

**COMMUNE DE ST BENOÎT - AMÉNAGEMENTS DE PROTECTION
CONTRE LES CRUES DE LA RIVIÈRE DES MARSOUINS
PHASE 2 : ÉTUDE DE FAISABILITÉ DES MESURES DE PROTECTION
SUR LE SECTEUR AVAL – RAPPORT DÉFINITIF**

CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE

1. HYDROLOGIE	1
1.1 Caractéristiques du bassin versant des Marsouins	3
1.2 Détermination des temps de concentration	5
1.3 Détermination des intensités pluviométriques	6
1.3.1 Estimation du coefficient de ruissellement	8
1.4 Application de la méthode Rationnelle	8
1.5 Modélisation pluie - débit	9
1.5.1 Le principe du modèle SCS	9
1.5.2 Éléments de calage du modèle pluie - débit	10
1.5.3 Détermination des débits fréquents par le modèle SCS	13
1.6 Estimation du débit de la crue exceptionnelle	14
2. DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE	15
2.1 construction du modèle et calage	15
2.2 Simulations effectuées	17
2.3 Diagnostic hydraulique de l'état actuel	17

3. PROPOSITIONS D'AMÉNAGEMENTS HYDRAULIQUES	20
3.1 Confortement des digues et travaux d'entretien	20
3.2 Principes d'aménagement soumis à la concertation	20
3.2.1 Principe 1	20
3.2.2 Principe 2	21
3.2.3 Principe 3	21
3.3 Schéma hydraulique retenu sur le secteur aval	22
3.3.1 Dimensionnement du couloir de crue	22
3.3.2 Dimensionnement des endiguements	25
3.3.3 Protection du Conservatoire National Régional (C.N.R.)	28
3.3.4 Simulations de l'état de projet sur le modèle mathématique	28
3.3.5 Travaux d'entretien du lit	29
3.3.6 Estimation des travaux d'aménagement	29
3.3.7 Évaluation des dégâts évités par les aménagements	32
3.4 Aménagement en amont de la route nationale	36
3.5 Aménagement paysager	37
3.5.1 État des lieux	37
3.5.2 Proposition d'aménagement paysager	42
3.5.3 estimations sommaires	47

TABLE DES ILLUSTRATIONS

CARTES

Carte 1 : Carte des bassins versants	4
Carte 2 : Protection du centre ville - Propositions d'aménagements	23
Carte 3 : Protection du secteur aval - Tracé des endiguements	24

FIGURES

Figure 1 : état des lieux	39
Figure 2 : plan d'aménagement paysager de l'agence MDP	41
Figure 3 : schéma de principe	42
Figure 4 : Plan des aménagements	44
Figure 5 : Coupes du projet (Rive droite, aval)	45

CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE

Une partie du territoire communal de Saint Benoît est exposée au risque d'inondation lié au débordement de la rivière des Marsouins, y compris des zones très vulnérables situées dans le centre-ville et sur l'Ilet Danclas (ou Ilet Coco).

Le bassin versant de ce cours d'eau a fait l'objet de plusieurs études hydrauliques liées à la protection contre les inondations, en particulier :

- Schéma Technique de Protection contre les Crues (STPC) de la commune de Saint Benoît, SEEE 1991
- Étude de risques dans la partie aval de la rivière des Marsouins, Bceom 1994
- Étude de l'endiguement de la rivière des Marsouins en centre-ville de Saint Benoît, ALC 2000

Ces études ont mis en évidence la problématique d'inondation. Si les projets d'aménagement proposés par les différents bureaux d'étude sont tous focalisés sur le principe des endiguements avec un niveau de protection centennal, les dimensions des ouvrages préconisées sont assez différentes entre les études, en raison notamment de l'incertitude liée à l'estimation du débit de projet (Q100).

La présente étude, confiée au groupement BRLi – CNR par la commune de Saint Benoît sous conduite de la DDE, a pour objectif de préciser les aménagements à réaliser sur le secteur aval de la rivière des Marsouins à l'aide des outils adaptés avec notamment la mise en œuvre d'un modèle physique réduit, afin que le maître d'ouvrage puisse effectuer son choix et prendre des décisions. La construction d'un modèle physique permet de définir et d'optimiser les ouvrages de protection en tenant compte des phénomènes physiques très complexes tels que l'écoulement torrentiel, l'écoulement tri- dimensionnel notamment au pied des ouvrages et le fort charriage de matériaux.

En plus de la protection du centre-ville par des aménagements, la ville de Saint Benoît a demandé au titulaire du marché d'étude d'examiner la faisabilité de mettre en place un système d'annonce de crue sur le territoire communal, ce qui implique une analyse hydrologique sur l'ensemble du bassin versant.

L'étude comporte trois grandes étapes :

1. Études préalables à la mise en œuvre d'un modèle physique et d'un dispositif d'alerte sur la Rivière des Marsouins qui se décompose ainsi :
 - ◆ Phase 1 : Synthèse et analyse des données existantes **sur tout le secteur et le bassin versant.**
 - ◆ Phase 2 : Étude de faisabilité des mesures de protection contre les crues de la rivière des Marsouins **en centre ville.**
 - ◆ Phase 3 : Étude de faisabilité de la mise en place d'un système d'annonce de crues sur la rivière des Marsouins **sur tout le secteur d'étude.**
2. Mise en œuvre d'une modélisation physique :
 - ◆ Phase 4 : Conception et construction d'un modèle physique **en centre ville.**
 - ◆ Phase 5 : Exploitation du modèle physique **en centre ville.**
3. Phase 6 : Finalisation des études préliminaires (synthèse).

La réalisation de l'étude suit les orientations préconisées dans le « Guide méthodologique pour les études de faisabilité des aménagements de protection contre les inondations élaboré en octobre 2000 par la DDE dans le cadre du Programme Pluriannuel d'Endiguement des Ravines (PPER) pour la période 2000-2006.

Ainsi dans la première phase de l'étude nous avons établi un état des lieux sur la base d'une synthèse bibliographique et d'une reconnaissance de terrain et d'enquêtes menées auprès des différents organismes concernés, avec une analyse particulière sur les aspects environnementaux.

Cette deuxième phase concerne l'étude hydrologique de crues, le diagnostic hydraulique à l'aide d'un modèle mathématique des écoulements et les propositions d'aménagement.

1. HYDROLOGIE

L'objectif de l'analyse hydrologique consiste essentiellement à estimer les débits fréquents à l'exutoire du bassin versant des Marsouins, en particulier le débit centennal qui sera utilisé pour dimensionner les aménagements.

Les estimations de débit proposées dans les études antérieures ne sont pas toujours concordantes :

Q100 à l'exutoire (BV = 114 km²) :

- SEEE 1990 (STPC) : 1400 m³/s
- BCEOM 1994 et 1997 : 2800 m³/s
- ALC 2000 : 2200 m³/s
- IRD/ Bouvier 2000 : 2660 m³/s

Débits à Bethléem :

- EDF 1985 (BV = 81 km²) : 2000 m³/s pour une crue exceptionnelle
- BCEOM 94 et 97 (BV=90 km²) : 2300 m³/s pour Q100

L'étude d'EDF réalisée dans le cadre de l'aménagement de Takamaka II est relativement ancienne. Les débits exceptionnels y ont été estimés à partir d'une transformation pluie – débit avec des précipitations dites « exceptionnelles » correspondant en fait aux valeurs maximales de différentes durées observées à l'époque de l'étude sur l'Île de la Réunion, à savoir 328 mm en 3 heures à la station de Grand Coude pour l'estimation du débit exceptionnel à Bethléem. Comme très peu de données pluviographiques étaient disponibles lors de la réalisation de l'étude, les précipitations de courtes durées ont été sous estimées, ce qui a conduit à des débits de crue anormalement faibles.

Outre la méthode de l'hydrogramme unitaire utilisée par EDF, la formule Rationnelle a été appliquée dans tous les autres dossiers d'étude. Les trois paramètres de base intervenant dans cette formule sont le coefficient de ruissellement (C), le temps de concentration (Tc) et les intensités de pluies qui dépendent du temps de concentration.

Parmi les trois paramètres le temps de concentration est sans doute le plus incertain : il a été estimé à 4h par ALC et IRD/Bouvier et à 9.5h par SEEE. La différence du temps de concentration explique en grande partie les écarts des débits dans les diverses études.

Les écarts relativement importants des estimations du débit centennial justifient le besoin d'une nouvelle analyse hydrologique. De plus il nous est demandé de déterminer le débit d'une crue exceptionnelle et l'hydrogramme de la crue centennale. Nous allons également analyser les crues intermédiaires (Q20 et Q50) afin de pouvoir préciser certains aspects de l'étude (début de débordement, intérêt économique du projet d'aménagement etc.), même si cela n'est pas explicitement demandé dans le cahier des charges.

Deux méthodes hydrologiques seront comparées : la méthode Rationnelle comme préconisée dans le Guide d'Estimation des Débits de Crue à la Réunion (BCEOM/SOGREAH 1992) et le modèle pluie – débit SCS.

En général la validité de la formule Rationnelle est limitée à des bassins versants de petite taille (< 10 km²) mais elle est parfois utilisée pour des bassins nettement plus grands par extrapolation. Son application sur des grands bassins comme celui des Marsouins est délicate et nécessite un calage des paramètres par rapport aux observations.

Le modèle de transformation pluie – débit SCS développé par BRL ingénierie tient compte des caractéristiques pluviométriques et des paramètres physiques du bassin versant. Sa validité a été largement éprouvée pour des bassins versants similaires (cours d'eau cévenols, oueds magrébins...). La méthode SCS a par ailleurs l'avantage de pouvoir calculer directement l'hydrogramme de crue.

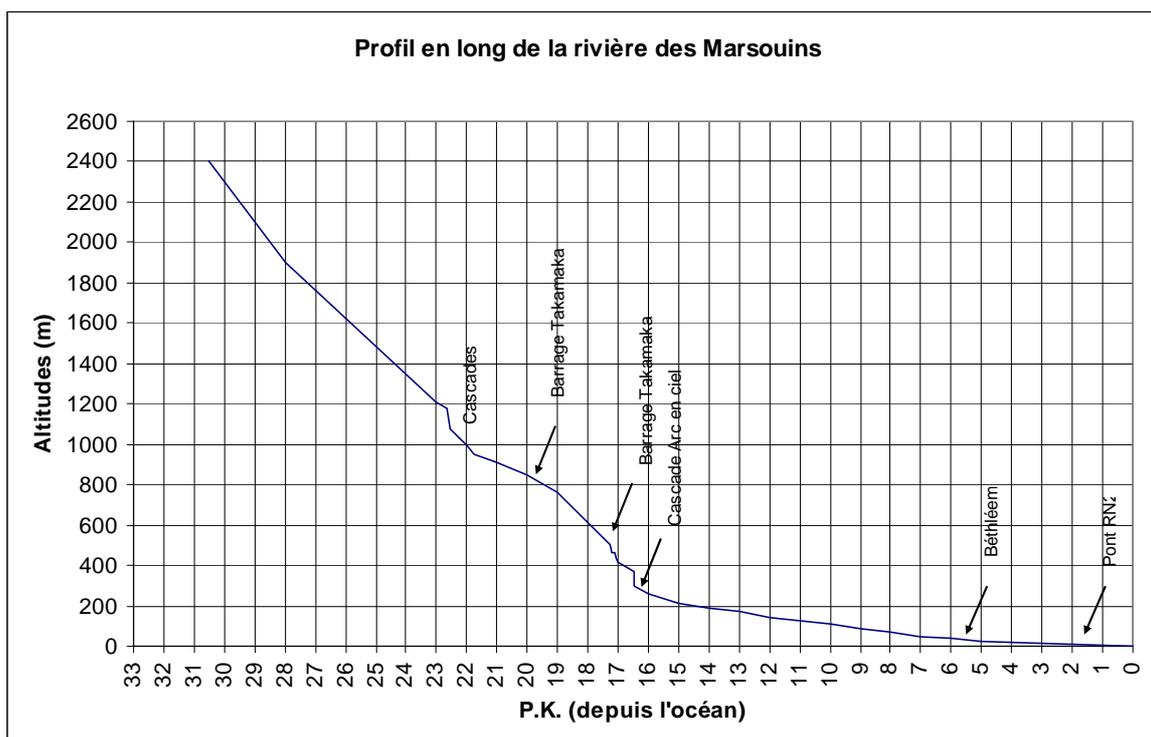
1.1 CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT DES MARSOUINS

Les caractéristiques principales sont établies dans le tableau suivant aux points de contrôle stratégiques : barrages de Takamaka I et II, station hydrométrique de l'ORE à Bethléem et la RN 2.

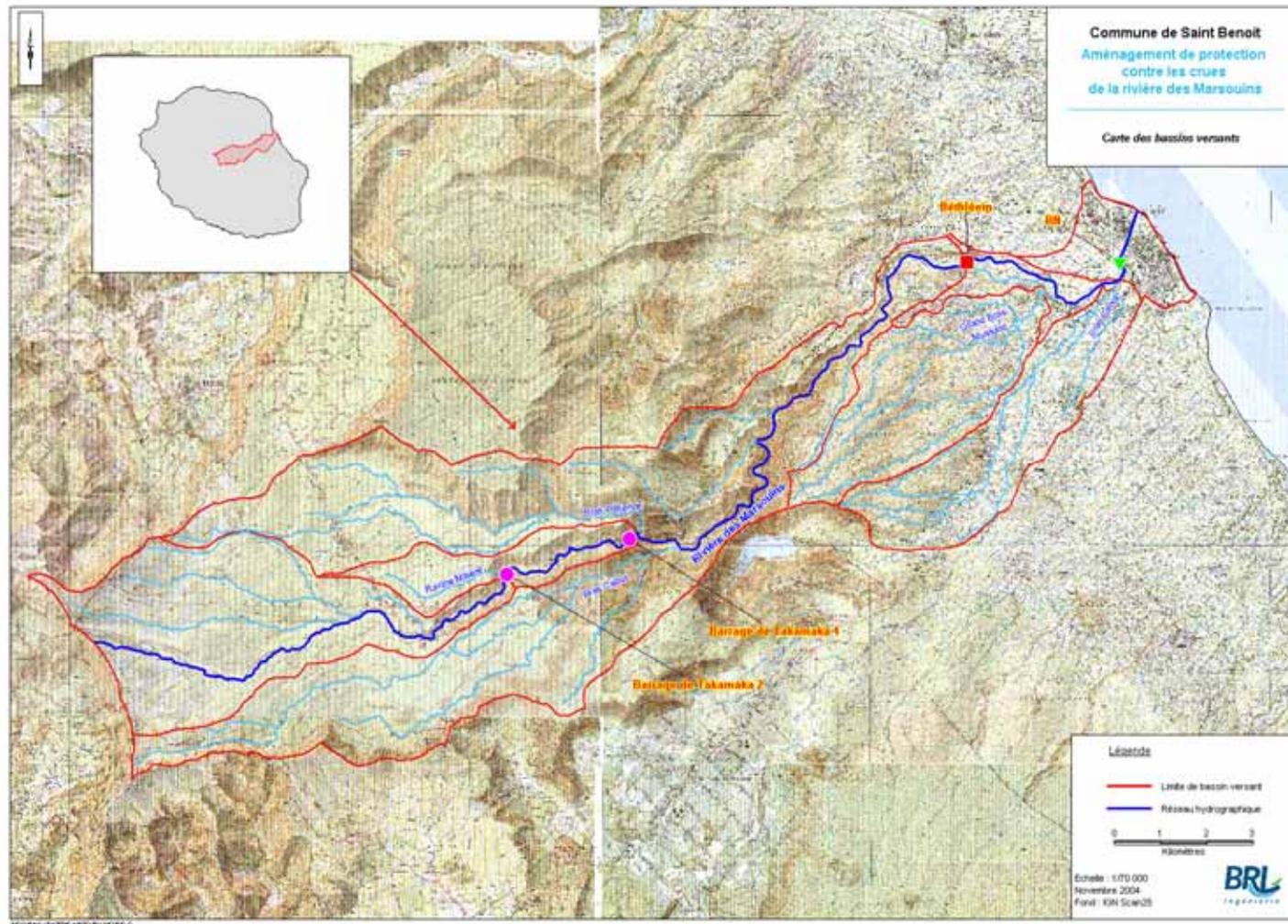
Le profil en long du talweg principal est également présenté sur le graphique ci-après.

Tableau 1 : Caractéristiques des sous bassins

Exutoire	Surface (km ²)	Altitude (m)	Longueur (km)	Occupation des sols
Marsouins au barrage de Takamaka II	21.9	825	11.0	Arbustes – forêt
Marsouins au barrage de Takamaka I (bassin Gingembre)	27.5	510	14.0	Forêt
Marsouins à Bethléem	83	60	26.5	Forêt
Marsouins à la RN 2	110	10	30.5	Canne à sucre+ZU



Carte 1 : Carte des bassins versants



1.2 DÉTERMINATION DES TEMPS DE CONCENTRATION

Le Guide d'Estimation des Débits de Crue préconise la méthode du Rectangle équivalent pour calculer le temps de concentration à partir des vitesses d'écoulement déterminées sur des abaques établis par Texas Highway Department. Le principe du Rectangle équivalent lui-même ne semble pas critiquable. Par contre l'utilisation des abaques établis par les américains conduit à des vitesses d'écoulement de 1 à 1.5 m/s trop faibles pour les ravines réunionnaises. Si l'on suit rigoureusement le Guide on obtiendra un temps de concentration de 9.5h pour le bassin des Marsouins (voir détail du calcul dans l'étude su STPC). Ce temps semble beaucoup trop long vu la montée très rapide des crues observées (voir graphiques en annexe).

Une sur estimation du temps de concentration engendrait une sous estimation du débit car l'intensité moyenne des pluies maximales est moins forte sur une durée plus longue.

Ainsi on retiendra dans nos calculs la formule de Kirpich qui est sans doute plus adaptée au contexte de la Réunion. C'est par ailleurs la formule intégrée dans le modèle SCS (pluie - débit) qui sera utilisé plus tard dans l'étude. Ce choix est également conforme aux préconisations de M. Bouvier et du Consultant ALC.

Tableau 2 : Calcul des temps de concentration (h)

BV	Tc Kirpich (h)	Tc adopté (h)
Marsouins au barrage de Takamaka II	0.86	1
Marsouins au barrage de Takamaka I	1.13	1
Marsouins à Bethléem	3.40	3
Marsouins à la RN 2	4.14	4

Si l'on se réfère aux observations des crues générées par les cyclones Connie et Colina pour lesquels on dispose des hydrogrammes et hyétogrammes simultanés (voir graphiques en annexe), le « lag-time » c'est à dire le décalage dans le temps entre le centre de gravité de l'hydrogramme et celui de l'hyétogramme est de l'ordre de 0.5 à 2.5 h pour Takamaka II et 1.5 à 2h pour Bethléem, ce qui confirme la rapidité des crues des Marsouins. Les valeurs « observées » sont cependant à considérer avec précaution car les événements historiques bien observés sont peu nombreux d'une part et les hyétogrammes déterminés à partir d'un ou deux postes pluviométriques ne sont pas forcément représentatifs des pluies moyennes sur le bassin versant notamment en ce qui concerne la répartition temporelle, d'autre part.

1.3 DÉTERMINATION DES INTENSITÉS PLUVIOMÉTRIQUES

Nous avons voulu au début de l'étude hydrologique suivre le Guide d'Estimation des Débits de Crue pour déterminer les intensités pluviométriques.

Rappelons les étapes préconisées dans le Guide pour l'estimation des pluies :

- déterminer le secteur pluviométrique dans lequel se situe le bassin versant,
- calculer la pluie décennale en 24h à partir des formules correspondant au secteur pluviométrique,
- déterminer le rapport entre la pluie de 24h et la pluie sur la durée du temps de concentration (P24/Ptc),
- calculer le coefficient d'abattement spatial en fonction de la superficie du bassin versant,
- calculer l'intensité pluviométrique sur le temps de concentration.

La pluie décennale de 24h constitue la base de tous les calculs d'après la méthodologie proposée dans le Guide.

La majeure partie du bassin versant des Marsouins se trouve dans le secteur pluviométrique n°9 du Guide. L'altitude médiane du bassin versant étant estimée à 1 085 m, l'utilisation de la formule proposée dans le Guide conduit à une pluie décennale de 1 168 mm en 24h. Cette dernière paraît peu réaliste compte tenu qu'elle dépasse toutes les observations à la Réunion dont la valeur maximale se trouve à Grand Ilet (environ 1 100 mm en 24h pour une période de retour de 10 ans) qui détient par ailleurs des records mondiaux des précipitations extrêmes.

Il semble donc impossible de poursuivre la démarche du Guide et on préfère repartir des données de base qui ont servi à l'établissement des formules du Guide pour estimer les pluies sur le bassin des Marsouins.

En fait les formules présentes dans le Guide ont été établies à partir des données pluviographiques traitées par M. DURET. On peut donc exploiter directement les données aux postes pluviographiques au lieu d'utiliser les formules du Guide issues des analyses corrélatives. Trois postes pluviographiques assez bien répartis par rapport au centre de gravité du bassin des Marsouins permet d'estimer les pluies moyennes sur le bassin : Menciol, Hauts de Sainte Rose et Piton Tortue.

Les pluies de 2h, 4h et 12h à ces postes pour les périodes de retour 10 et 100 ans (déterminées par M. DURET) sont présentées dans le tableau ci-après ; la dernière colonne du tableau correspond aux pluies moyennes sur le bassin des Marsouins avec :

$$\text{Pluies BV} = M \cdot K_z \cdot K_s$$

où M est la moyenne des 3 postes pluviographiques ; K_z coefficient correcteur compte tenu que l'altitude moyenne des 3 postes (982 m) est inférieure à l'altitude médiane du bassin versant (1085 m) et K_s l'abattement spatial compte tenu que les fortes précipitations d'une même fréquence se produisent rarement en même temps sur l'ensemble du bassin .

K_z est estimé à 1.10 d'après les diverses relations des pluies en fonction de l'altitude établies dans les dossiers d'étude existants et K_s à 0.83 d'après la formule proposée dans le Guide ($K_s = S^{-0.02}$ avec S exprimée en ha).

Tableau 3 : Données pluviographiques sur le bassin des Marsouins (mm)

Poste	Menciol	Hauts de Sainte Rose	Piton Tortue	Moyenne des 3 postes (M)	Moyenne BV (M x 0.91)
Altitude (NGR)	287	860	1800	982	1085
Nombre d'années	30	10	13		
P2h Q10	140.9	207.8	160.8	169.8	154.5
P2h Q20	164.7	241.4	192.0	199.4	181.4
P2h Q50	196.9	285.0	231.0	237.6	216.2
P2h Q100	221.2	318.6	260.2	266.7	242.7
P4h Q10	217.2	374.0	274.0	288.4	262.4
P4h Q20	250.5	400.0	329.7	326.7	297.3
P4h Q50	301.8	476.0	396.7	391.5	356.3
P4h Q100	346.8	532.1	447.0	442.0	402.2
P12h Q10	330.0	617.0	638.0	528.3	480.8
P12h Q20	392.1	713.8	777.7	627.9	571.4
P12h Q50	474.3	860.5	974.0	769.6	700.3
P12h Q100	537.6	957.2	1052.0	848.9	772.5

Les séries observées sont normalement trop courtes pour des estimations fiables des pluies centennales en particulier pour les postes de Hauts de Ste Rose et Piton Tortue (10 et 13 années de données respectivement). Cependant comme les ratios P100 / P10 semblent acceptables (autour de 1.50) pour les 3 postes, les valeurs de Q100 calculées par M. DURET sont conservées.

Ces valeurs sont à comparer avec les données récentes issues de la régionalisation des précipitations extrêmes menées par le Cemagref. Ces dernières n'étant pas encore définitives, elles sont uniquement utilisées ici à titre comparatif.

Dans le tableau ci-après, les pluies du Cemagref correspondent aux moyennes ponctuelles (des pixels) multipliées par le même coefficient d'abattement spatial que précédemment ($K_s = 0.83$).

Tableau 4 : Comparaison des pluies de courtes durées moyennes sur le bassin total (après abattement en mm)

Durée (h)	T=10 ans		T=100 ans	
	Duret	Cemagref	Duret	Cemagref
2	155	141	243	296
4	262	216	402	458
12	481	418	773	928

On constate environ 5% de différence pour les pluies décennales et moins de 30% pour les pluies centennales. Les écarts entrent dans des fourchettes tout à fait acceptables compte tenu des difficultés de l'estimation des pluies spatiales. A noter cependant l'inversement des tendances : pour Q10 les pluies de DURET sont plus fortes que celles du Cemagref alors que c'est le contraire pour Q100.

1.3.1 Estimation du coefficient de ruissellement

Ce paramètre a été attentivement analysé par M. Bouvier. Le coefficient centennal issu de son « calage » par rapport aux expérimentations menées sur les îles de la Réunion et de Tahiti est de 0.70. Ainsi la valeur proposée dans le Guide (0.80) pour la crue centennale semble assez sécurisante.

L'analyse des crues des Marsouins observées à Takamaka et à Bethléem n'est pas concluant sur le coefficient de ruissellement ; mais elle permet au moins d'estimer sa limite maximale qui peut effectivement être fixé à 0.80 (voir calage du « Curve number » du modèle SCS ci-après).

Rappelons également que le Guide préconise un coefficient de 0.60 pour la crue décennale.

1.4 APPLICATION DE LA MÉTHODE RATIONNELLE

La formule s'écrit comme suit :

$$Q = C.I.A/3.6$$

Avec C : coefficient de ruissellement ; A : superficie en km² et I : intensité des pluies en mm/h et Q : débit de pointe en m³/s.

Compte tenu que le bassin versant des Marsouins a une forme allongée avec M (longueur du talweg rapportée à la racine carrée de la surface) égal à 3.2, un coefficient réducteur de débit doit être appliqué avec $K_{al} = (2/M)^{0.35}$

On a appliqué la formule Rationnelle pour déterminer les fourchettes du débit centennal avec les paramètres suivants :

- Surface du bassin (à la RN) : 110 km²
- Temps de concentration : 4h
- Pluies centennales sur 4h : 402 mm d'après DURET et 457 mm d'après Cemagref
- Coefficient de ruissellement testés : 0.7 et 0.80

Les valeurs du débit centennal obtenues sont les suivantes :

Tableau 5 : Estimations du débit centennal par la formule Rationnelle (m3/s)

Pluies	C=0.7	C=0.8	C=0.7 BV allongé	C=0.8 BV allongé
DURET	2150	2457	1827	2088
Cemagref	2448	2798	2077	2374

Les estimations sont donc comprises entre 1827 m3/s et 2798 m3/s suivant les données utilisées et selon si l'on applique ou pas le coefficient réducteur K_{al} , soit un intervalle d'environ 20% par rapport à la moyenne des deux valeurs extrêmes.

Le débit centennal proposé par M. Bouvier (2660 m3/s) est plutôt proche de la fourchette haute des estimations.

1.5 MODÉLISATION PLUIE - DÉBIT

1.5.1 Le principe du modèle SCS

Le principe du modèle pluie – débit utilisé est celui proposé par le Soil Conservation Service –SCS) américain. Les données en entrée du modèle sont les caractéristiques de la pluie P (hyétogramme), trois paramètres basiques du bassin versant (S, L et H) et trois paramètres qui peuvent être qualifiés de calage (N, K1 et K2) avec :

- S : surface du bassin versant (km²)
- L : longueur du plus grand talweg (km)
- H : dénivelée maximale (m)
- N : « Curve number » caractérisant les conditions de ruissellement sur le bassin versant (plus N est grand, plus la lame d'eau ruisselée est importante).
- K1 et K2 : paramètres définissant le temps de montée et le temps de descente de l'hydrogramme élémentaire en fonction du temps de concentration Tc.

Le temps de concentration (Tc) est calculé par la formule de Kirpich en fonction de L et H.

La transformation de pluie en débit est effectuée sur le principe de l'hydrogramme élémentaire : la forme de l'hydrogramme élémentaire est triangulaire avec le temps de montée égal à $K1.Tc$ et le temps de descente à $K2.Tc$.

1.5.2 Éléments de calage du modèle pluie - débit

Trois types d'information disponibles sont utilisés pour évaluer les paramètres de calage :

En premier lieu, les estimations des déficits d'écoulement maximaux des événements historiques effectuées au niveau des stations hydrométriques relativement fiables permettent de fixer la valeur de N qui caractérise la saturation des sols avant l'arrivée de l'épisode intense des pluies.

Nous avons recueilli toutes les données disponibles auprès de METEO France, l'ORE, EDF et la DDE concernant les hyétogrammes et hydrogrammes des crues historiques. Nous possédons actuellement des données hydrométriques et pluviométriques simultanées pour quatre événements remarquables :

- Crue générée par le cyclone Colina du 19/01/1993 au barrage de Takamaka I
- Crue générée par le cyclone Connie du 29/01/2000 au barrage de Takamaka I
- Crue générée par le cyclone Connie du 29/01/2000 à la station hydrométrique de Bethléem
- Crue du 25/02/1998 à la station de Bethléem

Les caractéristiques des événements sont les suivantes.

CRUE DU 19/01/1993 (COLINA)

La crue a duré plus d'une journée entre le 19/01/1993 1h et le lendemain à 12h. Les précipitations cumulées à Saint Benoît (altitude : 40m) sont de 239 mm avec une intensité horaire de 33.4 mm au maximum. Pour passer des pluies de Saint Benoît aux pluies moyennes sur le bassin versant en amont de Takamaka, nous avons appliqué un coefficient majorateur de 3.07 déduit de la formule proposée dans le Guide d'Estimation des Débits de crue en fonction de l'altitude médiane du bassin, ce qui conduit à une lame d'eau précipitée de 730 mm sur le bassin versant en amont de Takamaka.

Le débit de pointe observé au niveau de Takamaka I est de 410 m³/s.

Le calage du modèle SCS tient compte du débit de pointe mais également de l'allure de l'hydrogramme (voir graphique en annexe). Les paramètres « calés » sont les suivant :

- Curve number N caractérisant les conditions de ruissellement : 52
- Déficit maximum d'écoulement : 224 mm
- Coefficient de ruissellement : 0.69

CRUE DU 29/01/2000 (CONNIE) À TAKAMAKA I

La crue a démarré le 29/01/2000 vers 7h et a terminé le lendemain vers 16h avec un débit de pointe de 252 m³/s.

Le cumul des précipitations à Bébour (altitude : 1335 m) atteint 1146 mm. Nous avons appliqué un coefficient réducteur (0.93) pour déterminer les pluies moyennes sur le bassin versant en fonction de l'altitude médiane du bassin.

Les paramètres du SCS calés sont les suivants :

- N = 28
- Précipitations moyennes sur le bassin : 1066 mm
- Déficit maximum d'écoulement : 522 mm
- Coefficient de ruissellement : 0.51
- Débit de pointe calculé : 247 m³/s

Le graphique en annexe montre une assez bonne concordance entre les hydrogrammes observé et reconstitué.

Par contre les déficits d'écoulement semblent anormalement forts (N très faible), à cause très probablement d'une sur estimation des précipitations sur le bassin versant à partir du seul poste de Bébour.

CRUE DU 29/01/2000 (CONNIE) À BETHLÉEM

Pour le même événement cyclonique que précédemment, nous avons également essayé de reconstituer l'hydrogramme à Bethléem.

Les précipitations sur le bassin versant (83.7 km²) ont été déterminées avec la moyenne des deux postes : Saint Benoît et Bébour.

Le résultat du calage est le suivant :

- N = 28
- Précipitations moyennes sur le bassin : 673 mm
- Déficit maximum d'écoulement : 431 mm
- Coefficient de ruissellement : 0.36
- Débit de pointe calculé : 257 m³/s (272 m³/s observé)

Sur le graphique présenté en annexe, l'hydrogramme « observé » a été calculé avec une courbe de tarage très approximative (ajustement sur quelques points H-Q trouvés dans les documents de l'ORE), ce qui rend la comparaison des hydrogrammes incertaine.

Comme pour Takamaka I, les déficits d'écoulement sont anormalement élevés, a priori à cause d'une sur estimation des précipitations sur le bassin versant.

CRUE DU 25/02/1998 A BETHLÉEM

Cette crue est très intéressante car la station hydrométrique de l'ORE a mesuré une hauteur d'eau de 3.97m qui semble être la plus importante depuis l'installation de la station (?).

La crue a débordé du lit mineur en rive gauche à Bethléem. Le débit dans le lit mineur estimé sur la courbe de tarage de la station hydrométrique est d'environ 800 m³/s, le débit total dépasse certainement 1000 m³/s.

Le calage est impossible par manque des débits mesurés fiables. Un calcul a cependant été effectué sur le modèle SCS en ajustant le coefficient de ruissellement à 0.80, qui donne les résultats suivants :

- N=65
- Précipitations sur le bassin versant : 721 mm
- Déficit d'écoulement : 154 mm
- Débit de pointe calculé : 1100 m³/s

Le débit de pointe semble assez réaliste. Par contre le débit du premier pic, de 800 m³/s sur le modèle, est certainement sur estimé par rapport aux observations (400 m³/s environ), ce qui signifie que la valeur de N affectée est trop forte et que le coefficient de ruissellement réel doit être inférieur à 0.80.

L'objectif de ce calcul consiste surtout à vérifier si le coefficient de ruissellement a dépassé 0.80, valeur préconisée pour l'estimation du débit centennal dans le Guide, pour l'événement le plus important des observations à Bethléem.

CONCLUSION SUR LE CALAGE DU MODÈLE PLUIE – DÉBIT

Les postes pluviographiques disponibles (1 ou 2 postes suivant l'événement) ne permettant pas de déterminer les précipitations moyennes sur un bassin versant très hétérogène, il est donc impossible d'estimer par calage les paramètres du modèle avec certitude. Cependant les essais effectués permettent de fixer des limites pour les paramètres les plus importants tels que le temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

Les résultats laissent penser que le temps de concentration serait effectivement de 1h à 4h entre le barrage de Takamaka I et la RN 2, et que le coefficient de ruissellement ne devrait pas dépasser 0.80.

On retiendra donc ci-après le temps de concentration calculé par la formule de Kirpich (4h pour le bassin total) et N égal à 60 (valeur sécurisante mais réaliste) pour la détermination des crues fréquentielles, ce dernier correspondant à des déficits d'écoulement de 170 mm au maximum. Cependant pour la crue centennale qui sera la crue de projet utilisée pour le dimensionnement des ouvrages, on préférera ajuster la valeur de N pour retrouver un débit de pointe proche de l'estimation de M. Bouvier (2660 m³/s) basée sur des expériences plus larges (à la Réunion mais également par ailleurs).

Cet ajustement nous conduit à prendre pour la crue centennale :

- avec les pluies du Cemagref : $N = 50$ / coefficient de ruissellement = 0.72
- avec les pluies de DURET : $N=90$ / coefficient de ruissellement = 0.95

Même avec les pluies du Cemagref le coefficient de ruissellement est suffisamment sécurisant.

1.5.3 Détermination des débits fréquentiels par le modèle SCS

Considérant le caractère provisoire des données du Cemagref, les pluies de DURET sont utilisées pour les calculs des débits.

Comme le débit centennal est obtenu par un ajustement, le choix des données pluviométriques n'a pas d'importance pour cette crue.

On a vu que les pluies de DURET sont plus fortes que celles du Cemagref pour Q10 mais plus faibles pour Q100, pour les crues intermédiaires (Q20 et Q50) on peut s'attendre à des valeurs comparables entre les deux sources. Le choix des pluies n'a finalement une influence que sur l'estimation du débit décennal.

Les hydrogrammes calculés pour Q10, Q20, Q50 et Q100 sont présentés en annexe ; les débits de pointe suivants sont retenus :

- Q10 : 1355 m³/s
- Q20 : 1630 m³/s
- Q50 : 2053 m³/s
- Q100 : 2610 m³/s

1.6 ESTIMATION DU DÉBIT DE LA CRUE EXCEPTIONNELLE

L'extrapolation des précipitations extrêmes par la loi Gumbel à partir des P10 et 100 donne les résultats suivants :

Tableau 6 : Pluies de 24h - Ratio par rapport à Q100

Source	T=500 ans	T=1000 ans
Pluies du Guide	1.26	1.37
Pluies du Cemagref	1.43	1.62

Pour les pluies de courtes durées on obtient des ratios similaires.

Le ratio des débits de pointe est normalement plus élevé que celui des précipitations.

L'estimation du débit exceptionnel est une tâche très délicate sujette à caution, car la fiabilité dépend largement de la qualité de l'échantillon utilisé pour l'ajustement de la loi statistique. Pour aller dans le sens de la sécurité, nous proposons de retenir le ratio habituel de 1.80 pour l'estimation du débit exceptionnel à partir du débit centennial :

$$Q \text{ exceptionnel} = 1.80 Q100$$

Le débit exceptionnel ainsi obtenu est de 4700 m³/s.

2. DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE

La modélisation des crues a été réalisée à l'aide du logiciel ISIS dont une notice de présentation est fournie en annexe.

Ce logiciel permet de simuler l'écoulement des crues à surface libre en régime transitoire ou permanent sur la base de la résolution des équations de Barré Saint Venant, pour des modèles filaires ou à casier.

Le logiciel ISIS est tout à fait adapté au problème posé : il permet une bonne représentation du fonctionnement hydraulique des ouvrages (seuils, orifices, ponts, digues,...) et des déversements dans le cas de cours d'eau endigués, ainsi que des phénomènes de stockage et d'échange intercasiers.

2.1 CONSTRUCTION DU MODELE ET CALAGE

Le tronçon de rivière à modéliser se compose des 1500 derniers mètres de cette rivière avant exutoire dans l'Océan Indien. Les données topographiques sont les plans levés par le cabinet Talibart, complétés par des levés de profils en travers, ainsi qu'un levé détaillé de la digue en rive gauche (données SEMAC).

Le cours d'eau franchit deux ouvrages hydrauliques : le pont de la RN.2 en amont du secteur d'étude et le pont de la rue Georges Pompidou dont le remblai en rive droite possède un petit ouvrage de décharge (orifice ovale).

Le modèle construit est constitué de 32 profils en travers sur le lit mineur. Le lit majeur est découpé en casiers reliés entre eux et au lit mineur (voir carte du découpage en annexe). Le découpage en casiers a été effectué de manière à pouvoir simuler au mieux les déversements et les écoulements en lit majeur, ceci pour le diagnostic de l'état actuel et dans l'optique de test d'aménagements futurs.

Les informations recueillies sur les crues historiques se limitent à trois niveaux approximatifs des Plus Hautes Eaux atteints par les crues de 1987 et 1998 :

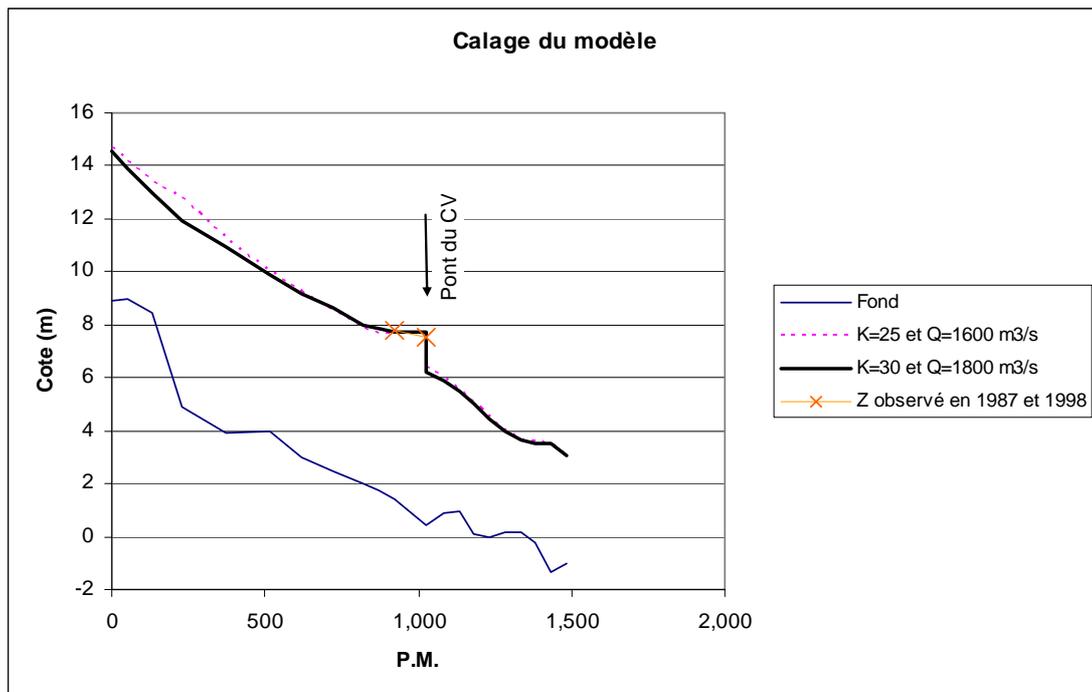
- le niveau d'eau a été à 50 cm en dessous du tablier du Pont du centre ville (cote du tablier : environ 8 m).
- il atteint la dernière marche de l'escalier de l'entrée de service de la Maternité (cote de la marche : environ 8 m ?).
- une hauteur d'eau de 50 cm a été observée au niveau de l'habitation RD à l'aval du stade.

Ces données sont insuffisantes pour le calage du modèle en tous points. Ainsi l'évaluation de la rugosité a été affinée pour représenter le plus fidèlement l'occupation du sol.

Deux tests de calage ont été effectués :

- K (Strickler) = 25 et $Q=1600$ m³/s
- $K=30$ et $Q=1800$ m³/s

Tous les deux tests semblent satisfaisants, mais les données disponibles ne permettent pas de préciser d'avantage le débit et donc le Strickler.



Il a été retenu les **coefficients de rugosité** suivants :

- lit mineur de la rivière des Marsouins (fond constitué de blocs et galets) : 25
- lit majeur relativement dégagé : 10
- lit majeur avec maisons isolés ou remblais routiers : 8
- lit majeur en zone urbaine dense : 5

Le débit retenu pour les deux crues de calage est de 1600 m³/s très proche du débit vingtennal ($Q_{20} = 1620$ m³/s).

Le choix d'un coefficient relativement faible pour le lit mineur ($K=25$) va dans le sens de sécurité pour le dimensionnement des aménagements.

Concernant la condition à la limite aval du modèle, il a été choisi de prendre la cote 1m pour le niveau de l'océan durant la modélisation. En fait d'après la carte marine du SHOM (n° 7035) le niveau PM supérieur de la zone est de l'ordre de 1 m en cote marine soit 0.475 en mNGR. On obtient une cote d'environ un mètre en y ajoutant une sur-cote de 0.50 m liée à la tempête lors des crues.

Toutefois après vérification le choix de la cote aval n'a pas d'influence sur les cotes d'eau amont.

2.2 SIMULATIONS EFFECTUÉES

Les crues suivantes ont été simulées sur le modèle :

- Crue décennale
- Crue de 1987 et 1998 (calage) équivalent au débit vingtenal
- Crue cinquantiennale
- Crue centennale
- Crue exceptionnelle

Les résultats détaillés sont présentés en annexe, à savoir :

- les tableaux des valeurs à Zmax
- les cartes des zones inondables (sauf pour Q10 sans débordement)
- les profils en long hydrauliques

Lors des visites de terrain, on a découvert des murs assez hauts reliés entre eux entre la maternité et la rue Louis Brunet (voir tracé sur la carte des zones inondables de Q100 actuel), qui pourraient constituer une digue en continue permettant de protéger le centre-ville en rive gauche jusqu'à la crue centennale. Cependant comme il est incertain que ces murs de clôture puissent résister à la force hydraulique, ils ne sont pas introduits dans le modèle comme endiguements.

2.3 DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE DE L'ÉTAT ACTUEL

La crue décennale n'est pas débordante, les écoulements s'effectuent uniquement dans le lit endigué, sauf en rive droite vers l'embouchure où la digue est quasiment inexistante. Le plan d'eau affleure le terrain du jardin Marie Ferrol (niveau du terrain : 7 à 7.2 mNGR). Partout ailleurs les murs de digue possèdent des hauteurs suffisantes avec des revanches supérieures à 50cm en général.

Pour la crue de 20 ans, le jardin Marie Ferrol est inondé avec des hauteurs d'eau pouvant atteindre 1.20m aux points bas. Le débit déversé dans le jardin, faible certes (quelques m³/s), peut traverser l'ouvrage de décharge sous le pont du centre-ville pour aller inonder les zones basses en aval sur le secteur du stade de « l'Ilet ». Le stade lui-même reste cependant hors d'eau. Des débordements se produisent également en rive droite près de l'embouchure. Parmi les zones vulnérables les inondations touchent notamment le Conservatoire près du stade « l'Ilet » et une maison près de la rue du stade avec des hauteurs d'eau proches de 0.50m. En rive gauche aucun débordement n'est observé sur le modèle ; à noter tout de même que la digue au niveau de la maternité a une revanche très réduite (30 cm) par rapport au niveau maximal de la crue.

Pour la crue de 50 ans, des débordements se produisent en amont et en aval du pont du centre-ville sur les deux rives. Les remblais au niveau du Ludoparc sont également débordés. Une grande partie du centre-ville est inondée. Les hauteurs de submersion dans les zones sensibles sont les suivantes :

- Maternité et centre médical en amont de la rue G. Pompidou (profil P320) : environ 1.0 m (1.3 m aux points les plus bas situés derrière la maternité)
- Mairie et rue G. Pompidou en RG : hors inondation
- Rue du Canal (casiers R109 et R110) : environ 1.50 m
- Cité Poivre – gendarmerie (casiers R107 et R111) : environ 0.5m aux points les plus bas
- IRTS (profils P430 et P431) : plus de 2m sur un point anormalement bas, les bâtiments de l'institut ne sont pas touchés.
- Centre de formation de la Chambre des Commerces (casier R205) : environ 1.5m
- Résidence « les Marsouins » (casiers R206 et R208) : environ 2m aux points bas
- Cité « Denis Robert » en aval du pont RD (casier R209) : 0.4m au maximum
- Entre la rue du stade et la rue Amiral Bouvet (entre casiers R210 et R213) : 1m pour la dernière maison vers l'aval
- Le Conservatoire (casier R213) : 0.50 m
- Le stade « l'Ilet » (casier R212) : hors d'eau
- pont G. Pompidou : hors d'eau mais les routes d'accès inondées en RG comme en RD

La crue centennale déborde largement des endiguements en amont et en aval de la rue G. Pompidou et en rive droite au niveau du Ludoparc. Sur le linéaire entre le pont de la R.N et la rue Leconte de Lisle les eaux sortent du lit mineur mais restent contenues sur une largeur très limitée en raison du relief naturel du secteur. Les zones inondables par une crue centennale sont très importantes : elles touchent notamment le cœur de la ville de Saint Benoît sur les parties urbaines les plus denses. Les hauteurs d'eau de submersion dans les zones sensibles sont les suivantes :

- Maternité et centre médical en amont du pont de la rue G. Pompidou (profil P320): environ 1.5 m (1.8 m aux points les plus bas situés derrière la maternité)
- Mairie (casier R105) : hauteurs a priori faibles (0 à 50 cm ?) mais impossibles à estimer par manque de donnée topographique suffisamment précise
- rue G. Pompidou en RG (casier R108) : environ 0.5 m
- Entre la rue du Canal et la rue Alexis de Villeneuve (casiers R109 et R110) : environ 2.0 m
- Cité Poivre – gendarmerie (casiers R107 et R111) : environ 0.8m aux points les plus bas
- IRTS (profils P430 et P431) : plus de 2.3m sur le point bas, l'institut lui-même n'est que faiblement touché.
- Centre de formation de la Chambre des Commerces RD (casier R205) : environ 2.0m
- Résidence « les Marsouins » (casiers R206 et R208) : environ 2.5m aux points bas
- Cité « Denis Robert » en aval du pont en rive droite (casier R209) : environ 0.90m au maximum
- Entre la rue du stade et la rue Amiral Bouvet (entre casiers R210 et R213) : 1.5m pour la dernière habitation vers l'aval
- Le Conservatoire (casier R213) : 1.0 m environ
- Le stade « l'Ilet » (casier R212): à la limite des inondations
- pont G. Pompidou : hors d'eau mais les routes d'accès inondées en RG comme en RD

3. PROPOSITIONS D'AMÉNAGEMENTS HYDRAULIQUES

3.1 CONFORTEMENT DES DIGUES ET TRAVAUX D'ENTRETIEN

Indépendamment des projets d'aménagement qui seront proposés ci-après, des travaux de confortement et d'entretien sont nécessaires : on les considère comme des travaux au préalable des aménagements hydrauliques.

Ces travaux concernent notamment :

- La reprise des digues fortement dégradées en particulier en amont de la rue Joseph Hubert et au niveau du Jardin Marie Ferrol
- la protection en pied des murs de digue en particulier en RG
- le renforcement de la digue haute en rive gauche vers l'embouchure menacée par le sous cavement
- la protection des berges là où l'érosion apparaît
- l'entretien des berges

3.2 PRINCIPES D'AMÉNAGEMENT SOUMIS À LA CONCERTATION

Trois principes ont été sommairement analysés dans un premier temps suite au diagnostic de la situation actuelle vis-à-vis de la vulnérabilité et de l'aléa inondation sur le secteur aval des Marsouins :

1. Rehaussement des digues existantes jusqu'au niveau permettant une protection totale de la crue centennale.
2. Protection partielle du centre-ville par des travaux légers et gestion du risque résiduel sur les zones soumises aux inondations.
3. Protection contre la crue centennale en favorisant l'évacuation par le bras de décharge de la rive droite et en complétant les endiguements existants.

3.2.1 Principe 1

Si l'on veut limiter les travaux uniquement aux endiguements en bordure du lit mineur pour une protection totale de la crue centennale, un rehaussement important généralisé des digues existantes serait nécessaire avec des hauteurs de rehausse pouvant atteindre 2 m en amont du pont du centre-ville sur les deux rives. Les inconvénients de cette solution paraissent trop importants :

- la réalisation de digues très hautes poserait le problème de la sécurité de tels ouvrages notamment pour les maisons directement exposées aux conséquences d'une rupture ou d'une submersion,
- les digues trop hautes poseraient des difficultés d'intégration paysagère,

- l'entonnement de la totalité du débit dans le lit endigué pourrait aggraver les risques d'affouillement au pied des digues et de l'érosion du fond et des berges.
- Une reconstruction complète des murs serait nécessaire sur certains secteurs en cas de rehaussement important

Cette solution a été rapidement écartée par le maître d'ouvrage en considérant que le rehaussement excessif des digues dans un contexte du centre-ville est en tout état de cause inacceptable.

3.2.2 Principe 2

Dans ce cas on ne cherche pas à protéger toutes les zones inondables mais on limite plutôt les travaux à ceux les plus facilement réalisables. Après une analyse sommaire de la configuration topographique, une solution simple semble exister pour protéger le centre-ville en rive gauche : il s'agirait de réaliser un endiguement en retrait par rapport à la rivière sur l'emplacement des murs de clôture existants entre la maternité et le haut de la rue Montfleury (voir le tracé sur la carte des zones inondables de Q100 actuel). Cet aménagement facilement réalisable pourrait mettre hors d'eau la majeure partie du centre-ville en rive gauche actuellement inondable pour une crue centennale (moyennant une rehausse très ponctuelle des points bas de la digue aval).

Cet aménagement ne permettant pas de protéger la rive droite ni le secteur de la maternité, des mesures complémentaires devraient être entreprises ; elles pourraient notamment concerner la gestion du risque résiduel : information de la population, pas d'habitation au rez-de-chaussée dans les immeubles inondables, déplacement de certaines habitations etc.

Ce principe a été écarté du fait que le maître d'ouvrage souhaite une protection plus générale des zones inondables au lieu d'une mesure qui pourrait susciter la discrimination dans la protection des bâtis . De plus les murs de clôtures n'auraient certainement pas la capacité à contenir une hauteur d'eau relativement importante.

3.2.3 Principe 3

Ce principe a été retenu par le maître d'ouvrage après la présentation des premières analyses. On s'oriente donc pour une protection générale avec des mesures combinées des endiguements et de l'évacuation par le bras de décharge en rive droite.

Partant de ce principe, on propose ci-après un projet global d'aménagement hydraulique.

3.3 SCHÉMA HYDRAULIQUE RETENU SUR LE SECTEUR AVAL

Le schéma retenu comporte les principaux aménagements suivants :

- Création d'un véritable couloir de crue en rive droite incluant un déversoir latéral au niveau du Jardin Marie Ferrol, une nouvelle travée sous le pont du centre-ville et un couloir d'écoulement depuis le jardin Marie Ferrol jusqu'à l'embouchure
- Homogénéisation des endiguements existants avec des rehausses localisées et un prolongement de la digue rive droite en aval du pont (création des digues rapprochées au niveau des habitations situées près de la rue du stade).
- Réaménagement des remblais existants en rive droite en bordure du lit mineur pour constituer une digue basse intérieure cohérente permettant d'éviter l'inondation du secteur du stade par des crues courantes ($< Q_{20}$).

La création du couloir de crue impliquera

- la démolition au moins partielle du mur de clôture du stade,
- un abaissement ou la suppression du marché forain,
- un remodelage complet des terrains depuis le jardin Marie Ferrol (suppression du jardin) jusqu'à l'embouchure

Les travaux prévus sont présentés sur la carte ci-après.

3.3.1 Dimensionnement du couloir de crue

L'objectif des aménagements consiste à faire transiter le maximum de débit dans le couloir de crue à créer, sachant que l'efficacité de ce couloir dépend des trois facteurs :

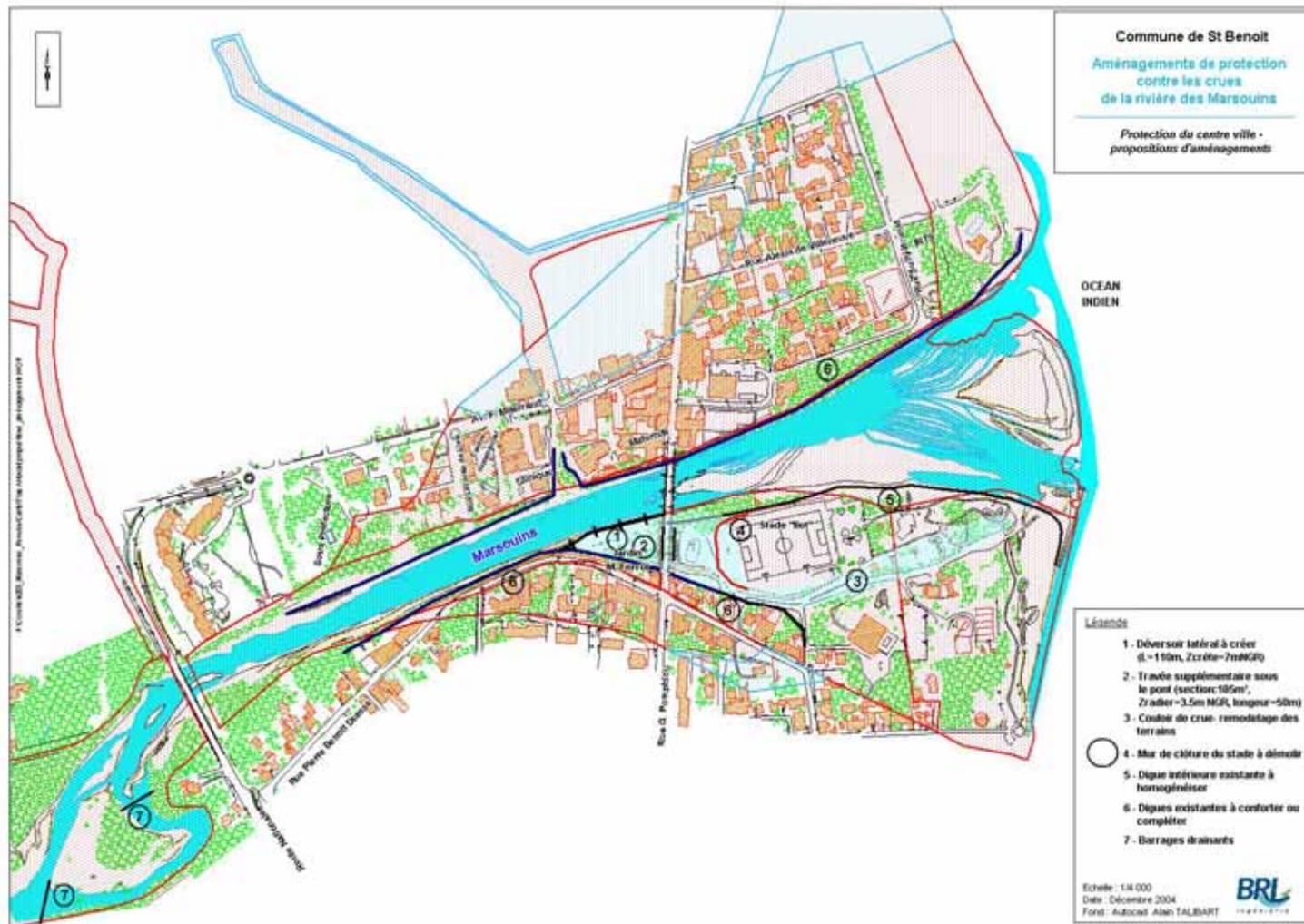
- la capacité de déversement au niveau du Jardin Marie Ferrol de la rivière vers la rive droite,
- la capacité d'écoulement sous le pont
- le gabarit général du couloir de crue

Les déversements depuis la rivière vers le couloir de crue doivent être contrôlés par un déversoir latéral installé au niveau du jardin Marie Ferrol.

Parmi les trois facteurs ci-dessus c'est finalement la capacité du déversoir latéral qui est déterminante pour la répartition du débit entre le lit mineur et le couloir de crue.

Le niveau du déversoir peut être fixé à environ 7.0 mNGR soit équivalent au niveau des terrains actuels dans le jardin. L'abaissement du niveau du déversoir permettrait d'augmenter sa capacité de déversement, mais il conduirait à augmenter les fréquences de débordement vers la rive droite par rapport à l'état actuel.

Carte 2 : Protection du centre ville - Propositions d'aménagements



La longueur maximale du déversoir est limitée à environ 110 m par la contrainte topographique du site.

Les dimensions physiques du déversoir latéral étant limitées, pour augmenter le débit sur le déversoir latéral, il faut augmenter le niveau dans le lit de la rivière, alors que l'objectif du projet consiste au contraire à le diminuer. Il s'agit donc là d'un paradoxe.

Compte tenu des dimensions limites du déversoir latéral, le débit maximal que le couloir de crue peut recevoir est de 430 m³/s environ pour Q100. Le dimensionnement des ouvrages est donc effectué pour ce débit avec :

- Ouverture hydraulique de la nouvelle travée sous le pont : 185 m²
- Recalibrage du fond du couloir de crue : descente progressive de 5 mNgr à 3.5 mNgr dans le jardin Marie Ferrol puis avec des pentes équivalentes à celles du terrain naturel (entre 0.03% et 0.3%)
- Largeur du chenal d'écoulement : 50 m minimum sauf au droit du stade où l'emprise maximale est limitée à environ 35 m.

Les profils en travers du chenal de crue sont présentés en annexe en comparaison avec la topographie actuelle, ce qui permet d'estimer aisément les volumes du déblai.

3.3.2 Dimensionnement des endiguements

Les endiguements suivent le tracé existant comme illustré sur la carte précédente.

On propose de recalcr la hauteur de digue au niveau atteint par la crue centennale plus 50 cm de revanche.

Pour la digue basse intérieure en rive droite, le profil en long de la crête peut être calé à la ligne d'eau atteinte par une crue vingtennale sauf sur deux secteurs qui doivent être aménagés comme secteurs de déversement préférentiels (à l'aval immédiat du pont et au niveau de l'embouchure) ; ces derniers rempliront en quelque sorte le rôle des « déversoirs de sécurité ».

Les profils en long des crêtes de digues proposés sont tracés ci-après en comparaison avec l'état actuel.

RIVE GAUCHE

Un rehaussement est nécessaire à l'amont et à l'aval du pont du centre-ville sur 200 m au total avec des hauteurs de rehausse proche de 1m.

L'endiguement doit être en continu en amont jusqu'à la rue Leconte de Lisle (point Q) complété par un retour vers le nord pour empêcher le « contournement » de la digue par les eaux débordées plus en amont.

Sur la partie en amont de la rue Leconte de Lisle, la protection de la berge doit être localement renforcée ; il ne s'agit pas là d'un endiguement proprement dit.

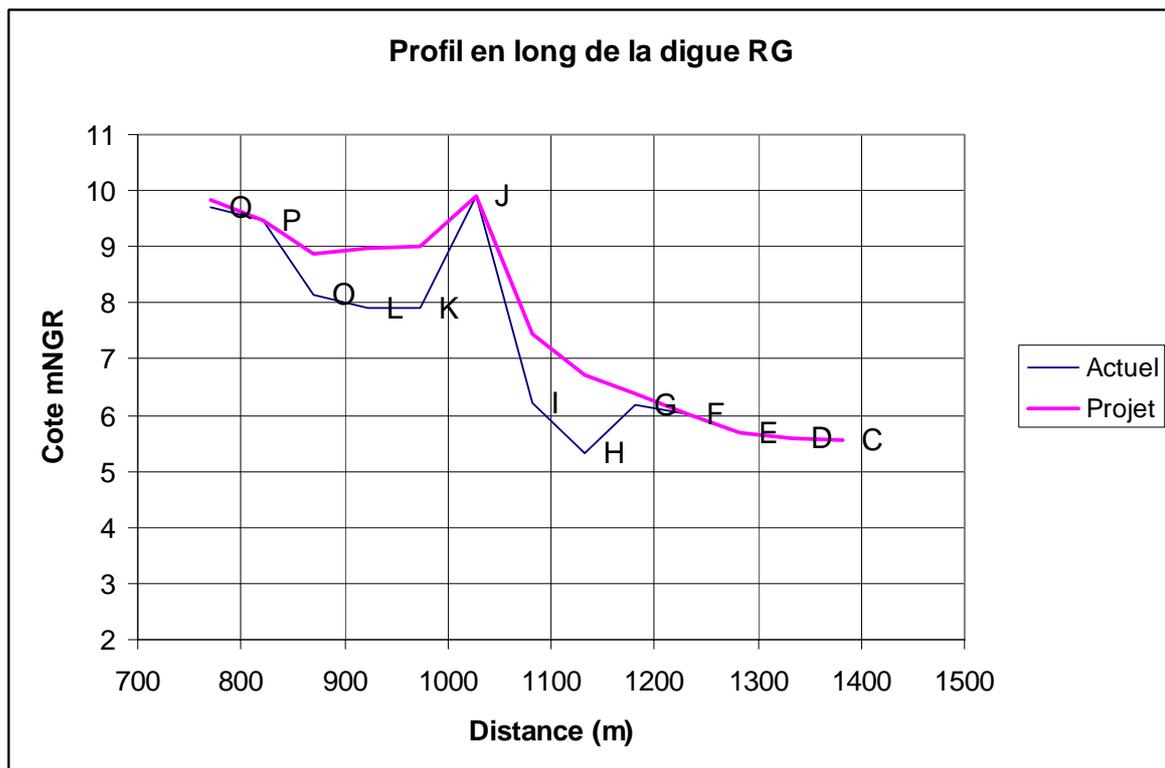
DIGUE EXTÉRIEURE EN RIVE DROITE

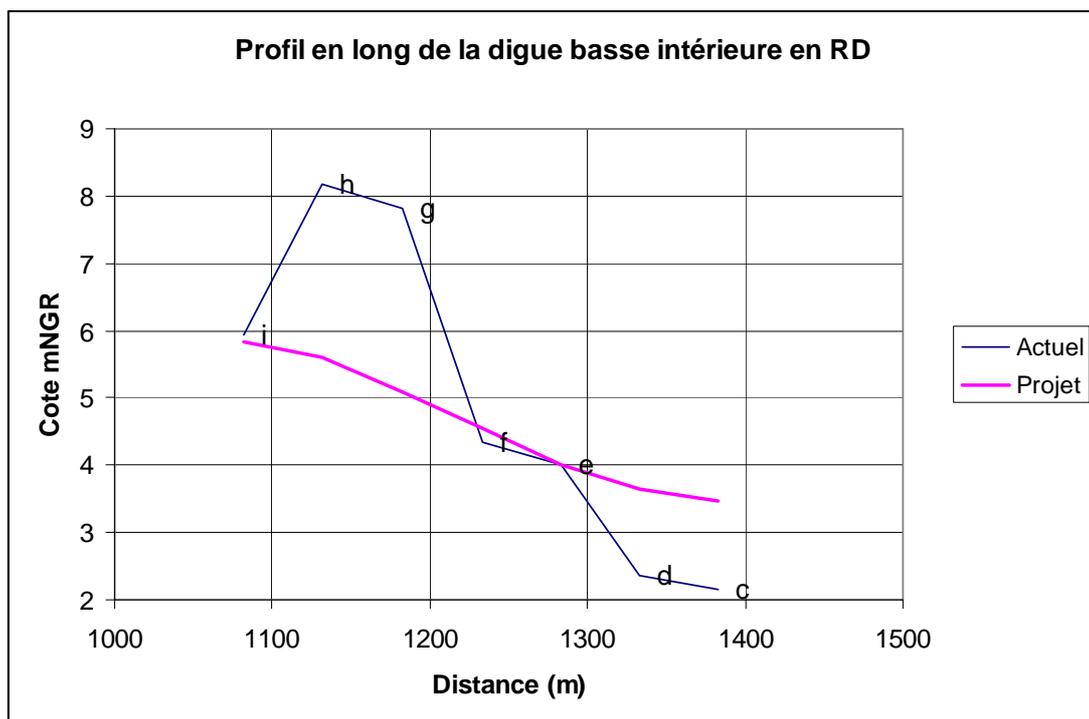
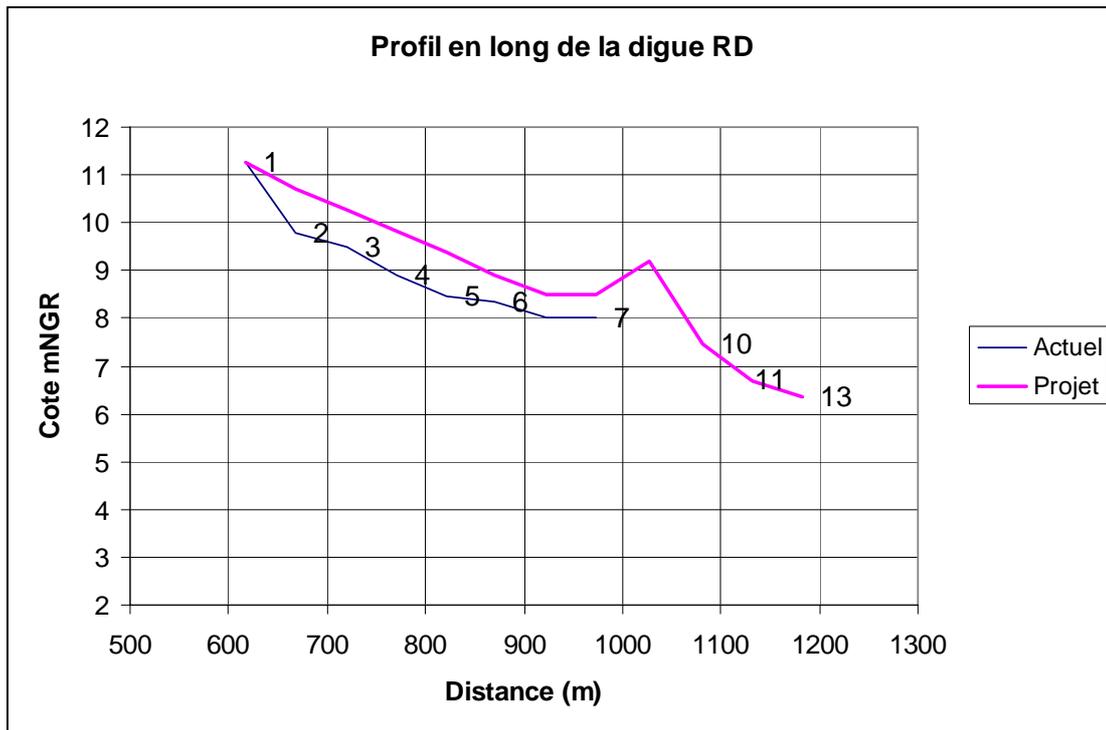
- Une rehausse générale de 0.5 à 1.0m en amont du pont
- Un endiguement rapproché à construire au niveau des habitations à l'aval du pont dont une partie pourrait être constituée des murs de clôture existants
- Sur la partie la plus en aval au niveau du Conservatoire et de la station d'épuration, des digues hautes (3 à 3.5 m) sur un linéaire important (environ 300 ml) seraient nécessaires pour une protection centennale. Compte tenu de la faible vulnérabilité du secteur (le Conservatoire représente le seul bâtiment à risque d'inondation une fois tous 50 ans environ) cet endiguement est fortement déconseillé, d'autant plus qu'il poserait problème en terme d'intégration paysagère.

DIGUE BASSE INTÉRIEURE

On ne prévoit pas de rehaussement. La hauteur de digue sera à homogénéiser en tenant compte également du critère paysager (voir chapitre suivant).

Nota : les hauteurs des endiguements sont ici déterminées en fonction des résultats du modèle mathématique avec des coefficients de rugosité sécurisants ; elles seront révisées en fonction des résultats du modèle physique.





3.3.3 Protection du Conservatoire National Régional (C.N.R.)

Ce bâtiment est situé dans le lit majeur rive droite de la rivière des Marsouins. La commune souhaite le protéger contre les inondations. Pour des raisons évoquées plus haut (page 26), la solution la mieux adaptée est la protection rapprochée avec un endiguement localisé.

Le dimensionnement de cette mesure sera effectué en fonction des observations sur le modèle physique.

3.3.4 Simulations de l'état de projet sur le modèle mathématique

Les résultats détaillés pour l'état de projet présentés en annexe correspondent à un tracé d'endiguements complet y compris sur la partie la plus en aval de la rive droite au niveau du Conservatoire, là où l'endiguement est considéré comme optionnel.

Pour la crue décennale, le résultat correspond globalement à celui de l'état actuel. Au niveau de l'embouchure la légère surélévation du niveau d'eau est due à l'endiguement introduit en rive droite en bordure du lit mineur là où la digue est inexistante actuellement.

Pour la crue vingtennale, le niveau d'eau en lit mineur est également comparable à celui de l'état actuel sauf au niveau de l'embouchure (comme pour Q10) et à l'amont immédiat du pont du centre-ville où une baisse d'environ 15 cm est observée. Le débit déversé en rive droite devient par contre nettement plus important : il passe de quelques m³/s actuellement à environ 80 m³/s à l'état aménagé. De ce fait le niveau d'eau en aval du pont en rive droite est sensiblement augmenté mais l'écoulement s'effectue dans le couloir de crue sans inondation du stade (Z eau max \approx 5 m à 4 m de l'amont vers l'aval au droit du stade).

Pour la crue cinquantennale, le niveau maximal en amont du pont du centre-ville est diminué d'environ 30 cm par rapport à l'état actuel, du fait que le débit déversé en rive droite est augmenté (230 m³/s à l'état de projet contre 10 m³/s environ actuellement). Le stade de « l'Ilet » est inondé mais avec des hauteurs d'eau assez faibles (10 cm environ). Le centre-ville est entièrement hors inondation.

Pour la crue centennale, sur un débit total de 2 600 m³/s au niveau du pont du centre-ville, le débit déversé en rive droite est d'environ 420 m³/s. Les hauteurs d'eau sur le stade de « l'Ilet » atteignent 50 cm. Le niveau d'eau en lit mineur à l'amont du pont du centre-ville est diminué de 30 à 50 cm. Le centre-ville n'est pas inondé.

La crue exceptionnelle est débordante à l'état aménagé comme à l'état actuel. En comparaison avec l'état actuel, la situation d'inondation est améliorée ou aggravée selon le casier. En général l'inondation est aggravée dans les zones situées derrière les digues (casiers R210, R209, R108...), car celles-ci constituent des obstacles pour le retour des eaux débordées vers le lit mineur. Cependant les résultats des simulations restent purement théoriques et indicatifs pour la crue exceptionnelle, car en réalité lors d'une telle crue des brèches sur les digues et sur le cordon littoral se créeraient inévitablement et les impacts des digues deviendraient pas ou peu importants.

3.3.5 Travaux d'entretien du lit

En complément des aménagements de protection examinés précédemment, nous avons identifié des actions complémentaires concernant l'entretien et la restauration du cours d'eau, répondant aux éléments de diagnostic.

On trouve actuellement des herbes hautes voire des arbustes sur la plage de dépôt en rive droite à l'aval du pont du centre ville et sur le cône de déjection à l'embouchure. Cette végétation risque de stabiliser à terme ces dépôts et de rehausser les niveaux d'eau lors des crues.

L'arasement des dépôts permettra sans doute d'améliorer les conditions d'écoulement et de diminuer ainsi la fréquence de débordement. Son impact hydraulique sera précisé sur le modèle physique.

Cependant compte tenu de l'intérêt piscicole du secteur et en fonction du résultat du modèle physique, il sera probable que les travaux retenus soient limités à des entretiens végétaux.

3.3.6 Estimation des travaux d'aménagement

Quelques estimations sommaires ont été effectuées sur les travaux d'aménagement proposés précédemment, sachant que les solutions techniques et les coûts restent à affiner et valider sur le modèle physique.

1) CRÉATION D'UNE NOUVELLE TRAVÉE SOUS LE PONT DU CENTRE-VILLE

On pourra envisager une structure du type poutrelles hourdis avec tablier en acier. La travée aura une portée de 50 ml sur 2 appuis en 2 x 1 voie.

Le coût d'un tel ouvrage est estimé à 1.65 M€ hors aléa géotechnique et évacuation des matériaux. Cette estimation n'inclut pas non plus d'ouvrage provisoire pendant les travaux.

Nota : la nature des travaux complexes dans un site urbain pourra les rendre très sensibles aux aléas du chantier.

2) DÉVERSOIR LATÉRAL AU NIVEAU DE L'ACTUEL JARDIN MARIE FERROL

On propose un déversoir latéral de 110 ml associé à une aire de skate en aval qui remplira en même temps le rôle d'un dispositif de dissipation d'énergie.

L'estimation du coût sera effectuée après validation par le maître d'ouvrage de l'option « aire de skate ».

3) REMODELAGE DES TERRAINS DANS LE COULOIR DE CRUE

Le décaissement de terrain concernera une surface totale de 4 ha environ et un volume total de 50 000 m³ à déblayer (voir comparaison des profils actuels et recalibrés en annexe).

Le coût d'ordre est de 0.5 M€ sans compter le coût relatif à l'évacuation des matériaux ni l'aléa géotechnique.

4) RÉALISATION D'UNE DIGUE BASSE EN RIVE DROITE

On propose de réaliser une digue en remblai à faibles pentes (2/1 à 3/1) facilement intégrable dans le projet paysager (voir aménagement paysager ci-après). Une forme en risberme sera souhaitable. La partie basse sur le côté rivière devra être protégée avec un parement accompagné des mesures anti-affouillement (sabot).

Deux zones basses identifiées comme zones préférentielles de déversement (une à l'aval immédiat du pont et une autre près de l'embouchure) pourront être aménagées de manière à pouvoir supporter des déversements.

Le coût d'ordre des travaux est estimé à 1 M€.

5) PROTECTION EN PIED DE LA DIGUE HAUTE EN RIVE GAUCHE ET PROLONGEMENT DE LA DIGUE JUSQU'À L'OCÉAN

Des mesures particulières doivent être adoptées pour stabiliser la digue haute actuellement menacée par le sous cavement sur le tronçon près de l'embouchure (tronçon B-F sur la carte du tracé des endiguements ci-dessus).

On propose de mettre en place des enrochements liés en fond de lit avec une reprise du bétonnage en pied de la digue. Les travaux dans l'eau risqueront être compliqués. Une alternative pourrait être la constitution de « gabions » à l'aide de filets spéciaux, du type anti sous marins par exemple.

La partie détruite (entre A et B) doit être reconstruite mais à des hauteurs moins importantes (Z crête = 4.5 mNGR environ). Le pied devra être protégé par la même technique que sur le tronçon amont.

Coûts d'ordre des travaux :

- Protection en pied de la digue entre les points B et F : 0.2 M€
- Prolongation de la digue RG jusqu'à l'océan : 0.15 M€

Les estimations seront révisées en fonction de la profondeur affouillable déterminée sur le modèle physique.

6) REPRISE ET REHAUSSE DES DIGUES EXISTANTES

Les digues existantes sont essentiellement constituées de murs maçonnés. Les travaux à réaliser consistent en une reprise du mur sur les parties fortement détériorées, et en un rehaussement de celui-ci sur le linéaire en bon état.

La reprise concernera plus particulièrement les tronçons suivants :

- En rive droite en amont de la rue Joseph Hubert sur 100 ml environ (entre points 1 et 3)
- En RD à l'amont du pont du centre-ville sur 120 ml environ (entre points 6 et 8)
- En rive gauche au niveau de la maternité sur 110 ml environ (entre points L et J')
- En RD en aval du pont du centre-ville sur 100 ml environ (entre points 9 et 13,) une digue rapprochée des maisons en retrait par rapport au lit de la rivière.

Le coût total des travaux sur les digues existantes est estimé à 0.5 M€ environ.

7) PROTECTION DU CONSERVATOIRE NATIONAL RÉGIONAL (C.N.R.) ET PROTECTION DES BERGES

Les estimations des travaux seront effectuées en fonction des résultats du modèle physique.

Tableau 7 : Tableau récapitulatif des estimations

Nature de l'aménagement	Coût (M€)	Observations
Nouvelle travée du pont du CV	1.63	
Déversoir latéral + bassin de dissipation (aire de skate)	à chiffrer	A chiffrer en fonction des résultats du modèle physique
Remodelage des terrains dans le couloir de crue	0.46	
Digue basse de la rive droite	1.00	incluant la protection de berge
Protection en pied de la digue haute RG	0.20	
Prolongation de la digue RG à l'océan	0.14	
Reprise et rehausse des digues existantes	0.50	
Protection du Conservatoire National Régional	à chiffrer	
Protection des berges	à chiffrer	
Seuils en amont de la R.N.	à chiffrer	
Aménagement paysager amont (îlet amont RN)	0.17	Voir paragraphe 3.5
Aménagement paysager entre les 2 ponts	0.04	
Aménagement paysager aval (Ludoparc)	2.40	Sans compter la passerelle

3.3.7 Évaluation des dégâts évités par les aménagements

Une évaluation très sommaire a été effectuée en suivant la démarche préconisée dans le Guide Méthodologique pour les Études Préliminaires des Aménagements de Protection contre les Inondations.

3.3.7.1 L'Aléa inondation

L'aléa inondation a été analysé précédemment lors du diagnostic de la situation actuelle à l'aide des simulations sur le modèle hydraulique mathématique pour Q10, Q20, Q50 et Q100, sachant que la crue Q10 n'est pas débordante.

Les principales zones à aléa fort sont rappelées ci-après :

- en rive gauche : centres médicaux – maternité – rue du canal – cité Poivre – rue G Pompidou
- en rive droite : Chambre de Commerces – résidence Marsouins – rue du stade – Conservatoire

Tableau 8 : Inondation par Q20 (nombre des biens)

	H<0.5m	0.5m<H<1.0m	H>1.0m
Habitat individuel	1		
Bâtiments (administration, écoles...)	1		

Tableau 9 : Inondation par Q50 (nombre des biens)

	H<0.5m	0.5m<H<1.0m	H>1.0m
Habitat individuel	15	15	10
Habitat collectif (nb barres)			5
Commerces	10		
Hypermarché	1		
Bâtiment/bloc (administration, clinique, écoles...)		1	9

Tableau 10 : Inondation par Q100 (nombre des biens)

	H<0.5m	0.5m<H<1.0m	H>1.0m
Habitat individuel	15	5	50
Habitat collectif (nb barres)			5
Commerces	30	15	10
Hypermarché		1	
Bâtiments (administration, clinique, écoles...)	5	1	10

3.3.7.2 Évaluation des valeurs immobilières exposées

La valeur de l'habitat individuel est comprise entre 120 et 230 K€ par maison (entre les habitats traditionnels et modernes) d'après les estimations citées dans le Guide. Une moyenne de 150 K€ est prise en compte ci-après.

Pour l'habitat collectif, les bâtiments et les blocs de bâtiments, la valeur est estimée au prorata de la superficie approximative évaluée sur les divers plans disponibles (plans topographiques, cadastres).

Pour le commerce une valeur moyenne de 180 K€ par commerce a été tirée des estimations citées dans le Guide. La valeur du hypermarché est estimée en fonction de sa surface par rapport à la surface moyenne des commerces individuels.

En résumé les valeurs prises en compte sont les suivantes :

Type du bien	Valeur (€)
Maison individuelle	150000
Habitat collectif (par barre)	600000
Bâtiment/bloc	450000
Commerce	180000
Hypermarché	720000

3.3.7.3 Les taux d'endommagement

Les ratios pris en compte sont ceux habituellement utilisés à la métropole (issus probablement des données des inondations historiques dans les bassins de la Seine et de la Loire), à savoir :

- $H < 0.5 \text{ m}$: 13%
- $0.5\text{m} \leq H < 1.0 \text{ m}$: 24%
- $H \geq 1.0 \text{ m}$: 31%

Ces ratios ne sont applicables à des zones inondées par des écoulements de faibles vitesses, comme dans le lit majeur des Marsouins.

Ces valeurs entrent dans les fourchettes estimées à partir des formules proposées dans le Guide sauf pour $H=1 \text{ m}$ (ratio moins fort dans le Guide).

3.3.7.4 Estimation des endommagements

Tableau 11 : Endommagements en euros

Type du bien	Valeur	Ratio	Q20	Q50	Q100
Habitat individuel					
$H < 0.5\text{m}$	150000	0.13	19500	292500	292500
$0.5\text{m} < H < 1.0\text{m}$	150000	0.24		540000	180000
$H > 1.0\text{m}$	150000	0.31		465000	2325000
Habitat collectif					
$H > 1.0\text{m}$	600000	0.31		930000	930000
Commerce					
$H < 0.5\text{m}$	180000	0.13		234000	702000
$0.5\text{m} < H < 1.0\text{m}$	180000	0.24			648000
$H > 1.0\text{m}$	180000	0.31			558000
Hypermarché					
$H < 0.5\text{m}$	720000	0.13		93600	
$0.5\text{m} < H < 1.0\text{m}$	720000	0.24			172800
Bâtiments (administration, écoles...)					
$H < 0.5\text{m}$	450000	0.13	58500		292500
$0.5\text{m} < H < 1.0\text{m}$	450000	0.24		108000	108000
$H > 1.0\text{m}$	450000	0.31		1255500	1395000
Total			78000	3918600	7603800

3.3.7.5 Évaluation du coût moyen annuel des inondations

Le coût moyen annuel des crues est évalué à partir de la formule suivante :

$$CMA = \sum \{ (F_{i-1} - F_i) (C_i + C_{i-1}) / 2 \}$$

où F_i : fréquence de la crue de période de retour donnée ($i=1$ à 100 ans) et C_i : coût engendré par la crue i

La valeur de CMA ainsi évaluée est de **158 000 €** pour la commune de Saint Benoît par rapport aux inondations liées aux débordements de la rivière des Marsouins.

Ces estimations correspondent uniquement aux dommages immobiliers et mobiliers, elles n'incluent pas :

- les dommages indirects (pertes liées à l'exploitation, perturbations, arrêts d'activité et de services, ruptures de circuits économiques...)
- les surcoûts liés à des phénomènes imprévisibles mais très probables tels que les ruptures de digues
- les endommagements aux équipements publics (voiries, réseaux divers, parkings, stade etc.)
- dommages au patrimoine historiques et culturels, pertes des biens privés irremplaçables
- impacts sociaux et psychologiques
- problèmes de santé et éventuellement pertes de vies humaines etc.

3.4 AMÉNAGEMENT EN AMONT DE LA ROUTE NATIONALE

Comme évoqué précédemment un des problèmes posés pour l'étude est l'érosion en pied de la falaise en rive droite au niveau des méandres à l'amont de la route nationale. La déstabilisation de la berge menace les habitations et l'infrastructure situées en haut de la falaise.

On propose comme solution l'installation de deux seuils (barrages drainants) sur le bras droit dans les méandres : un au niveau de la défluence en amont et un autre au droit de la confluence en aval.

La fragmentation de l'écoulement torrentiel par les seuils permettra de diminuer la force d'attaque au pied de la falaise.

En fait le seuil amont limitera le débit entrant dans le bras droit notamment pour les crues « morphogènes » (crues courantes). Le seuil aval favorisera le remplissage du bras droit par les matériaux charriés et la dissipation de l'énergie dans les trous d'eau.

Le dimensionnement des seuils sera effectué à l'aide des données issues du modèle physique. Les hauteurs des seuils pourraient correspondre à celles d'une crue décennale.

La solution de protection par un endiguement a été écartée compte tenu de la difficulté pour « ancrer » l'ouvrage et du risque de l'érosion régressive aux extrémités de la digue.

3.5 AMÉNAGEMENT PAYSAGER

Cette proposition est réalisée sur la base de l'analyse d'éléments graphiques (photographies, plan topographique) et d'études réalisées antérieurement (M.B. Prud'Homme et MDP Ingénierie Conseil) dont les principales propositions sont reprises ci-après et mises en cohérence avec le projet hydraulique.

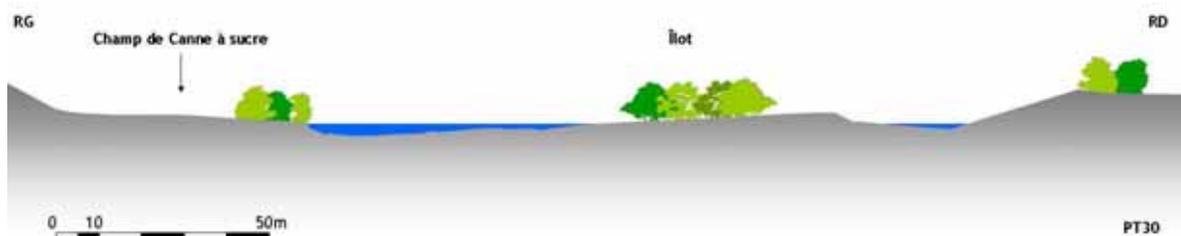
Elle pourrait être adaptée ou complétée après la finalisation du schéma hydraulique sur le modèle physique.

3.5.1 État des lieux

Le secteur de cours d'eau étudié comprend trois séquences paysagères :

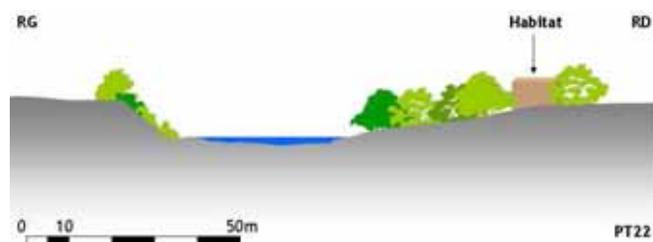
➤ Séquence 1 :

En amont du pont de la RN2, la rivière comprend deux bras délimitant un îlot. En rive gauche, les champs de canne à sucre descendent en pente douce vers la rivière. En rive droite, on trouve une falaise au-delà de laquelle se développe une zone d'habitations. Les abords de la rivière sont occupés par une végétation dense.



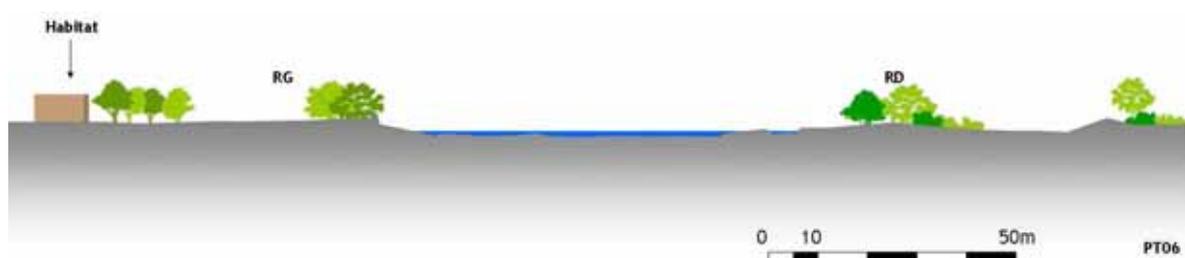
➤ Séquence 2 :

Entre les deux ponts, le lit végétalisé de la rivière forme une coulée verte dans la ville. Ce secteur est marqué par des alignements de bambous emblématiques des paysages ripoles de l'Est de l'île.



➤ Séquence 3 :

Du dernier pont jusqu'à l'embouchure, le paysage prend une dimension grandiose et superbe. A la fois modelé par la rivière et par l'homme, il s'en dégage une atmosphère de nature brute et domestiquée. Un îlot central divise la rivière en deux bras, avec un mur de protection en rive gauche et un espace vert aménagé en rive droite. L'embouchure est sculptée de longs canaux creusés dans les galets par les pêcheurs de bichiques.

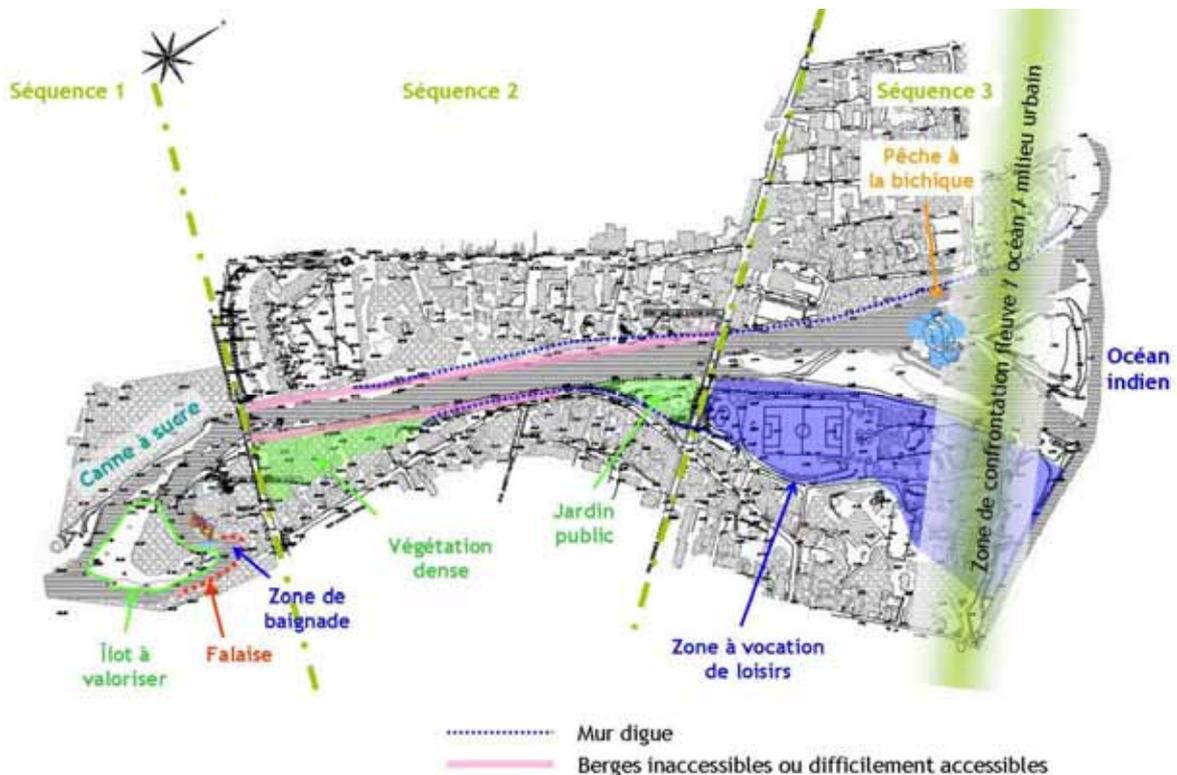


La végétation rencontrée au niveau des deux premières séquences est principalement composée de Bois noir, Bambou, Galabert, Letchi, Manguier, Longani, Fougère, Badamier, Jamblon, Roseau, Patate-à-Durand, Traînasse. L'aval est dominé par les Filao, Vacoa, Pongame.

Ces trois séquences se retrouvent au niveau des usages :

- Séquence 1 : le bras de la rivière en rive droite est fréquenté pour la baignade, car des "trous d'eau" se sont formés.
- Séquence 2 : la rivière et ses berges sont inaccessibles en raison d'une part de leur caractère privé, d'autre part de la densité de la végétation qui s'y développe.
- Séquence 3 : la rivière et ses berges sont très fréquentées. C'est une zone de pêche et de loisirs, avec un stade de football et une vaste zone naturelle de promenade.

Figure 1 : état des lieux



On constate que, contrairement à la rive gauche, la rive droite du cours d'eau, avec la zone de baignade en amont et la zone à vocation de loisirs en aval, est fréquentée par le public.

PROJETS ANTÉRIEURS

1. M.B. PRUD'HOMME a conçu les aménagements paysagers suite à au projet d'endiguement de la rivière en 2000. Des plantations d'accompagnement des ouvrages hydrauliques sont proposées afin de recréer l'ambiance naturelle initiale des berges, ainsi qu'un traitement du mur-digue dans un esprit créole local.

De plus, il est proposé d'aménager en amont un cheminement en rive droite et sur l'îlot ainsi qu'une passerelle pour traverser la rivière. Des plantations et du mobilier (kiosques) sont prévus pour agrémenter le site et accompagner les aménagements hydrauliques.

Des plantations et la création de cheminements sont proposées au niveau de la zone de loisirs aval.

Pour la rive gauche, seules des plantations d'accompagnement des ouvrages sont prévues au niveau de la séquence 2.

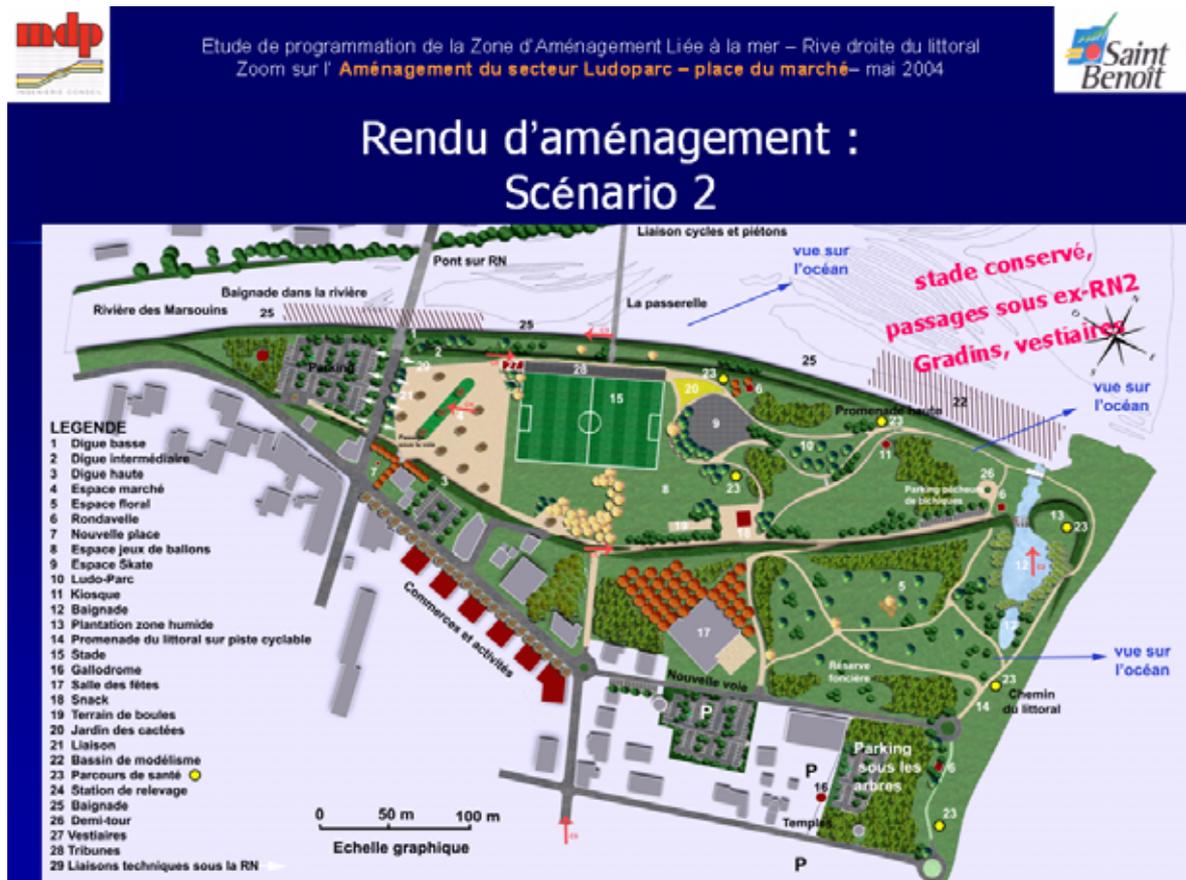
2. En mai 2004, MDP Ingénieurs-conseil a présenté un projet d'aménagement paysager dans le cadre de "l'étude de programmation de la Zone d'Aménagement Liée à la Mer (ZALM)- rive droite du littoral". La ZALM comprend 3 secteurs :



Le premier secteur s'inscrit dans le périmètre de la présente étude.

Le projet de MDP prévoit une restructuration du secteur et propose un espace public et paysager sur lequel pourront s'exercer des activités économiques, sportives et culturelles : gallodrome, jeux de boules et de ballons, place du marché, parcours de santé, espace skate,...etc.

Figure 2 : plan d'aménagement paysager de l'agence MDP



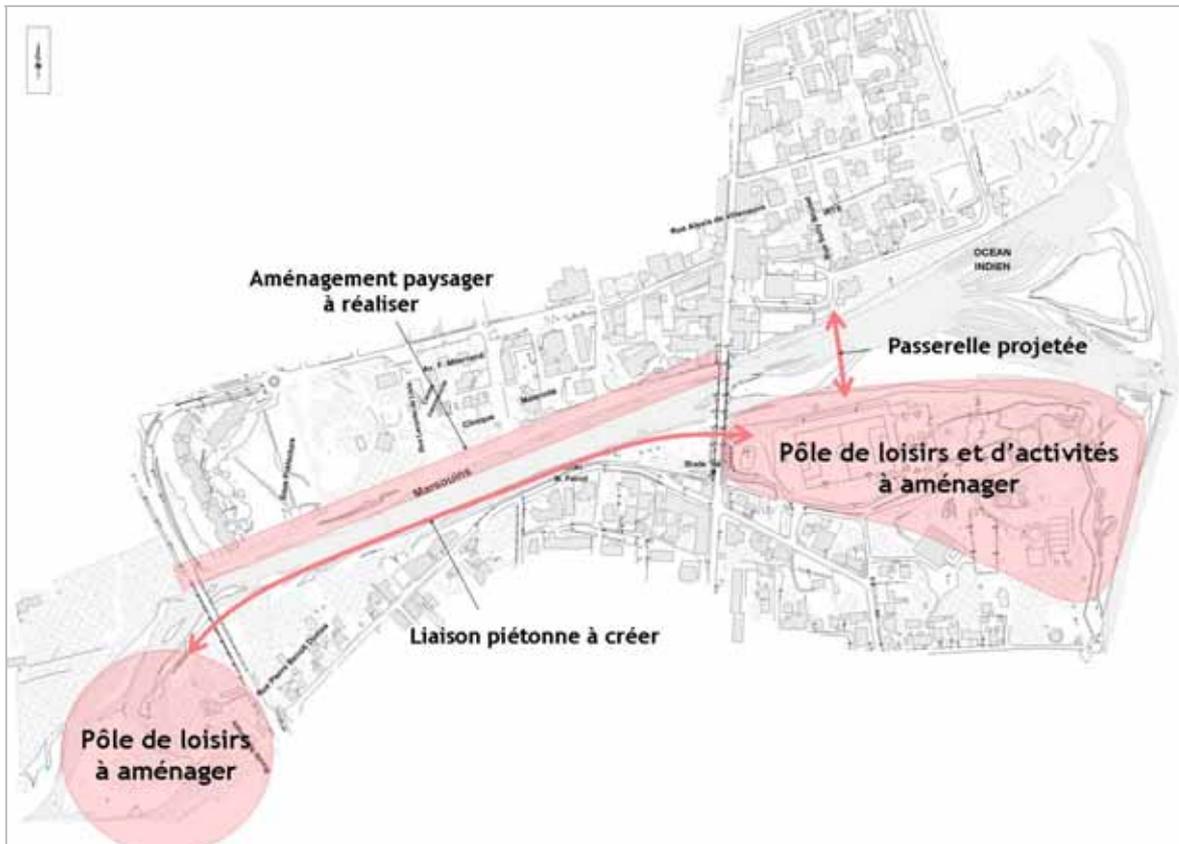
Il est prévu de réaliser une passerelle piétonne reliant l'espace aménagé en rive droite et le secteur d'habitat en rive gauche.

3.5.2 Proposition d'aménagement paysager

Les projets précédents portent sur la partie amont et aval du secteur d'étude avec l'aménagement d'un pôle loisirs et activités, structuré et paysagé au niveau de l'embouchure, et l'aménagement d'une zone de baignade et d'un espace de promenade sur l'îlet à l'amont.

Sans remettre en question ces propositions, l'esquisse présentée ci-après met en cohérence les projets antérieurs avec le projet d'aménagement hydraulique dans une logique d'ensemble.

Figure 3 : schéma de principe

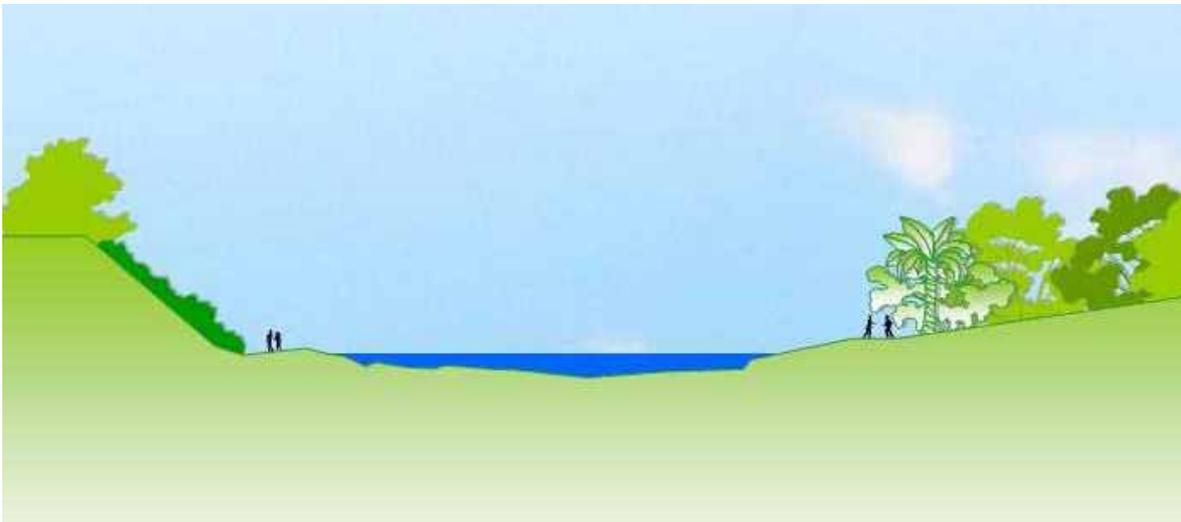


Les propositions d'aménagement paysager comprennent :

1. Aménagement de l'îlet et de la zone de baignade en amont avec :
 - ◆ Nettoyage, débroussaillage et élagage de la végétation sur l'îlet et sur la berge RD ;
 - ◆ Conformément au projet de M.B. Prud'Homme, plantations d'agrément de palmiers, d'arbres et de bambous, mise en œuvre (éventuelle) de kiosques;
 - ◆ Aménagement d'un cheminement sur la berge RD :
 - ✖ Soit en continuité du cheminement à créer reliant le pôle amont au pôle aval, cela nécessitera la réalisation d'un passage sous le pont de la route nationale,
 - ✖ Soit depuis le pont de la route nationale si les contraintes foncières ne permettent pas la réalisation du cheminement (voir point 2);

- ◆ La traversée entre la rive droite et l'îlet se fera grâce à la mise en œuvre d'une passerelle depuis la route et en passant sur l'ouvrage hydraulique (seuil) depuis la berge en rive droite.
2. Création éventuelle d'un cheminement le long de la rive droite pour relier le pôle amont et le pôle aval : acquisition foncière d'une bande de 1 à 2 m de largeur sur le haut de berge, nettoyage, élagage et débroussaillage de la végétation existante, terrassement léger pour améliorer l'accessibilité ;
 3. Aménagement paysager de la berge en rive gauche : nettoyage, élagage et débroussaillage de la végétation existante, terrassement léger éventuel pour améliorer l'accessibilité de la berge ;

Aménagement des berges (rive droite et rive gauche) permettant de cheminer d'amont en aval



4. Aménagement du pôle loisirs et activités en aval : le projet MDP est compatible avec le projet d'aménagement hydraulique mais quelques dispositions sont à revoir :
 - ◆ Sur l'actuel jardin Ferrol, une digue déversante sera créée. Cet ouvrage minéral pourra être associé à l'aire de skate prévue en aval. L'aire de stationnement initialement prévue devra être localisée en dehors du champ d'écoulement des crues (à proximité du centre culturel).
 - ◆ Le couloir de crue va traverser le site. Il englobe la place du marché en aval du pont. Un revêtement minéral de type béton désactivé est préconisé en raison des vitesses d'écoulement. Le chenal peut accueillir des cheminements, la voie d'accès vers le parking des pêcheurs de bichiques et quelques plantations mais il est préférable d'en éloigner les équipements bâtis type snack et rondavelle qui pourront être installés en périphérie du chenal.

L'esprit du projet initial demeure. La digue intérieure reste un chemin de promenade (digue haute). Les jardins à thèmes, aires de loisirs, de stationnement...etc. seront légèrement relocalisés pour ne pas se situer dans le couloir de crue.

Figure 4 : Plan des aménagements

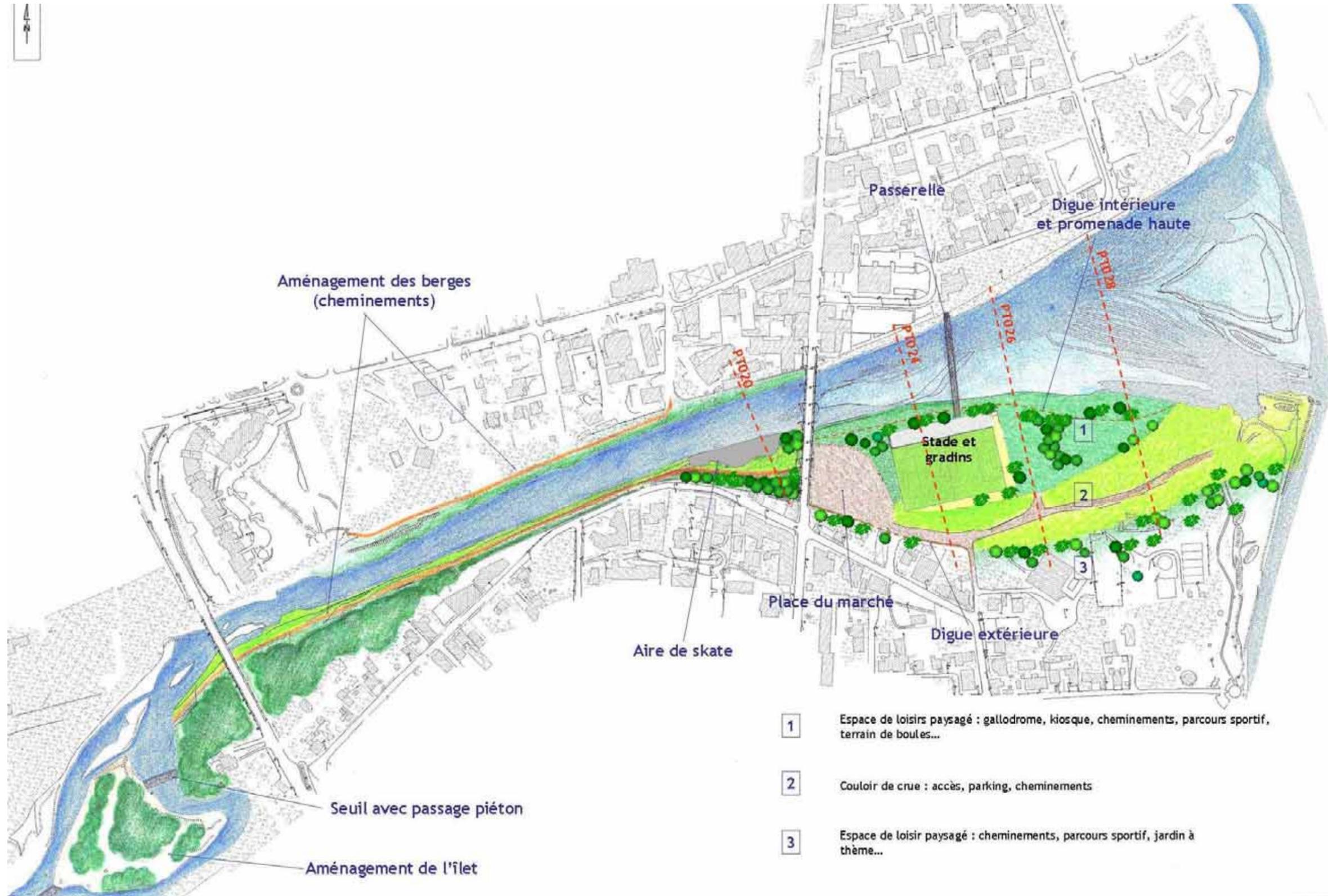
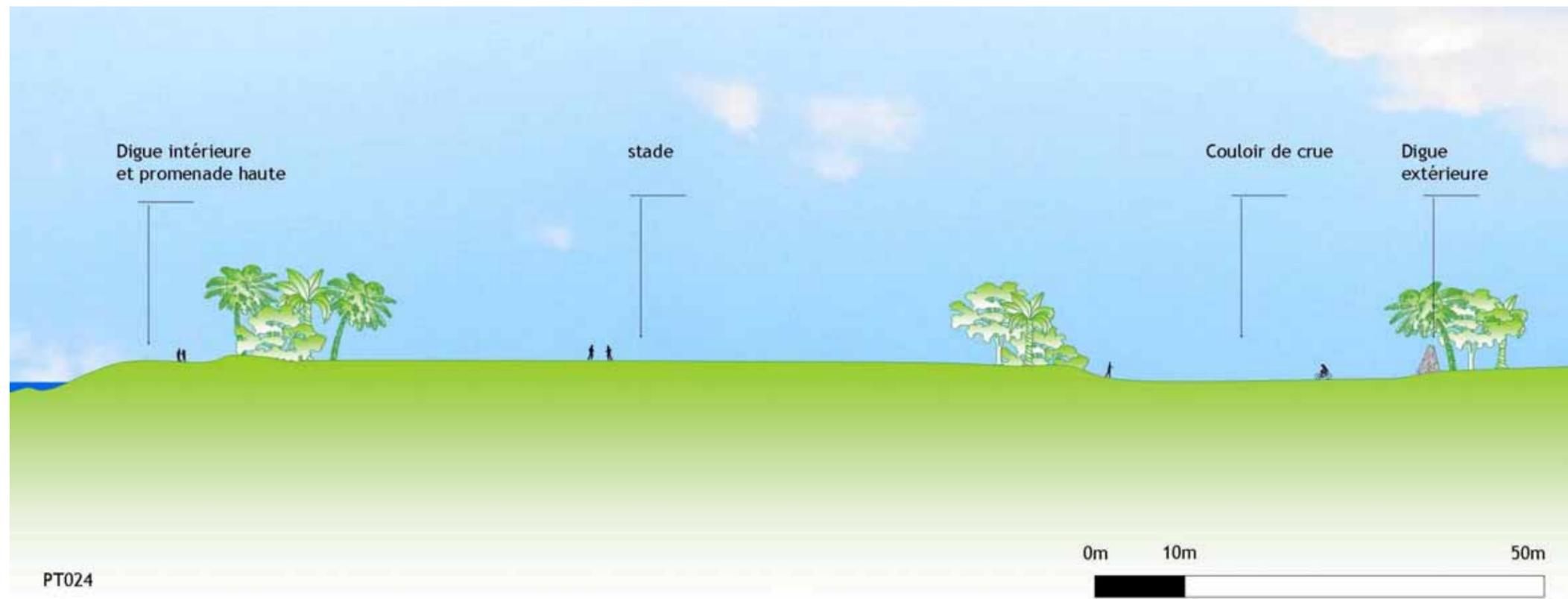
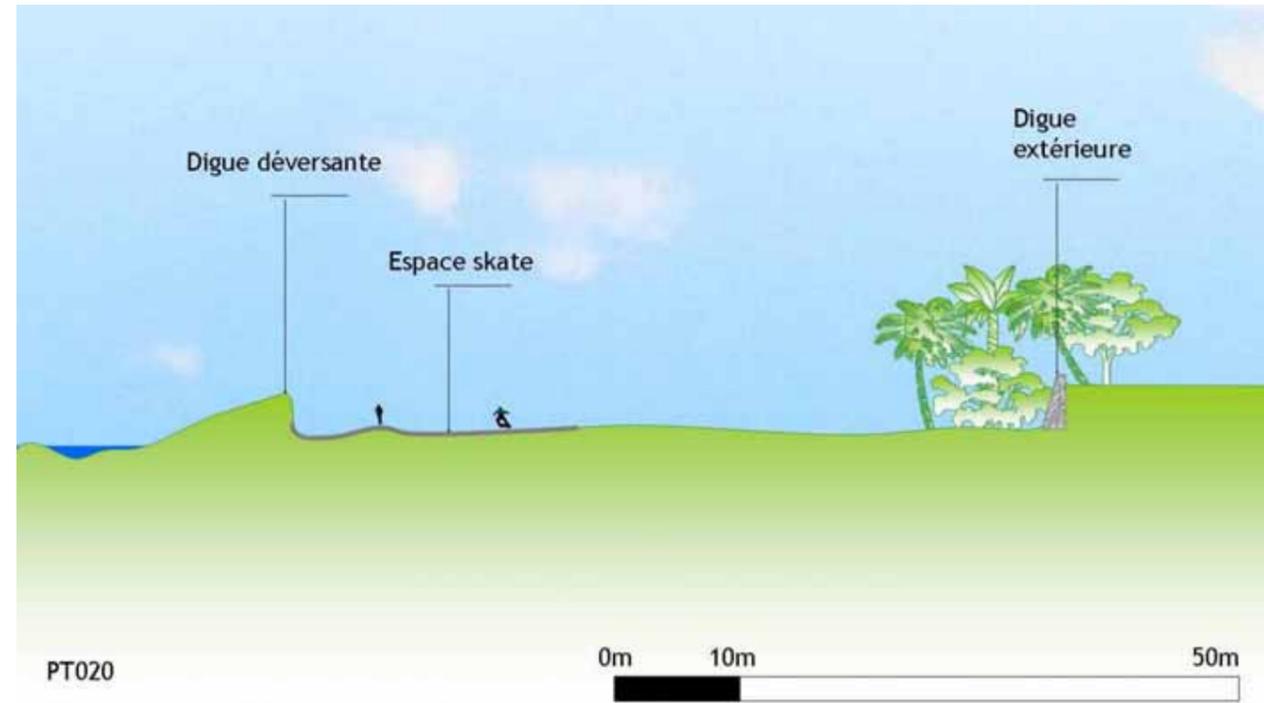
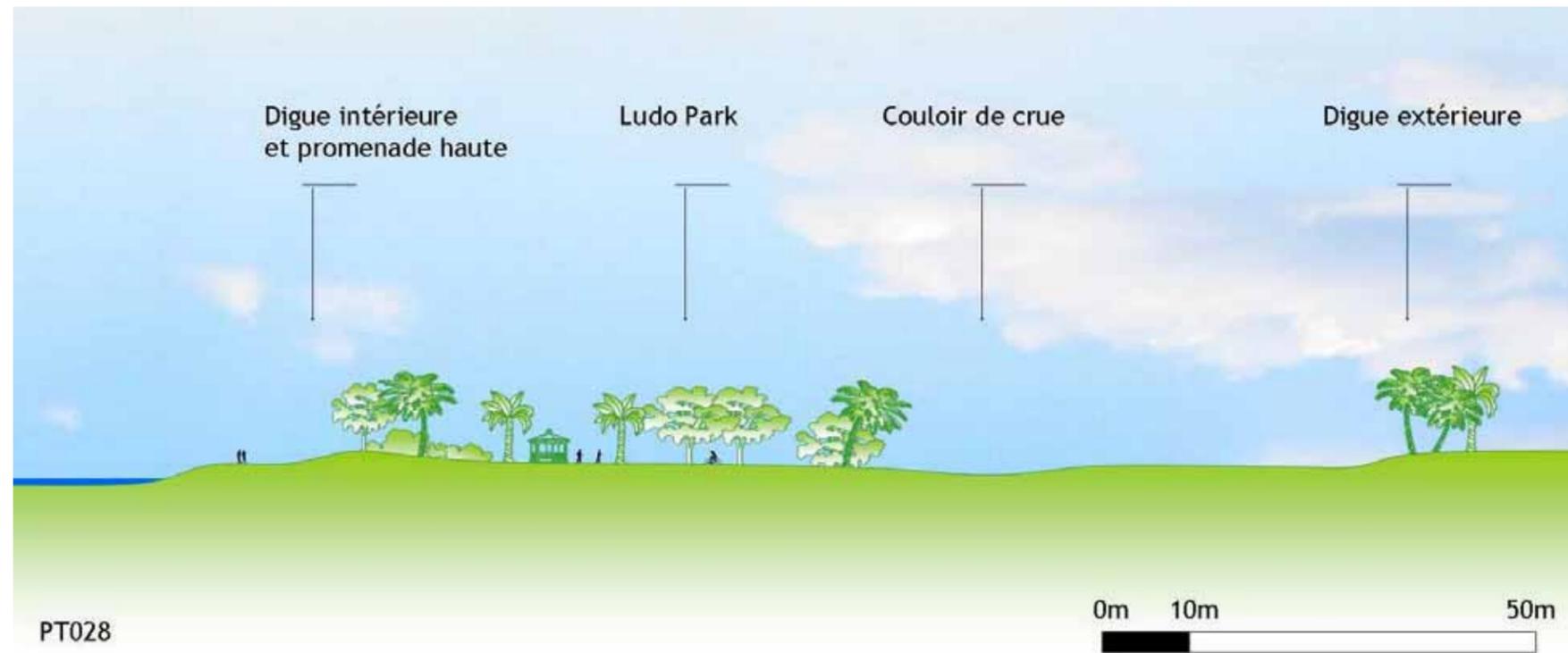
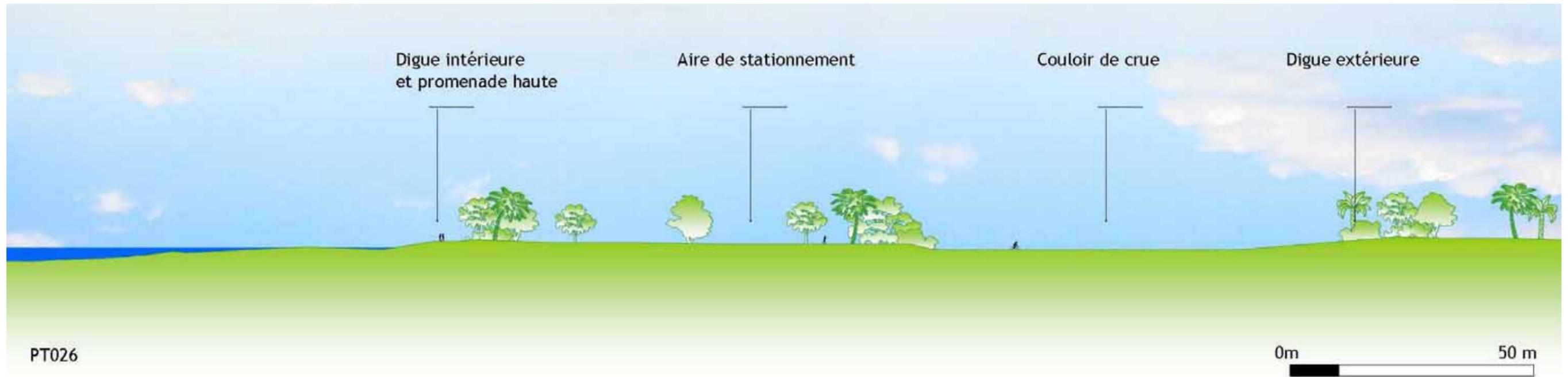


Figure 5 : Coupes du projet (Rive droite, aval)





3.5.3 estimations sommaires

Le coût des aménagements est estimé par poste et d'après les estimations précédentes :

Aménagement de l'îlet (estimations M.B. Prud'Homme) 172.000 €

Les estimations comprennent, conformément au projet de M.B. Prud'Homme : la mise en œuvre d'une passerelle, une intervention sur la végétation existante (élagage, débroussaillage), des plantations et la réalisation d'un cheminement sur l'îlet.

La mise en œuvre de kiosque n'est pas prévue dans le cadre de cette estimation.

Aménagements des berges rives gauche et droite 35.000 €

Cette estimation comprend : le nettoyage, le débroussaillage sélectif des berges, la coupe d'éclaircie et les terrassement sur une largeur de 1,5 à 2 m facilitant le cheminement sur les rives.

Aménagement de l'espace paysagé de loisirs en aval (estimations MDP Conseil) 2.400.000 €

Cette estimation comprend l'ensemble des travaux et aménagements paysager de la zone de loisirs aval, conformément au projet réalisé par MDP Conseil (sans déplacer le stade) : défrichage, nettoyage, terrassements, voiries, plantations, abris, éclairage, jeux, mobilier...etc.

Elle ne comprend pas la mise en œuvre de la passerelle piétonne.