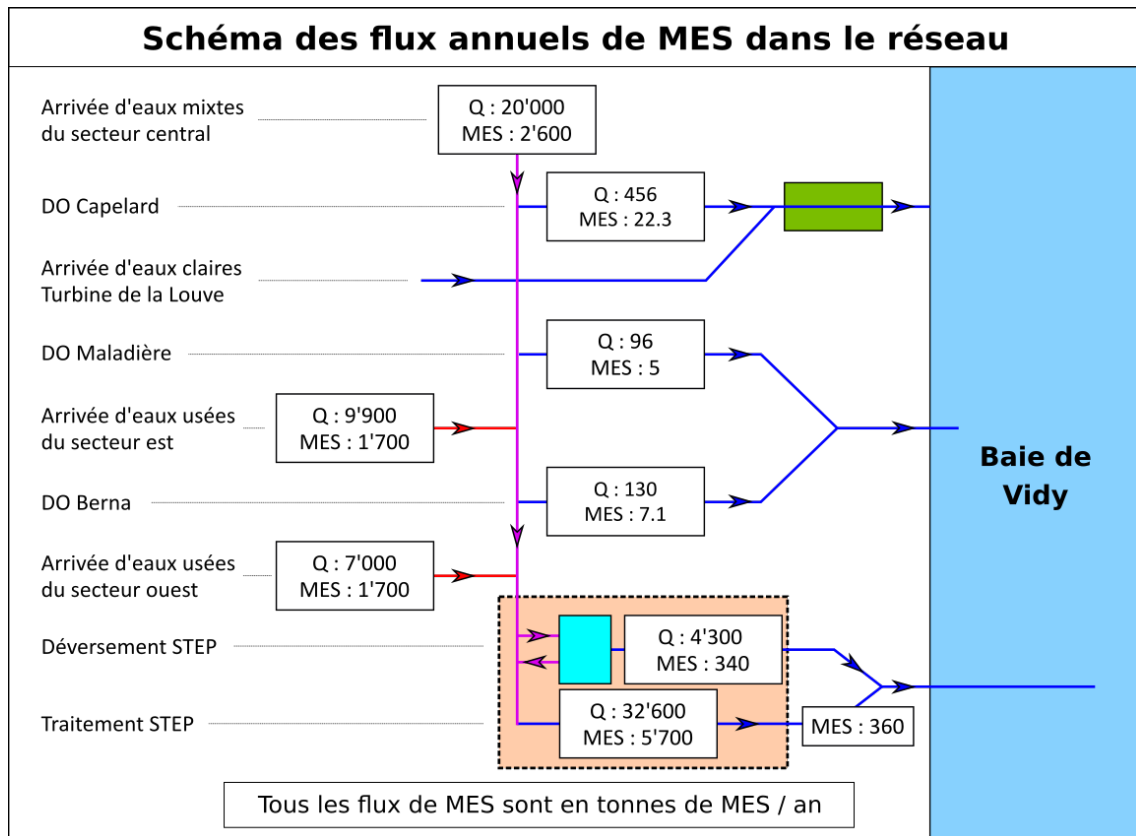


FIGURE 8 – Schéma représentant les flux annuels de MES dans le réseau (en moyenne sur 40 ans). La concentration en MES dans les eaux unitaires du secteur central est largement inférieure à celle des eaux des secteurs Est et Ouest. Ici encore, la concentration en MES dans les déversements est plus élevée en aval sur le réseau. La majorité (95%) des rejets de MES dans ce système sont effectués à l'exutoire de conduite de rejet de la STEP dû aux déversements ou aux rejets post-traitement.

RS Urban ne calcule pas la part de MES organiques provenant des eaux usées et la part de MES provenant de l'érosion par les eaux de ruissellement. Cependant, on peut constater que le rapport du flux de MES sur le flux d'eaux usées est 27% plus élevé pour les eaux provenant du secteur central que pour les eaux provenant des secteurs est ou ouest, ce qui indique une part plus importante de MES provenant du ruissellement dans ces eaux.

La majorité (95 %) des rejets de MES sur le réseau ont lieu à la STEP à parts presque égales entre les résidus après traitement et les déversements sans traitement.

## 6.5 Conclusions

Les incidents de contamination bactériologique liés au déversement d'eaux usées par les DO sont causés par une faible fraction des eaux usées déversées sur tout le réseau. De même, la

contamination des sédiments liés au déversements de MES par les DO est causée par une faible fraction des MES déversés sur tout le réseau.

Dans le but d'améliorer la situation écologique à long terme à l'échelle de la baie de Vidy, la priorité serait de réduire la fréquence et l'intensité des déversements à la STEP. Cela pourrait être atteint en déversant les eaux moins chargées du Capelard pour des plus petits débits et en réduisant les flux totaux et débits de pointe provenant du secteur central en augmentant le taux de séparatif et/ou le taux d'infiltration des eaux de pluie en amont du périmètre d'étude. Au vu des investissements nécessaires à de tels projets, il est très probable que la réalisation de telles améliorations se fera progressivement sur de nombreuses années.

Les aménagements étudiés dans le cadre de ce projet n'auront donc pas pour but d'assainir entièrement la baie de Vidy mais d'atténuer ou éliminer les problèmes liés aux déversoirs d'orage (notamment la contamination bactériologique des plages, les affouillements, la présence déchets solides et la contamination des sédiments aux exutoires) à court terme tout en s'inscrivant également dans une stratégie d'assainissement à plus long terme.

## 7 Proposition et étude de variantes d'aménagement

### 7.1 Modification du seuil de déversement au Capelard

Il a été constaté au chapitre 6 que les déversements à la Berna et à la Maladière commencent pour des débits plus faibles que ceux au Capelard (voir figure 5). Il a également été montré que les déversements à la Berna contiennent une plus grande concentration de MES et d'eaux usées (voir figures 7 & 8) provenant en partie des eaux plus chargées du secteur est.

On envisage alors de limiter le débit transitant en direction de la STEP au niveau du déversoir du Capelard. D'après la figure 4, les déversements à la Berna ont lieu à partir d'un débit entrant au Capelard de  $5.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cette valeur s'impose donc comme un choix de dimensionnement évident pour tester l'effet d'une telle mesure.

Outre une potentielle réduction des déversements de polluants sur le réseau, cette mesure permettrait aussi que tous les déversements provenant des DO soient regroupés dans la même conduite, ce qui n'est pas nécessairement idéal en soi mais permet une bonne synergie avec une extension de la conduite de rejet ou une éventuelle installation de dégrillage, de traitement ou de rétention.

En revanche, une telle mesure nécessite de s'assurer que la conduite de rejet est capable de supporter le débit supplémentaire (ici de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) lors de chaque déversement.

La figure 9, analogue à la figure 4 et établie sur les mêmes bases à l'exception de l'aménagement proposé, montre la répartition des débits totaux du réseau sur chaque ouvrage en fonction du débit arrivant au Capelard résultant de ce dimensionnement.

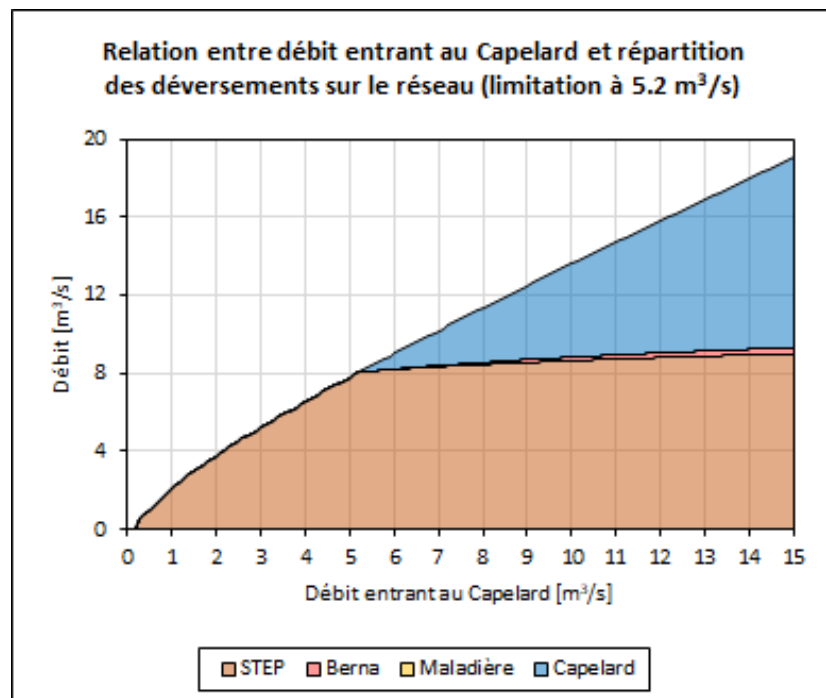


FIGURE 9 – Relation entre le débit entrant au Capelard et la répartition des débits totaux du réseau sur les différents ouvrages pour un déversement au Capelard à partir de  $5.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . La relation est considérée comme fiable pour les débits entrant au Capelard supérieurs à  $2 \text{ m}^3/\text{s}$

Il est possible d'établir un bilan théorique des flux déversés par les DO avec cette modification sans avoir à réitérer une simulation complète de 40 ans sur le modèle hydrologique. En effet, les données décrivant les flux entrant dans le réseau depuis les différents secteurs à chaque pas de temps ne changent pas. Avec ces données et la connaissance des lois de déversement, on peut ainsi déterminer à chaque pas de temps les flux dans le réseau jusqu'après le déversoir de la Berna. Les calculs nécessaires ont été effectués à l'aide du logiciel Matlab. Les tables 2 à 4 présentent la comparaison entre les différents flux déversés par les DO sans et avec l'aménagement proposé.

Seuil au Capelard	Dev. Capelard	Dev. Maladière	Dev. Berna	Dev. Total DO
7.2 m <sup>3</sup> /s	456	96	131	683
5.2 m <sup>3</sup> /s	796	0	24	820
Différence	+ 340	- 96	- 107	+ 137

TABLE 2 – Comparaison du bilan des flux d'eaux déversés par les DO sans et avec l'aménagement proposé. Tous les flux sont en milliers de m<sup>3</sup> par an.

Seuil au Capelard	Dev. Capelard	Dev. Maladière	Dev. Berna	Dev. Total DO
7.2 m <sup>3</sup> /s	6.4	2	3.8	12.2
5.2 m <sup>3</sup> /s	13.7	0	0.6	14.2
Différence	+ 7.3	- 2	- 3.2	+ 2.1

TABLE 3 – Comparaison du bilan des flux d'eaux usées déversés par les DO sans et avec l'aménagement proposé. Tous les flux sont en milliers de m<sup>3</sup> par an.

Seuil au Capelard	Dev. Capelard	Dev. Maladière	Dev. Berna	Dev. Total DO
7.2 m <sup>3</sup> /s	22.3	5	7.1	34.4
5.2 m <sup>3</sup> /s	39.6	0	1.2	40.8
Différence	+ 17.3	- 5	- 5.9	+ 6.4

TABLE 4 – Comparaison du bilan des flux de MES déversés par les DO sans et avec l'aménagement proposé. Tous les flux sont en tonnes de MES par an.

On constate que sans mesures supplémentaires, cet aménagement augmenterait la somme des différents flux déversés par les DO dans la baie de Vidy, ce qui est va à l'encontre de l'effet recherché. L'explication derrière ce phénomène est qu'une partie importante des eaux et polluants supplémentaires déversés au Capelard avec l'aménagement seraient parvenus jusqu'à la STEP et y auraient été déversés sans l'aménagement.

On notera toutefois que les flux supplémentaires déversés ainsi par les DO possèdent une plus faible concentration de polluants que les eaux parvenant à la STEP pour la même gamme de débits. L'aménagement permettrait donc d'augmenter la concentration des polluants dans les eaux traitées à la STEP et améliorerait ainsi le bilan global des déversements dans la baie de Vidy puisque le total des flux polluants sur l'ensemble du réseau reste identique.

D'après les conclusions établies au chapitre 6, cet aménagement seul n'est donc pas satisfaisant car il ne permet pas de résoudre les problèmes à l'exutoire des déversoirs d'orage à court terme. Cependant, son effet d'amélioration du bilan total des rejets dans la baie de Vidy reste intéressant. L'installation d'une solution de rétention pour les déversements du Capelard

pourrait également améliorer le bilan d'une telle mesure si les déversements supplémentaires sont majoritairement retenus, Si l'on envisage plutôt la pose d'une conduite rejetant les eaux déversées sous la thermocline, il est également plus intéressant de grouper les rejets des différents DO dans un seul collecteur.

On pourrait envisager la même mesure avec un seuil de déversement différent au Capelard. Cependant, un seuil plus élevé (entre 5.2 et 7.2 m<sup>3</sup>/s) ne permettrait que d'éviter en partie les déversements à la Berna et serait à ce titre moins efficace tandis qu'un seuil moins élevé (inférieur à 5.2 m<sup>3</sup>/s) aurait pour effet de transférer davantage les déversements de la STEP au Capelard ce qui n'est pas souhaitable à court terme.

## 7.2 Installation d'une conduite de rejet au large de l'exutoire actuel

Afin d'éviter les impacts à proximité de la rive du lac et de réduire la contamination bactériologique des plages en été, on peut envisager la pose d'une conduite au fond du lac allant de la rive jusqu'à une profondeur de 30 m, sous la thermocline du lac Léman, comme cela a été fait pour les rejets de la STEP de Vidy.

Grâce à la bathymétrie du lac Léman disponible sur le portail cartographique de la Confédération [6], nous avons déterminé que la longueur de conduite nécessaire pour atteindre cette profondeur serait d'environ 300 m.

Cette solution nécessiterait la mise en charge des eaux afin d'atteindre cette profondeur, ce qui peut difficilement se faire naturellement dans la conduite au vu des volumes et des débits déversés et de la faible pente de la conduite près de la rive, ce qui causerait inévitablement des débordements par les voies d'aération et possiblement certaines grilles de collection des eaux claires. La conduite n'a également pas été construite pour une utilisation en charge. Une chambre de mise en charge d'un volume conséquent serait donc nécessaire et une large partie des débits extrêmes devrait tout de même être partiellement déversée sur la rive. Les difficultés viennent du fait que, contrairement au cas de la STEP, les débits ne sont pas limités en amont et de très larges volumes d'eau peuvent survenir très soudainement.

Bien qu'une partie des volumes d'eau déversés pourrait être ainsi envoyée au large et permettrait ainsi d'atténuer les impacts à proximité directe de la rive et de l'exutoire des DO, la mesure n'apporterait aucun bénéfice écologique en comparaison avec la situation actuelle.

Le budget alloué à la pose de la conduite de rejet de la STEP par le préavis de 1999 s'élevait à environ 10 millions de francs suisses (coût ajusté pour 2020) [20]. On considère que pour le Capelard la conduite nécessite d'être moins longue mais que son diamètre devra être plus important. On considère aussi le fait que le volume de la chambre de mise en charge est plus important, ce qui nous fait estimer le coût total d'une telle mesure à environ 20 millions de francs suisses.

L'efficacité de cette mesure à court terme serait également fortement réduite sur le long terme lorsque les volumes déversés auront diminué et que par conséquent la concentration moyenne des polluants dans ces eaux aura augmenté.

Du à la faible efficacité prévue de cette mesure et de son coût relativement important, il a été décidé de ne pas l'étudier davantage et de la rejeter.

## 7.3 Installation d'un ouvrage de rétention à l'aval du Capelard

Le but d'un ouvrage de rétention est de stocker les volumes d'eaux arrivant par débit excessif lors des crues pour les traiter à la STEP par la suite. Par nature, un ouvrage de rétention aura donc un effet de réduction des flux déversés mais également un coût de construction et d'entretien important.

Les eaux déversées sont caractérisées par d'importants volumes totaux et par de faibles concentrations en polluants (voir chapitre 6), le traitement intégral de ces eaux par la STEP n'est donc pas optimal (et cause également des coûts de fonctionnement additionnels).

La construction d'un bassin d'eaux pluviales (BEP) souterrain est envisageable sous le terrain mis en évidence dans la figure 1.

La majorité des considérations de ce chapitre sur le choix et le dimensionnement d'une solution de rétention sont directement tirées de la directive du VSA [3].

### 7.3.1 Bassin de stockage ou bassin de décantation

Il existe deux types de BEP qui remplissent leur fonction de manière légèrement différente. Les bassins de stockage permettent la rétention d'un volume initial d'eaux déversées et des polluants qu'elles contiennent, le volume excessif étant ensuite déversé dans le milieu récepteur. Ils sont recommandés lorsqu'une proportion importante des polluants (en particulier les MES) se trouve dans ce volume initial d'eaux retenues (effet de lessivage).

Les bassins de décantation limitent leur débit d'entrée afin de permettre à l'eau de les traverser à vitesse réduite et aux MES de sédimenter au fond du bassin. Leur volume permet également la rétention d'une partie des eaux. Ils sont recommandés dans des situations où les crues sont plus lentes et les polluants mieux répartis sur la durée.

Afin de choisir entre ces deux possibilités, la directive établit qu'une proportion d'au moins 40% de la charge en MES dans les premiers 20% du volume de crue pendant 50% des événements est nécessaire pour le bon fonctionnement d'une solution de stockage.

Dans le cadre du secteur central du réseau d'assainissement lausannois, la taille du bassin versant implique que les crues sont de longue durée (plusieurs heures). Ainsi, si l'on considère les déversements actuels au Capelard, la proportion médiane de la charge en MES dans les premiers 20% du volume de crue est de l'ordre de 30%. Cette valeur semble indiquer qu'un bassin de décantation serait plus efficace qu'un bassin de stockage dans notre situation.

Une analyse de la composition des MES sur la durée des événements pourrait apporter des éléments de décision supplémentaires, en particulier si une majorité des MES provenant des eaux de ruissellement urbaines et contenant les polluants retrouvés à l'exutoire du Capelard se trouvent dans les premières eaux déversées.

Le terrain étant situé à l'aval de la STEP, une solution de refoulement des eaux stockées via une pompe jusqu'en amont de la Berna sera nécessaire pour vider le bassin.

Afin d'éviter que la rétention ne se remplisse d'eaux claires, il sera nécessaire de raccorder les eaux de la turbine de la Louve à un collecteur d'eaux claires. Un aménagement similaire sera possiblement nécessaire pour d'autres conduites déversant actuellement des eaux claires dans la conduite de restitution du Capelard par temps de pluie. L'étude des volumes d'eau concernés, des raccords possibles et de leurs coûts détaillés n'est pas effectuée dans le présent rapport.



Il sera possiblement nécessaire de déplacer la conduite d'eaux claires traversant le terrain sur lequel le bassin de décantation sera construit.

L'installation d'un dégrilleur dans le bassin a également été étudiée.

La figure 10 présente un schéma des aménagements prévus.

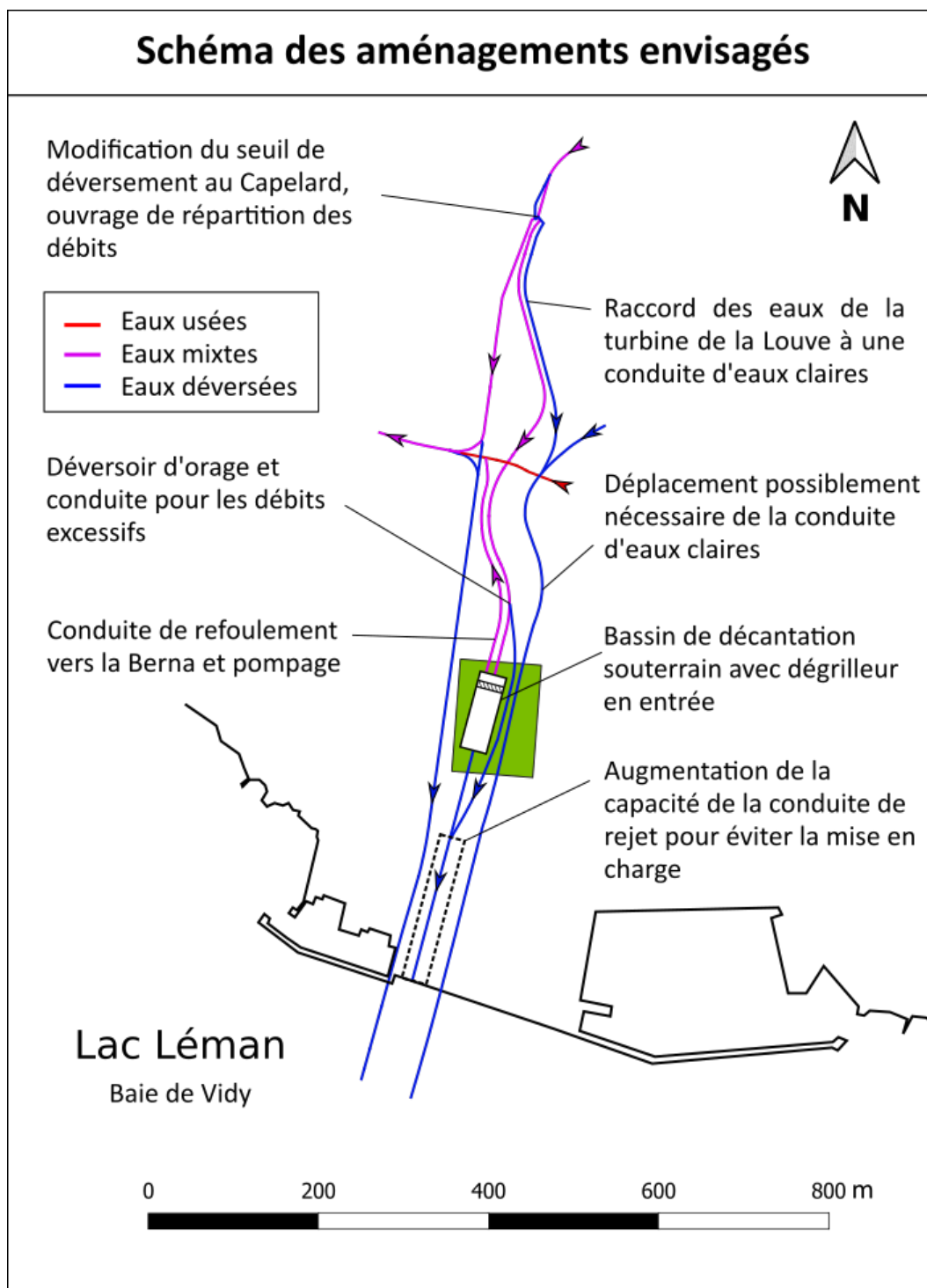


FIGURE 10 – Schéma des principaux aménagements proposés sur le périmètre d'étude. Les flèches indiquent le sens de l'écoulement. D'autres modifications plus mineures seront vraisemblablement nécessaires.

Source des données pour les ouvrages existant : Service de l'eau de la ville de Lausanne

Nous étudions ci-après les contraintes liées au dimensionnement d'un bassin de décantation.

Nous déterminons également le débit critique (le débit maximal en entrée du bassin, l'excès étant déversé sans décantation).

### 7.3.2 Contraintes liées à l'espace disponible

L'emplacement désigné comme propice pour l'installation de la solution de rétention un secteur rectangulaire d'environ 130 m de longueur et 95 m de largeur. Outre la longueur de bassin requise par le processus de sédimentation, l'aménagement d'une zone d'entrée nécessaire à la réduction de la vitesse et à une répartition uniforme du débit sur la largeur du bassin ainsi que l'aménagement d'une zone de sortie dans laquelle les eaux claires sont déversées doivent être pris en compte lors du dimensionnement.

Le terrain se trouve à une altitude moyenne de 377 m tandis que le niveau maximal du lac léman se trouve 372.3 m. Le radier de la conduite en provenance du Capelard se trouve à 373.5 m à l'entrée du secteur en question et à 372.6 m à la sortie. Il sera donc nécessaire de creuser dans la nappe phréatique pour réaliser l'ouvrage, ce qui incite à en minimiser la profondeur lors de son dimensionnement. Il est également nécessaire de considérer la hauteur requise par la zone de stockage des boues au fond du bassin en plus de la hauteur de la zone de sédimentation.

D'après la directive, les rapports entre les dimensions de la zone de sédimentation du bassin (la longueur L, la largeur B et la hauteur H) doivent si possible respecter les relations suivantes :

- $10 < L/H < 15$
- $3 < L/B < 4.5$
- $2 < B/H < 4$

L'emplacement disponible est suffisamment large, mais limité en longueur et on ne peut y creuser profondément. On considère donc  $L/B = 3$  et  $B/H = 4$  ce qui permet d'exprimer le volume de sédimentation V du bassin en fonction du seul paramètre B :

$$V = L * B * H = \frac{3}{4} B^3$$

avec  $L < 120$  m, soit  $B < 40$  m,  $H < 10$  m et  $V < 48'000$  m<sup>3</sup>

### 7.3.3 Contraintes liées au refoulement des eaux

Les eaux stockées dans le bassin de décantation doivent être refoulées en direction de la STEP lorsque la crue est terminée. On envisage d'installer une pompe qui refoulerait à un débit de  $Q_r = 0.2$  m<sup>3</sup>/s depuis le bassin jusqu'en amont de la Berna lorsque le débit entrant à la STEP est inférieur à 2.2 m<sup>3</sup>/s et que le BEP de la STEP est vide. Une conduite amenant les eaux usées du secteur du bord du lac jusqu'en amont de la Berna par pompage existe déjà, mais nécessitera d'être remplacée et redimensionnée pour être adaptée aux débits pompés depuis la rétention. Un tel débit dans une conduite de diamètre nominal DN 300 correspond à une vitesse moyenne d'environ 2.8 m/s dans la conduite, ce qui est dans la gamme des vitesses optimales pour le refoulement [16]. Les eaux déversées unitaires doivent également être évacuées dans un laps de temps limité afin d'éviter la formation et concentration de sulfure d'hydrogène (H<sub>2</sub>S) dangereux pour le personnel d'exploitation et corrosif pour les parties métalliques [19]. Une bonne aération du bassin souterrain devra également être planifiée pour pallier à ce problème. Pour des eaux fortement diluées telles que celles déversées au Capelard, on considère que celles-ci doivent être évacuées sous une durée maximale de  $t_{rmax} = 30$  heures après la fin de la crue. Une évacuation rapide de l'espace de rétention permettra également de réduire l'occurrence du

scénario où un événement de pluie commence alors qu’il reste de l’eau dans le bassin. On a donc :

$$V < Q_r * t_{rmax} = 21'600m^3$$

### 7.3.4 Contraintes liées à la dynamique de sédimentation

La directive définit plusieurs contraintes afin que la sédimentation soit efficace dans le bassin.

Il est important de définir quelle est la vitesse de sédimentation minimale des particules que l’on souhaite décanter. D’après une analyse statistique présentée dans la directive, une proportion importante de la charge en MES sédimente à une vitesse entre 0.003 et 0.005 m/s ce qui nous incite à choisir une vitesse de sédimentation cible de 0.003 m/s. Toutefois, une étude complémentaire sur la composition des MES déversées au Capelard et la distribution de leurs vitesses de sédimentation pourraient appuyer le choix d’une autre valeur si l’on vise spécifiquement la rétention des métaux lourds, des PAH ou des PCB. L’analyse statistique présentée dans la directive nous indique que 50% environ de la charge en MES sédimente plus lentement que cette vitesse cible ce qui nous donne la fraction des MES non sédimentables  $X = 0.5$ , nécessaire par la suite pour calculer le rendement de la décantation.

Pour que la décantation soit efficace, la vitesse de sédimentation  $v_s$  cible doit être supérieure à la charge superficielle définie par  $Q/L * B$  pendant la majorité du fonctionnement du bassin. Cela impose donc la condition suivante sur le débit critique en entrée du bassin

$$Q_{crit} < L * B * v_s = 0.009 * B^2$$

La vitesse horizontale du flux peut être exprimée comme  $v = Q/H * B$  et doit être inférieure à 0.05 m/s soit :

$$Q_{crit} < H * B * 0.05 = 0.125 * B^2$$

On remarquera que cette dernière condition est automatiquement remplie si la précédente l’est aussi.

La charge hydraulique au dessus du seuil de la lame déversante doit être limitée afin d’éviter la resuspension des particules dans le bassin dans la zone de sortie. La directive recommande un débit maximal de 75 l/s par mètre de seuil. Si l’on considère un seuil de la largeur du bassin de rétention, un bassin de largeur  $B = 40$  m conduirait à un débit maximal de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est sous-dimensionné en comparaison aux débits déversés actuellement au Capelard. On considère qu’un tel seuil peut avoir, de par sa géométrie, une longueur plus importante que la largeur du bassin. Cependant, plus le rapport entre la longueur du seuil et la largeur est important, plus l’espace nécessaire à la zone de sortie sera important, ce qui limitera la longueur disponible pour la sédimentation. Le détail de l’aménagement de la zone de sortie et du seuil de déversement n’est pas abordé dans ce projet et pourrait faire l’objet d’une étude complémentaire.

### 7.3.5 Optimisation du dégrillage

Un bassin de décantation nécessite de ralentir l’écoulement des eaux qui le traversent et offre donc une bonne opportunité pour y installer un dégrilleur. Il a été montré au chapitre 3 que la solution en place actuellement fonctionne mal mais aucun autre emplacement ne rempli les conditions nécessaires à un dégrillage efficace actuellement.

Un dégrilleur nécessite que la vitesse d’écoulement horizontale soit inférieure à 0.7 m/s pour son bon fonctionnement [12]. Cette condition devrait toujours être remplie dans un bassin de

décantation.

Additionnellement, un dégrilleur placé dans la zone d'entrée du bassin de sédimentation permet d'éviter les risques de blocage de la pompe de refoulement dûs aux déchets solide.

La directive recommande le dimensionnement des solutions de dégrillage pour des crues d'un temps de retour (T) de 1 à 2 ans. La table 5 récapitule les débits de pointe déversés correspondant à une telle périodicité d'après l'analyse statistique des crues au Capelard (voir chapitre 6).

Seuil au Capelard	T = 1 an	T = 2 ans
7.2 m <sup>3</sup> /s	21 m <sup>3</sup> /s	28 m <sup>3</sup> /s
5.2 m <sup>3</sup> /s	23 m <sup>3</sup> /s	30 m <sup>3</sup> /s

TABLE 5 – Débit de pointe déversé pour des périodes de retour d'1 et 2 ans en fonction du seuil au Capelard.

Ces débits sont trop importants pour un bassin de décantation d'une taille raisonnable. Néanmoins, même si le débit maximal dans le bassin est inférieur à ces valeurs, la limitation permettra tout de même à une partie des crues de débit supérieur d'être dégrillées dans des conditions idéales tandis que la pointe de la crue sera déversée sans dégrillage. On en revient donc à considérer le volume et la fraction d'eaux usées étant dégrillées comme indicateurs de l'efficacité d'une mesure de dégrillage.

### 7.3.6 Optimisation du volume de la rétention

Afin de rentabiliser au mieux le volume de stockage du bassin de décantation, on souhaite maximiser le débit entrant tout en conservant de bonnes conditions de sédimentation. Pour cela, on pose le débit maximal d'entrée comme étant :

$$Q_{crit} = 0.009 * B^2$$

ce qui définit une relation entre débit critique et volume du bassin de rétention.

Il est souhaitable d'éviter que des débits de pointe trop élevés soient déversés au lac si le volume total du déversement aurait pu être stocké entièrement dans le bassin de rétention. Sur la base d'un graphique mettant en relation volume déversé et débit de pointe pour chaque événement, nous pourrions contrôler que le dimensionnement retenu respecte bien ce critère pour la quasi totalité des crues.

### 7.3.7 Considération du coût de l'installation

Jusqu'à maintenant, les considérations ont été portées sur l'optimisation du fonctionnement de la décantation et de l'utilisation du volume de rétention. Néanmoins, il est primordial de considérer l'investissement financier important que représente une telle installation ainsi que le poids des coûts de fonctionnement (pompage, dégrillage, ...) et d'entretien. Pour rappel, les aménagements envisagés sont les suivants :

- Bassin de décantation avec dégrilleur
- Déversoir d'orage permettant de dériver les débits excessifs en amont du bassin

- Elargissement de la section sur le dernier tronçon de la conduite de restitution afin d'éviter sa mise en charge et le refoulement des eaux dans la rétention par l'aval. Cette mesure permettra également de réduire les vitesses d'eau à l'exutoire.
- Pompe et remplacement de la conduite de refoulement jusqu'en amont de la Berna
- Raccordement des eaux de la turbine de la Louve à une conduite d'eau claires
- Divers raccords de collecteurs d'eaux pluviales à des conduites d'eaux claires plutôt qu'à la galerie de restitution du Capelard
- Eventuellement, modification de l'ouvrage de répartition du Capelard
- Eventuellement, déplacement d'une conduite d'eaux claires à proximité de la rétention

Les investissements dans le bassin de rétention et le dégrilleur dépendent du volume de l'ouvrage tandis que les autres investissements peuvent être considérés comme fixes. Les coûts d'exploitation de la pompe et dans une moindre mesure du bassin et du dégrilleur dépendent également du volume de la rétention.

On estime que l'investissement initial nécessaire à une telle installation est de l'ordre 20 millions de francs suisses et que chaque 1000 m<sup>3</sup> de rétention rajoute 2 millions au coût de l'aménagement.

### 7.3.8 Efficacité de la solution de rétention

Afin d'évaluer l'efficacité a priori d'une solution de rétention d'un volume de dimensionnement donné, avec ou sans la modification de la loi de déversement au Capelard, on se base sur les indicateurs définis au chapitre 3.

A partir des débits entrants au Capelard simulés sur 40 années, d'un volume de rétention  $V$  supposé et d'un seuil de déversement au Capelard choisi entre les deux options étudiées précédemment on effectue les calculs suivants grâce à Matlab :

- Détermination des dimensions du bassin  $H$ ,  $B$  &  $L$  ainsi que du débit critique  $Q_{crit}$  et de la longueur minimale du seuil de la lame déversante.
- Détermination des débits déversés au Capelard à partir des débits entrant et du seuil de déversement à 5.2 ou 7.2 m<sup>3</sup>/s.  
On considère qu'un événement de déversement commence lorsque le débit entrant au Capelard dépasse le seuil de déversement et se termine lorsqu'il repasse en dessous du seuil. L'analyse des volumes et des charges se fait par événement et on ne tient pas compte de l'écart temporel entre les événements.  
Détermination des flux polluifs d'eaux usées et de MES déversés proportionnellement à la concentration dans les débits entrant au Capelard.
- Détermination des débits entrant dans la rétention et des débits excessifs déviés à l'entrée de la rétention à partir des débits déversés et du débit limite en entrée  $Q_{crit}$ .  
Détermination des flux polluifs d'eaux usées et de MES entrant dans la rétention ou déviés proportionnellement à la concentration en entrée au Capelard.
- Calcul du volume d'eau entrant dans la rétention lors de l'événement de pluie.  
Si celui-ci est inférieur au volume de la rétention, tous les flux polluifs entrant sont retenus et sont considérés comme traités par la STEP.  
Dès le moment où le volume entré dans la rétention dépasse le volume de la rétention,

on considère que le volume d'eau retenu est égal au volume de la rétention et que le volume d'eaux usées retenu est proportionnel à la concentration en entrée du Capelard. Le volume d'eaux usées dégrillé est équivalent au volume d'eaux usées étant entré dans la rétention.

- Calcul de l'efficacité de la sédimentation de la charge en MES entrant dans le bassin une fois que celui-ci est rempli grâce à la formule établie dans la directive. On considère ici un facteur de court-circuit hydraulique  $n = 3$  correspondant à des conditions de sédimentation modérément perturbées. Ce choix est dû aux vitesses importantes en entrée du bassin, qui sont compensées par le volume important de celui-ci.

$$\eta = (1 - [1 + \frac{v_s * L * B}{n * Q_{crit}}]^{-n}) * (1 - X)$$

Ces calculs permettent d'établir un bilan a priori des flux polluifs déversés (et retenus) en fonction du volume de la zone de sédimentation du bassin et du seuil de déversement au Capelard. Le volume minimal considéré pour la zone de sédimentation est de 5'000 m<sup>3</sup> que nous avons incrémenté de 5'000 m<sup>3</sup> additionnels jusqu'à un volume maximal considéré de 60'000 m<sup>3</sup>. La figure 11 représente la relation déterminée ainsi entre les divers flux polluifs déversés et le volume de la solution de rétention. Le point avec un volume de rétention de 0 m<sup>3</sup> indique la valeur du flux sans solution de rétention (soit la somme des flux déversés par les DO tels que présentés au chapitre 6).

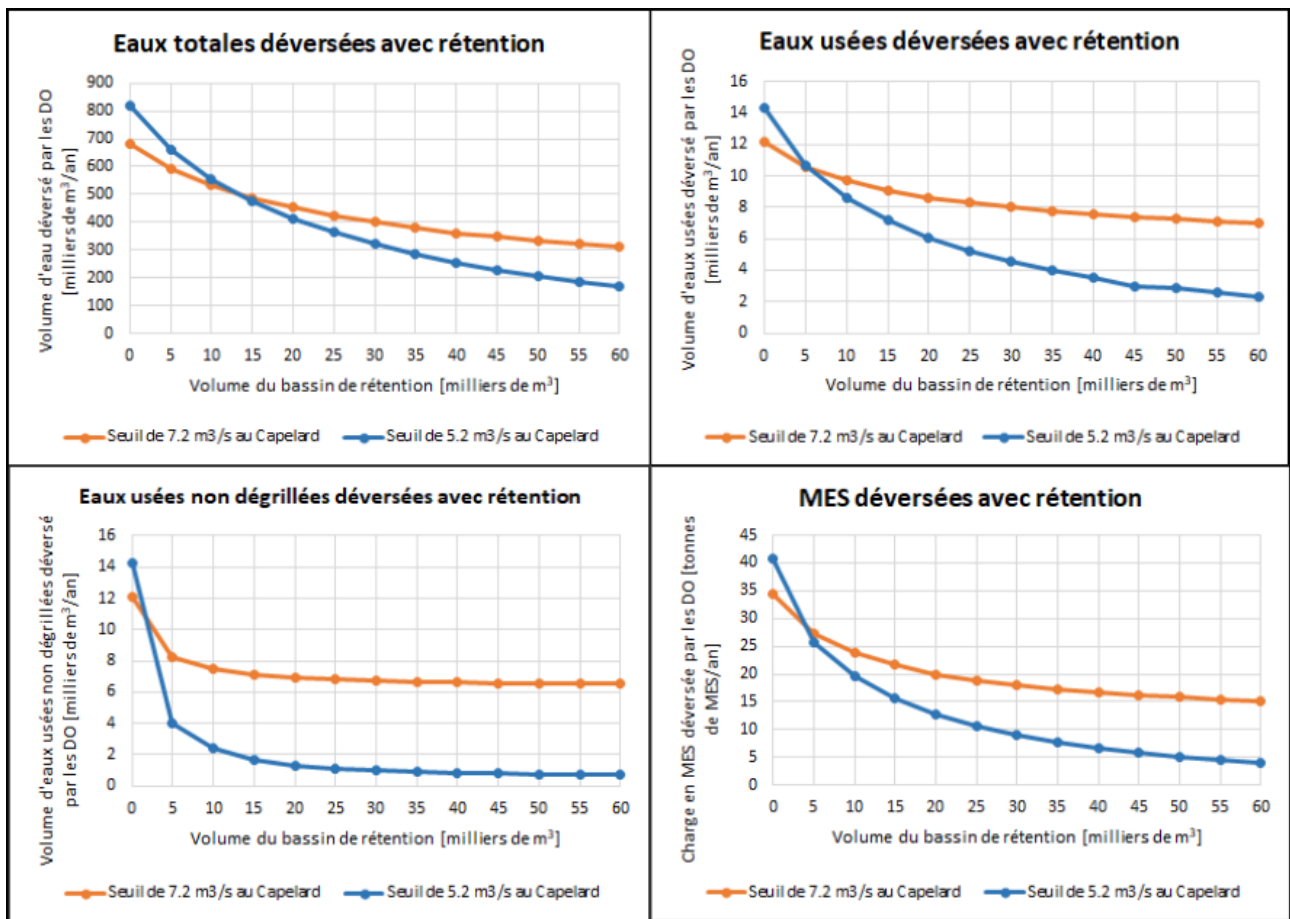


FIGURE 11 – Graphiques montrant la relation entre volume du bassin de décantation et les différents flux annuels déversés par la combinaison des trois déversoirs d’orage. Les deux courbes indiquent les résultats pour les deux seuils de déversement au Capelard considérés. On constate qu’il n’y a pas d’optimum mais que les bénéfices du volume supplémentaire diminuent à mesure que celui-ci augmente. On remarque également que le seuil de déversement de 5.2 m<sup>3</sup>/s au Capelard mène à un meilleur bilan pour des volumes de rétention supérieurs à 5’000 m<sup>3</sup>

On remarque qu’il n’y a pas d’optimum au niveau des performances d’épuration, celles-ci croissent avec le volume du bassin. Cependant, un volume de rétention faible à moyen réduit déjà conséquemment les rejets en eaux non dégrillées et en MES. Pour des volumes de rétention supérieurs à 5’000 m<sup>3</sup>, on constate que le réaménagement du Capelard pour diminuer le seuil de déversement à 5.2 m<sup>3</sup>/s a un effet très bénéfique sur la réduction des flux polluants déversés.

## 7.4 Choix des mesures et de leur dimensionnement

L’option retenue consiste en un bassin de décantation d’un volume de sédimentation d’environ 20’000 m<sup>3</sup> soit les paramètres suivants :

- Une largeur B de 30 m
- Une longueur L de 90 m
- Une profondeur H de 7.5 m
- Un débit critique  $Q_{crit}$  de 8 m<sup>3</sup>/s
- Une longueur de seuil déversant b de 107 m

On retient également la modification du seuil de déversement au Capelard à  $5\text{m}^3/\text{s}$ .

On espère obtenir ainsi :

- Un volume total d'eaux déversées par l'ensemble des DO d'environ 415 milliers de  $\text{m}^3$  par an soit une réduction de 39% par rapport à la situation actuelle.
- Un volume total d'eaux usées déversées par l'ensemble des DO d'environ 6 milliers de  $\text{m}^3$  par an soit une réduction de 50% par rapport à la situation actuelle.
- Un volume total d'eaux usées non dégrillées déversées par l'ensemble des DO d'environ 1.3 milliers de  $\text{m}^3$  par an soit une réduction de 89% par rapport à la situation actuelle.
- Une charge totale de MES déversée par l'ensemble des DO d'environ 11.5 tonnes de MES par an soit une réduction de 63% par rapport à la situation actuelle.

On estime que le coût d'investissement de tous les aménagements nécessaires à un tel projet est de l'ordre de 60 millions de francs suisses.

La figure 12 permet de vérifier que, pour la majorité des événements, le débit critique n'est pas dépassé si le volume de la crue ne permet pas de remplir entièrement la rétention.

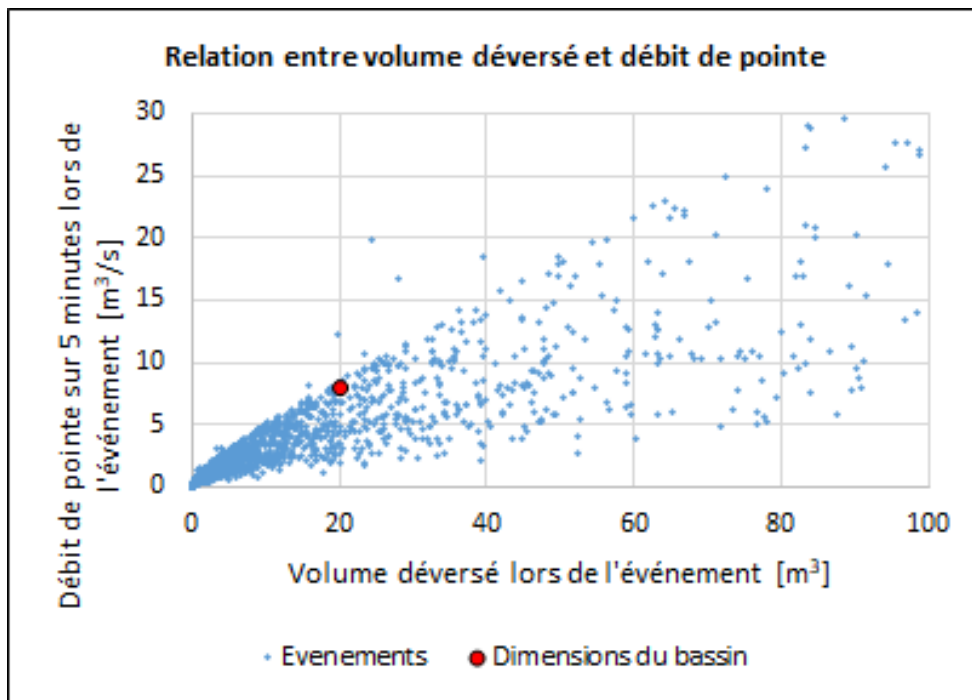


FIGURE 12 – Relation entre volume déversé et débit de pointe lors des événements de crue au Capelard (avec seuil de  $5.2\text{m}^3/\text{s}$ ). Certains événements caractérisés par un important volume et un fort débit de pointe sont laissé en dehors des limites du graphique pour des raisons de lisibilité. On constate que le dimensionnement de la solution de rétention est approprié à cet égard car le déversoir d'orage en entrée du bassin ne s'active presque que pour des crues qui remplissent tout le volume de rétention

## 7.5 Evaluation approfondie de l'efficacité de la mesure

Afin de vérifier que nos estimations sont correctes, de prendre en compte les scénarios où un événement de pluie survient alors que la rétention n'est pas encore vidée et d'évaluer le bilan des rejets à la STEP également suite à cette mesure, nous avons modélisé le bassin de décantation et les ouvrages liés dans RS Urban afin de réitérer la simulation de 40 ans. Outre les



éléments de dimensionnement que nous avons déjà étudié précédemment, nous avons effectué les hypothèses suivantes :

- Nous avons considéré un bassin de 20'250 m<sup>3</sup>, ne tenant pas compte du volume supplémentaire qui sera nécessaire à la zone d'entrée, la zone de stockage des boues et la zone de sortie et qui augmentera le volume de stockage.
- Nous avons considéré que la pompe refoule un débit constant de 0.2 m<sup>3</sup>/s tant qu'il y a de l'eau dans le bassin, que le débit entrant à la STEP est inférieur à 2.2 m<sup>3</sup>/s et que le BEP de la STEP est vide.
- Nous avons considéré que le débit déversé par le bassin de rétention en fonction de la hauteur d'eau dans celui-ci suit l'équation de Poleni :

$$Q = C_d * b * \sqrt{2g} * h$$

où  $C_d = 0.42$  et  $h$  est la hauteur d'eau dans le bassin à laquelle on soustrait la hauteur du seuil  $H$ .

Il ressort de cette simulation que le modèle simple à l'aide de Matlab sous-estimait les flux rejetés qui sont en réalité de 7 à 23 % plus élevés que ce qui a été décrit précédemment. La table 6 résume le bilan des flux totaux en incluant la solution de rétention tel que calculé par RS Urban.

	Déversements totaux DO	Déversements à la STEP
Eaux	453	4'160
Eaux usées	6.5	358
MES	15.6	330

TABLE 6 – Flux annuels rejetés avec implémentation des aménagements proposés. Les flux d'eaux sont en milliers de m<sup>3</sup> par an tandis que les flux de MES sont en tonnes de MES par an

La réduction des polluants déversés reste conséquente et l'on maintient un taux d'eaux usées dégrillées proche de 85 %. Le choix des aménagements proposés est donc validé.

## 8 Conclusion

Les résultats de la simulation hydrologique ont montré que les impacts écologiques et hygiéniques au Capelard sont causés par une petite fraction des rejets totaux sur ce secteur du réseau d'assainissement lausannois. Ces atteintes restent problématiques mais ne sont probablement que la partie visible d'un problème bien plus vaste causé en grande partie par l'excès d'eaux claires dans les eaux unitaires en provenance du secteur central comprenant la ville historique par temps de pluie.

La résolution de ces problèmes de fond nécessitant des investissements importants en temps comme en argent, nous avons choisi de nous focaliser sur l'aménagement de solutions permettant une réduction de l'impact des déversoirs d'orage sur la baie de Vidy à plus court terme, sans toutefois négliger son assainissement à long terme.

Les aménagements retenus sont les suivantes :

- Une diminution du seuil de déversement au Capelard de  $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $5.2 \text{ m}^3/\text{s}$  grâce à un ouvrage de répartition qui permettra de mettre la priorité sur le déversements des eaux claires du Capelard plutôt que des eaux plus concentrées de la Berna et de regrouper la très grande majorité des déversements des déversoirs d'orage du réseau considéré dans une seule conduite.
- L'aménagement d'un bassin de décantation souterrain d'un volume de sédimentation d'environ  $20'000 \text{ m}^3$  sur le terrain désigné comme propice par le service des eaux de la ville de Lausanne. Le débit en entrée du bassin de rétention devra être limité à  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  par un déversoir d'orage.
- L'installation d'une pompe d'un débit de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  et la pose d'une conduite de refoulement DN300 permettant de renvoyer les eaux retenues et les polluants qu'elles contiennent en direction de la STEP sous une durée de 30 heures après la fin de l'événement de pluie.
- L'installation d'un dégrilleur en entrée du bassin de rétention pour éliminer les déchets solides et éviter également les risques de blocage de la pompe.
- L'élargissement du dernier tronçon de la conduite de restitution du Capelard afin d'éviter sa mise en charge et le refoulement des eaux dans la rétention par l'aval.
- Divers raccordements, déplacements et pose de conduites d'eaux claires afin d'éviter que celles-ci n'entrent dans la rétention (notamment les eaux turbinées de la Louve).

Il a été calculé que l'ensemble de ces mesures permettrait de réduire considérablement les flux polluifs déversés à l'exutoire des déversoirs et marginalement à l'exutoire de la STEP de Vidy dans les ordres de grandeur suivants :

L'investissement nécessaire à la réalisation de ces projets a été estimé à 60 millions de francs suisses.

Les solutions présentées sont durables dans le sens qu'elles ne deviendront pas soudainement obsolètes si des améliorations venaient à être réalisées sur le réseau d'assainissement en amont. Un nouvel abaissement approprié du seuil de déversement au Capelard pourrait être étudié si l'on constate que de telles améliorations mènent à une sous-utilisation du volume de rétention.

Des études supplémentaires sur la composition de MES ainsi que sur la distribution de leurs vitesses de sédimentation pourraient appuyer un dimensionnement différent du projet tel que présenté. Des études complémentaires sur les coûts réels d'installation et d'exploitation des ouvrages, sur le choix de la taille des mailles du dégrilleur, sur les divers raccords et dimen-

sionnements des collecteurs d'eaux claires mentionnés dans le projet et sur le dimensionnement précis de la zone d'entrée, de la zone de stockage des boues, de la zone de sortie et de la forme du seuil déversant du bassin de décantation devront certainement être réalisées avant que le projet ne puisse être mis en place.

De nombreux autres facteurs que ceux que nous avons décrits à l'intérieur de notre périmètre d'étude peuvent influencer la qualité des eaux de la baie de Vidy et autant de potentielles études pourraient être réalisées. En particulier, nous n'avons que peu considéré les déversements du secteur Ouest s'effectuant dans la baie via la Chamberonne ou ceux du secteur Est même si ceux-ci n'arrivent pas directement dans la baie. Il reste certain que l'évaluation de l'impact global du réseau d'assainissement lausannois sur la qualité des eaux du Lac Léman consiste en un projet colossal dans lequel la majorité reste à faire.

## Références

- [1] 3D EAU. *Etude par modélisation hydraulique 3D de l'ouvrage du Capelard*. 2020.
- [2] AQUAPLUS. *STORM - Stehende Gewässer, Beispiele Stellendokumentation*. 2018.
- [3] ASSOCIATION SUISSE DES PROFESSIONNELS DE LA PROTECTION DES EAUX VSA. *Gestion des eaux urbaines par temps de pluie*. 2019.
- [4] BENEJAM. *Identifying contaminated sediment problems associated with urban stormwater discharges in lakes*. 2017.
- [5] CIPEL. *Qualité des eaux de baignades des plages du Léman*. 2020. URL : <https://www.cipel.org/plages-du-leman/>.
- [6] CONFÉDÉRATION HELVÉTIQUE. *Portail cartographique*. 2020. URL : [maps.geo.admin.ch](https://maps.geo.admin.ch).
- [7] CUNNANE C. « Unbiased plotting positions - A review ». In : *Journal of Hydrology* 37 (1978).
- [8] CZEKALSKI ET AL. « Increased Levels of Multiresistant Bacteria and Resistance Genes after Wastewater Treatment and Their Dissemination into Lake Geneva, Switzerland ». In : *Frontiers in Microbiology* 3 (2012).
- [9] ETAT DE VAUD. *Ouest lausannois : investissements de 80 millions de francs pour la gestion des eaux*. 2019. URL : <https://www.vd.ch/>.
- [10] ETTER O. *Integrated modelling approach of urban wet weather discharges into lakes*. 2017.
- [11] FLURY ET AL. « Auswirkungen von Abwasser-Einleitungen in Seen ». In : *Aqua & Gas* 9 (2019).
- [12] GROUPE SUEZ. *Memento degremont (R)*. 2020. URL : <https://www.suezwaterhandbook.fr/procedes-et-technologies/pretraitements/degrillage-tamisage-dilaceration/degrillage>.
- [13] GUO S. « A discussion on unbiased plotting positions for the general extreme value distribution ». In : *Journal of Hydrology* 121 (1990).
- [14] HAGER W. *Wastewater Hydraulics : Theory and Practice*. 1999.
- [15] HERNÁNDEZ & JATON. *Rapport d'étude sur la modélisation physique d'un dégrilleur latéral au Capelard*. 2011.
- [16] INTECH GMBH. *Calculations des caractéristiques et choix d'une conduite*. 2020. URL : [https://intech-gmbh.be/pipelines\\_calc\\_and\\_select/#pipeline\\_calculation](https://intech-gmbh.be/pipelines_calc_and_select/#pipeline_calculation).
- [17] LEROQUAIS A. *Monitoring du réseau d'évacuation des eaux usées, analyse des mesures de débit*. 2020.

- [18] LOIZEAU ET AL. « The impact of a sewage treatment plant's effluent on sediment quality in a small bay in Lake Geneva (Switzerland–France). Part 2 : Temporal evolution of heavy metals ». In : *Lakes & Reservoirs* 9 (2004).
- [19] LOVERA M., BLANCHET F. « De la conception à l'exploitation des bassins d'exploitation - Retour d'expérience ». In : *Techniques Sciences Méthodes* 6 (2009).
- [20] MUNICIPALITÉ DE LA VILLE DE LAUSANNE, DIRECTION DE LA SÉCURITÉ SOCIALE ET DE L'ENVIRONNEMENT. *Station d'épuration des eaux usées de la région lausannoise (STEP), Assainissement de la baie de Vidy. Remplacement du plongeur. Construction d'une installation d'adduction d'eau du lac. Préavis n°83*. 1999.
- [21] OFEV. *Recommandations concernant l'analyse et l'évaluation de la qualité des eaux de baignade (lacs et rivières)*. 2013.
- [22] POTÉ ET AL. « Effects of a sewage treatment plant outlet pipe extension on the distribution of contaminants in the sediments of the Bay of Vidy, Lake Geneva, Switzerland ». In : *Bioresource Technology* 15 (2008).
- [23] REVUE ROMAG AQUACARE. *Un ouvrage de décharge d'eaux pluviales de tous les superlatifs à Lausanne*. 2013.
- [24] ROSSI L. « Modélisation des matières en suspension (MES) dans les rejets urbains en temps de pluie ». In : *Gas, Wasser, Abwasser* 10 (2004).
- [25] SERVICE DES EAUX DE LA VILLE DE LAUSANNE. *Rapport annuel 2019*. 2020.
- [26] WILDI ET AL. « River, reservoir and lake sediment contamination by heavy metals downstream from urban areas of Switzerland ». In : *Lakes & Reservoirs* 9 (2004).