

**ADDENDUM au dossier de demande d'autorisation
environnementale relatif à la réalisation du
Mur d'Arrière-Plage à Fréjus**

A l'attention de la Direction départementale des territoires et de la mer du Var

Réf.: A2145-1746

Date: 21/05/2026

Client : ESTEREL CÔTE D'AZUR AGGLOMERATION



Table des matières

1	INTRODUCTION	3
2	COMPARAISON DES TEMPS DE RESSUYAGE ENTRE ETAT ACTUEL ET ETAT PROJETE	5
2.1	EVENEMENT DE PERIODE DE RETOUR 100 ANS	5
2.1.1	Impact pluvial – état existant	5
2.1.2	Impact marin – état existant	9
2.1.3	Impacts conjoints – état existant	14
2.1.4	Temps de ressuyage du réseau pluvial – état existant	15
2.2	EVENEMENT DE PERIODE DE RETOUR 30 ANS	1
2.2.1	Etat actuel	1
2.2.2	Etat projet	6
2.3	EVENEMENT DE PERIODE DE RETOUR 1 ET 10 ANS	12
2.4	CONCLUSION DE LA COMPARAISON DES TEMPS DE RESSUYAGE	13
3	IMPACT DU RETOUR DES VAGUES	14
3.1	CONNAISSANCE SCIENTIFIQUE DU RENVOI DE HOULE	14
3.2	REVANCHE DE CRETE	14
3.3	PROBABILITE D'APPARITION DES COUPS DE MER	15
3.4	CONCLUSION SUR L'IMPACT DU MUR D'ARRIERE-PLAGE	15
4	MODELISATIONS COMPLEMENTAIRES POUR ETUDIER L'IMPACT DU MUR D'ARRIERE-PLAGE SUR LA REFLEXION DES VAGUES	16
4.1	PRESENTATION DES METHODES NUMERIQUES UTILISEES	16
4.1.1	Conditions de modélisation	16
4.1.2	Modèle de propagation de la houle du large	17
4.1.3	Modèle local vague à vague	18
4.2	RESULTATS	20
4.3	CONCLUSIONS	24
5	DISPOSITION DE LUTTE CONTRE LES INTEMPERIES EN CAS DE SUBMERSION	25
5.1	PROCEDURE EN PHASE TRAVAUX	25
5.1.1	Méthodologie	25
5.1.2	Plan d'alerte	25
5.2	DISPOSITIONS DU PLAN COMMUNAL DE SAUVEGARDE	26
6	BARBACANES PROJETEES	27
7	CONCLUSION GENERALE	29

1 Introduction

Un projet requalification globale le front de mer de Fréjus Est et de Saint Raphaël a été engagée par la communauté d'agglomération Estérel Cote d'Azur afin de réaménager ce secteur et renforcer son attractivité. Sur le secteur de Fréjus-Plage, le projet comprend l'aménagement de la séquence balnéaire dans la continuité littorale, avec des plantations et une voie pour le transport en commun en site propre.

Dans le cadre de ce programme, un mur en haut de plage positionné à la limite du cordon sableux est projeté pour améliorer la protection de la promenade piétonne de Fréjus-Plage. Ce projet concerne un linéaire total de 1200 m, le long du boulevard d'Alger à l'Ouest et du boulevard de la Libération à l'Est avec la place du giratoire au centre, sur le secteur de Fréjus-Plage.



Figure 1 : Vue en plan du projet « Promenade des Bains »

Le projet est soumis à autorisation au titre des articles L214-1 à L214-6 du Code de l'Environnement.

Le dossier de demande d'autorisation environnementale initial, déposé le 05/09/2025 et enregistré sous le numéro MISEM n°A631, est composée des éléments suivants :

- ❖ 01 - Dossier d'Autorisation Environnemental - MAP – ECAA
- ❖ 02 - Résumé Non Technique - MAP – ECAA
- ❖ 03 - CERFA_15964-03 - MAP - ECAA
- ❖ 04 - ADDENDUM - Actualisation Étude d'Impact - Veillat-Beaurivage - Fréjus - ECAA
- ❖ ANNEXE1 - Étude hydraulique - MAP – ECAA

Dans son courrier du 08/12/2025 (réf : BEM-2025-119), le Service Mer et Littoral de la DDTM a demandé des compléments au sujet de l'étude hydraulique dans le cadre du projet du mur d'arrière-plage à Fréjus. L'objectif est de démontrer que le mur n'aura aucun impact négatif sur l'écoulement des eaux par rapport à la situation actuelle.

Pour rappel, les demandes complémentaires sont :

1. Produire les éléments permettant de démontrer que la mise en place du mur ne viendra pas dégrader l'écoulement des eaux par rapport à la situation existante. Il conviendra notamment de produire un comparatif entre la situation existante en matière de temps de ressuyage et celle projetée. Par ailleurs, les temps de ressuyage apparaissant dans le dossier présentent de grandes disparités en fonction des secteurs identifiés. Il est nécessaire d'indiquer l'incidence des temps de ressuyage sur l'usage de la voirie, des escaliers d'accès et de la promenade et leur éventuel impact en matière de sécurité ;

2. Préciser l’impact des retours de vagues générés par le mur et l’écoulement au niveau des transparences sur le profil de plage ;
3. Détailler les dispositions retenues pour éviter les entrées d’eau dans l’emprise du chantier pendant la phase travaux en cas de submersion ;
4. Expliciter comment seront installées les barbacanes au niveau des couronnements préfabriqués du mur.

Le document présent apporte des réponses à ces demandes.

- ❖ Le point n°1 est traité dans la section 2 du document ;
- ❖ Le point 2 est traité à la section 3 ;
- ❖ Le point 3 est traité à la section 4, en présentant la procédure de suivi météorologique et dispositions pour lutter contre les intempéries du groupement en charge des travaux. Le document d’exécution est présenté en annexe.
- ❖ Le point 4 est traité à la section 5, par la présentation des coupes type des murs.

2 Comparaison des temps de ressuyage entre état actuel et état projeté

2.1 Evènement de période de retour 100 ans

2.1.1 Impact pluvial – état existant

L'objectif est d'évaluer l'efficacité des dispositifs d'évacuation des réseaux pluviaux à l'état actuel. Il convient d'identifier les bassins versants qui y sont drainés.

La zone d'étude est découpée en plusieurs sous bassins-versants, qui vont intercepter les eaux issues du ruissellement pluvial et des franchissements marins récupérées par le réseau pluvial actuel.

Pour rappel, à l'état projet, deux découpages en sous-bassins versants sont pris en compte :

- ❖ Ceux liés à la voirie, drainés par le réseau pluvial ;
- ❖ Ceux situés sur la Promenade des Bains en amont du mur, où les eaux peuvent :
 - Soient être évacuées par les barbacanes disposées le long du mur et les transparences hydrauliques (escaliers, ...) ;
 - Soient rejoindre le réseau pluvial.



Figure 2: Découpage des sous-bassins versants pour l'état projeté

À l'état actuel, seul le découpage basé sur le réseau pluvial est considéré, dans la mesure où les eaux issues des franchissements marins et de la pluie sont intégralement récupérées par ce réseau.

Ce découpage est réalisé à l'aide du plan réseau pluvial actuel, fourni par Esterel Côte d'Azur Agglomération. (cf figure ci-dessous)

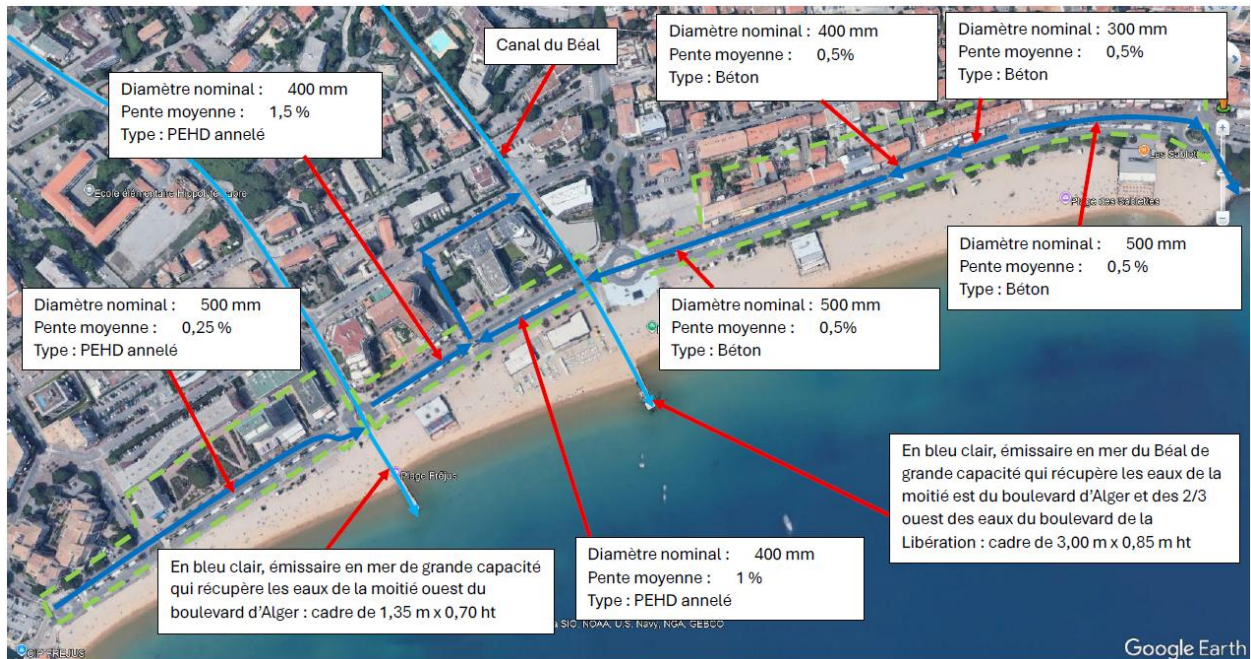


Figure 3: Cartographie du réseau pluvial existant (Source : Esterel Côte d'Azur Agglomération)

Il est à noter que notre étude prend en compte seulement les réseaux pluviaux sous la voirie du boulevard d'Alger et du boulevard de la Libération. Les émissaires en mer récupèrent les volumes captés et contraints par les réseaux pluviaux sous la voirie.

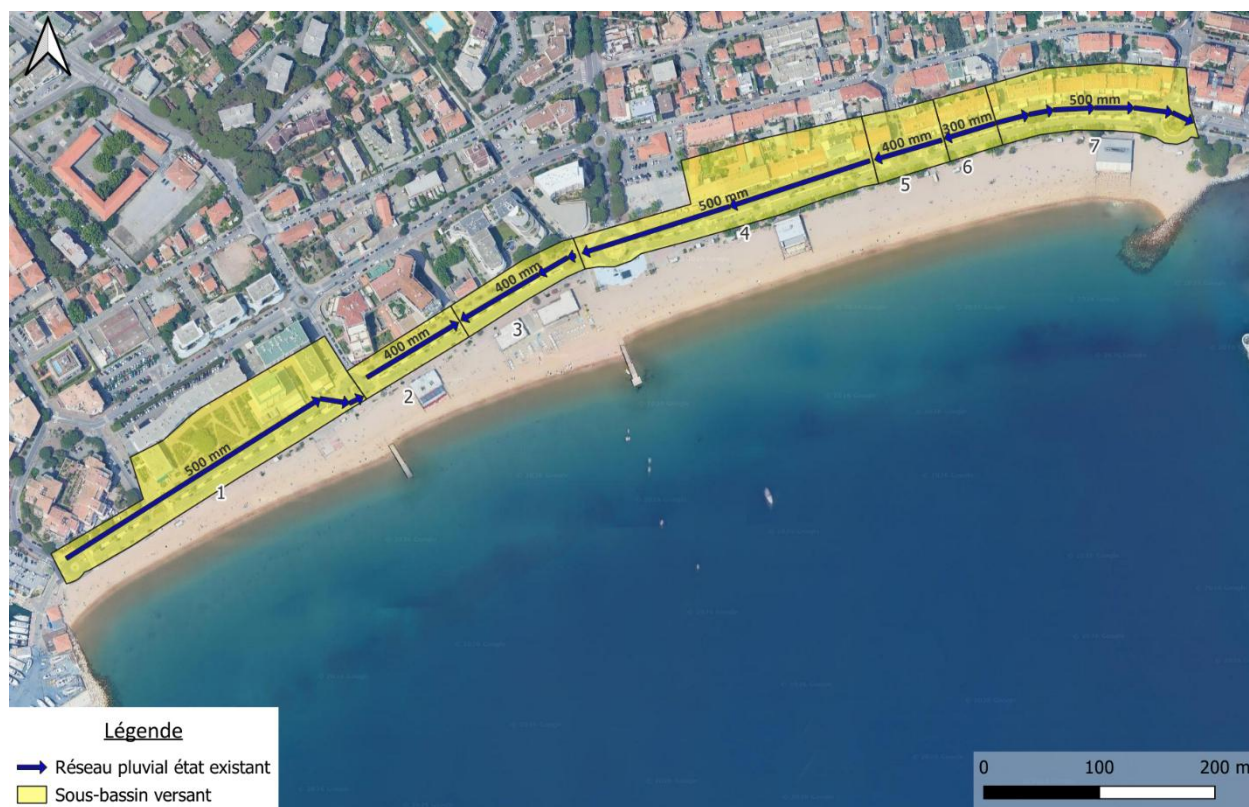


Figure 4: Découpage en sous-bassins versants sur le secteur de la chaussée

Les caractéristiques des sous-bassins versant sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Caractéristiques des sous-bassins versants

SBV	Aire		Pente	PLCH	Coefficient de ruissellement	Volume cumulé
id	m ²	ha	m/m	m	sans unité	m ³
1	16369.0	1.6	0.024	85.24	1.00	2189
2	3195.8	0.3	0.017	18.37	1.00	430
3	3655.1	0.4	0.028	15.18	1.00	493
4	13689.4	1.4	0.022	24.05	1.00	1842
5	3664.9	0.4	0.015	23.79	1.00	493
6	2560.2	0.3	0.003	19.25	1.00	343
7	9940.6	1.0	0.002	69.16	1.00	1318

Les volumes ont été calculés à l'aide de la méthode du réservoir linéaire et sont présentés dans le tableau en page suivante.

Tableau 2: Résultats de la méthode du réservoir linéaire sur les SBV

SBV	Débit max instantané Q100	Volume cumulé Q100
<i>id</i>	<i>l/s</i>	<i>m3</i>
1	702	2189
2	143	430
3	164	493
4	611	1842
5	162	493
6	110	343
7	373	1318
	TOTAL	7108

Au total **7 108 m³** d'eau sont générés par l'épisode pluvieux centennal sur le bassin versant global. Ce volume est **actuellement évacué par le réseau pluvial**.

Pour rappel à l'état projet, le volume estimé total issu de l'épisode pluvieux centennal se répartit de la manière suivante :

- ❖ Sur les sous-bassins versant liés à la **voirie, drainés par le réseau pluvial : 6 630 m³**
- ❖ Sur les sous-bassins versant de la **promenade des Bains en amont du mur : 1 183 m³**

Les eaux de ruissellement provenant de la promenade des Bains seront **évacuées par** les dispositifs suivants : les **barbacanes** disposées le long du mur, les **transparences hydrauliques** (escaliers, ...) et le **réseau pluvial situé sur la voirie**.

Les volumes d'eaux pluviales générés à l'état initial et à l'état projet sont proches, l'écart s'explique par les différences de sous-bassins versants considérés. La répartition des volumes drainés par les différents dispositifs d'évacuation des eaux varie entre l'état actuel et l'état projet.

2.1.2 Impact marin – état existant

Estimation des débits de franchissements – état actuel

Les débits moyens de franchissement associés au projet de Mur d'Arrière-Plage (MAP) ont été mesurés en canal à houle sur trois profils distincts considérant des profils de plage affouillée et présence du mur avec une face renvoi de houle.

Les conditions des essais étaient :

Tableau 3 : Conditions des essais en canal

Direction provenance au large [N°]	N° scénario	Période de retour [ans]	Niveau d'eau [m IGF]	H _i incident défini à 1000m du mur vers -25m IGF [m]	Profondeur contrôle [m IGF]	H _i incident [m]	T _p [s]	Durée de l'essai [h]
130	1	1	0.82	2.14	15.00	2.11	8.35	3
200	5	10	0.92	2.25	15.00	2.34	11.22	3
160	8	23/11/2019 + CC	1.04	2.99	15.00	3.03	9.66	3
180	12	100	1.29	3.05	15.00	3.21	12.50	3

Les profils retenus pour la modélisation physique en canal à houle sont les suivants :

- ❖ P1 : positionné le plus à l'ouest des plages de Fréjus correspondant au secteur du boulevard d'Alger et le plus exposé au recul de la ligne de rivage et à l'érosion en pied de mur ;
- ❖ P1bis : positionné au même endroit que P1 mais simule le profil à l'horizon 2060 en prenant en compte un recul du trait de côte de 9m ;
- ❖ P4 : positionné au milieu du projet au niveau du giratoire central au droit de la rue Roland Garros.



Figure 5 : Profils issus de l'étude AVP

Les résultats sont rappelés ci-dessous :

Tableau 4: Conditions de houle obtenues lors des différents essais issus de l'étude AVP (ACRI-IN)

Essais effectués				Conditions visées			Génération	Résultats	
	Essai	Scénario AVP corresp.	journée essai	Hm0i	Tp	Niveau d'eau au repos [mZH]	Halea	écart sur Hs	Q (L/s/ml)
P1	P1_E1_1	1	17/06/2024	2.11	8.35	0.82	1.81	-0.3%	-
	P1_E2_1	5	18/06/2024	2.34	11.22	0.92	2.26	-0.9%	0.010
	P1_E3_0	8	18/06/2024	3.03	9.66	1.04	2.75	2.3%	0.50
	P1_E4_1	12	18/06/2024	3.21	12.50	1.29	3.41	1.6%	12.5
P1bis	P1bis_E1_0	1	25/06/2024	2.11	8.35	0.82	1.81	-1.5%	0.003
	P1bis_E2_0	5	25/06/2024	2.34	11.22	0.92	2.26	-0.9%	0.064
	P1bis_E3_0	8	25/06/2024	3.03	9.66	1.04	2.75	2.5%	0.65
	P1bis_E4_0	12	25/06/2024	3.21	12.50	1.29	3.41	1.5%	16.2
P4	P4_E1_0	1	05/07/2024	2.11	8.35	0.82	1.81	-1.5%	-
	P4_E2_0	5	05/07/2024	2.34	11.22	0.92	2.26	-1.4%	-
	P4_E3_0	8	05/07/2024	3.03	9.66	1.04	2.75	2.0%	-
	P4_E4_0	12	05/07/2024	3.21	12.50	1.29	3.41	0.5%	1.67

Pour rappel, trois essais ont été retenus dans l'étude hydraulique complémentaire : **P1_E4_1**, **P1bis_E4_0** et **P4_E4_0**. Ces essais correspondent aux **débits de franchissement les plus pénalisants** car ils ont été réalisés avec une bathymétrie correspondant au profil de plage à l'issue de la simulation avec le **scénario 12** (houle centennale de provenance N180° associée à un niveau d'eau au repos égal à +1,29 mNGF).

Pour déterminer les débits moyens de franchissement de l'état actuel, nous employons la formule générale présentée dans l'EuroTop II. Les données d'entrée sont celles retenues pour les essais retenus. Compte tenu des écarts entre mesures et résultats théoriques, nous faisons varier la pente de la plage pour que le résultat théorique de l'essai n°4 (scénario 12 - conditions centennales) soit le plus proche possible de la mesure obtenue. Un ratio est ensuite calculé.

Tableau 5: Calage des résultats théoriques et mesures obtenues pour les essais en canal à houle

Affaire n°A2145 // Etat projeté, plage affouillée					
Données profil	profil P1	profil P1 bis	profil P4		
cotan α	12.59	12.05	15.85	-	pente de la plage
Ac	0.55	0.34	1.88	mNGF	hauteur plage en pied de mur
Rc	3.59	3.59	3.71	mNGF	revanche de crête (mur)
Gc	1.00	1.00	1.00	m	largeur de crête
Gamma f	1.00	1.00	1.00	-	Coefficient réducteur lié à la rugosité
Données de houle					
beta	0	0	0	°	Angle d'incidence de la houle
Hm0	3.21	3.21	3.21	m	Hauteur de houle
Tp	12.50	12.50	12.50	s	Période pic de la houle
niveau eau	1.29	1.29	1.29	mNGF	Niveau d'eau au repos
niveau fond	-15.00	-15.00	-15.00	mNGF	niveau du fond devant l'ouvrage
Débits (L ³ /s/ml)					
q mean	12.50	16.22	1.67	L/s/ml	mean value approach
q mesuré	12.50	16.20	1.67		Mesures en canal
ratio	1.00	1.00	1.00		ratio retenu

Pour obtenir les débits moyens de franchissement de l'état actuel, avec plage affouillée, nous modifions uniquement la valeur du paramètre Rc (revanche de crête) qui est en moyenne 60 cm moins important que pour l'état projet.

Tableau 6: Résultats de débit moyen de franchissement pour l'état actuel

Affaire n°A2145 // Etat actuel, plage affouillée					
Données profil	profil P1	profil P1 bis	profil P4		
cotan α	12.59	12.05	15.85	-	penne de la plage
Ac	0.55	0.34	1.88	mNGF	hauteur plage en pied de mur
Rc	2.99	2.99	3.11	mNGF	revanche de crête (mur)
Gc	1.00	1.00	1.00	m	largeur de crête
Gamma f	1.00	1.00	1.00	-	Coefficient réducteur lié à la rugosité
Données de houle					
beta	0	0	0	°	Angle d'incidence de la houle
Hm0	3.21	3.21	3.21	m	Hauteur de houle
Tp	12.50	12.50	12.50	s	Période pic de la houle
niveau eau	1.29	1.29	1.29	mNGF	Niveau d'eau au repos
niveau fond	-15.00	-15.00	-15.00	mNGF	niveau du fond devant l'ouvrage
Débits (L ³ /s/ml)					
q mean	50.64	60.80	11.38	L/s/ml	mean value approach

Les données en rouge seront retenues pour estimer les temps de ressuyage de la voirie pour l'état existant :

- ❖ P1 : débit de franchissement de 50,64 L/s/ml ;
- ❖ P1bis : débit de franchissement de 60,80 L/s/ml ;
- ❖ P4 : débit de franchissement de 11,38 L/s/ml.

On retiendra donc que :

- ❖ Pour les profils P1 et P1 bis, les débits moyens de franchissement de l'état actuel sont 4 fois plus importants que pour l'état projet.
- ❖ Pour le profil P4, les débits moyens de franchissement de l'état actuel sont 7 fois plus importants que pour l'état projet.

Estimation des volumes issus des franchissements - état existant

Les sous-bassins versants (SBV) définis précédemment, étaient définis pour l'analyse de l'impact pluvial sur les réseaux d'eaux pluviales, en intégrant les surfaces effectivement drainées. Ces SBV récupèrent également les volumes issus des franchissements marins, aucun retour vers la plage n'étant possible en l'état actuel.

Néanmoins, l'estimation des volumes de franchissement nécessite d'identifier le débit de franchissement à appliquer à chaque SBV. Les débits de franchissement calculés précédemment ont été obtenus à partir de la formule générale de l'EuroTop II pour les trois profils retenus pour les essais en canal à houle.

Par analogie de la méthode utilisée pour l'état projet, pour estimer les volumes de franchissement liés aux paquets de mer à l'état actuel, il est proposé d'appliquer le scénario le plus critique qui est le suivant :

- ❖ le **débit de franchissement le plus défavorable, soit 60,80 L/s/ml**, correspondant au résultat obtenu pour P1bis, sera associé aux bassins-versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage de type M3 (extrémité Ouest) ;
- ❖ le **débit de 50,64 L/s/ml**, correspondant au résultat pour P1, pour les bassins versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage M2 ;
- ❖ le **débit de 11,38 L/s/ml**, correspondant au résultat pour P4, pour les bassins versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage M1.

Ainsi, les SBV définis sont croisés avec les emprises des différents types de mur d'arrière-plage. Cette correspondance permet d'associer chaque SBV au profil de référence approprié, et donc au débit de franchissement obtenu à partir de la formule générale présentée dans l'EuroTop II correspondant.

La figure suivante présente l'identification des SBV croisés avec les emprises des différents profils de référence associés :

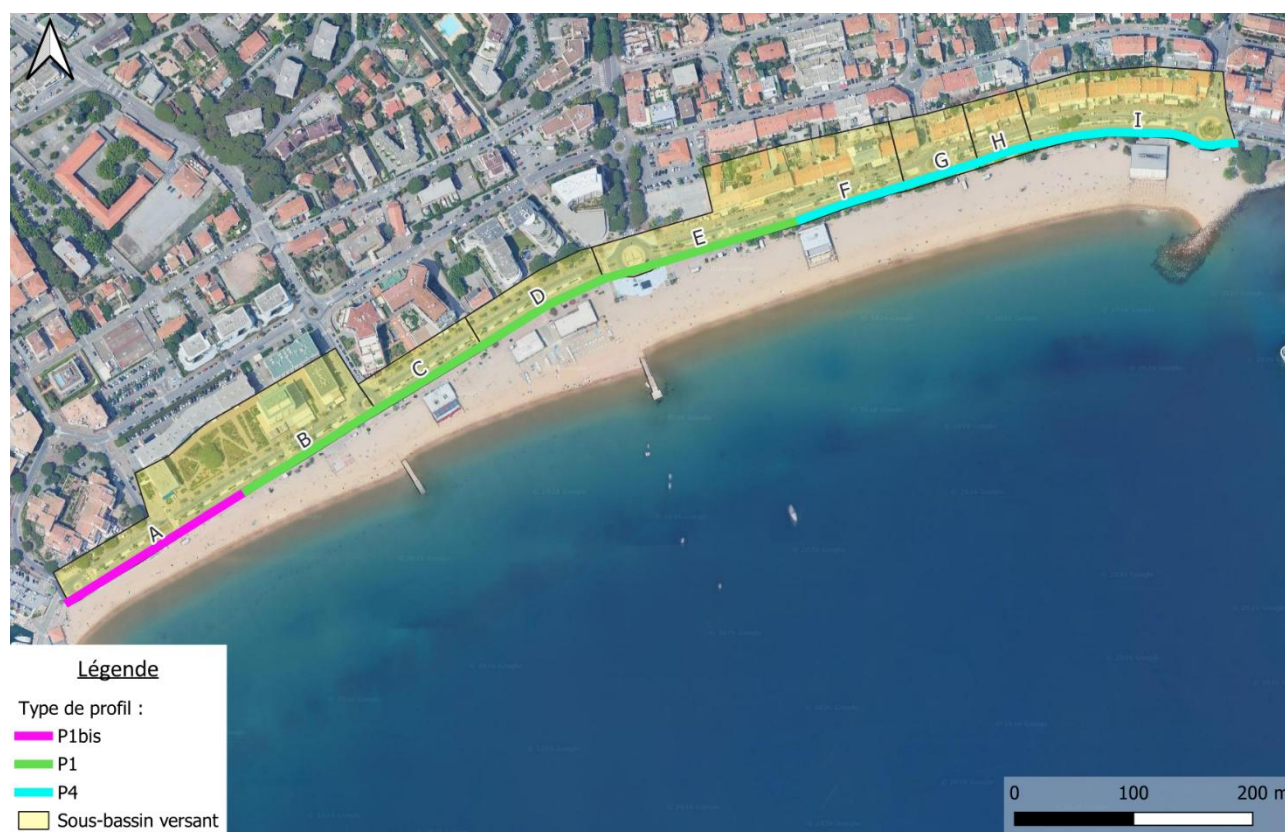


Figure 6: Mise en correspondance des SBV avec les profils de référence

Le volume issu des franchissements marins est calculé pour chaque partie des SBV.

Pour rappel, dans le cas d'un événement tempétueux extrême, on considère que des périodes agitées, marquées par des franchissements, alternent avec des périodes calmes sans franchissement. La durée cumulée des phases agitées représente environ un quart de la durée totale de l'événement.

Par ailleurs, les débits de franchissement obtenus lors des essais en canal représentent des valeurs moyennes rapportées à l'ensemble de la durée de la tempête. Par conséquent, pour estimer le volume réel à évacuer durant les périodes de franchissement il convient de multiplier ces valeurs par un facteur 4.

Tableau 7: Résultats de l'impact marin à l'état actuel

Id	SBV	Profil concerné	Linéaire du mur	Débit de franchissement	Volume cumulé
<i>id</i>		-	<i>m</i>	<i>Q m3/s</i>	<i>m3</i>
A	1	P1bis	175.86	42.8	153969
B		P1	126.88	25.7	92523
C	2	P1	105.13	21.3	76662
D	3	P1	116.50	23.6	84954
E	4	P1	173.10	35.1	126227
F		P4	91.66	4.2	15021
G	5	P4	65.08	3.0	10665
H	6	P4	47.61	2.2	7802
I	7	P4	172.44	7.8	28258
				TOTAL	596081

Au total, **596 081 m³** d'eau sont générés sur le secteur du projet par les **franchissements marins** lors d'un évènement extrême à **l'état actuel**.

Pour rappel, le volume issu des franchissements marin a été estimé à **128 417 m³** pour **l'état projet**.

Tableau 8: Comparaison de l'impact marin état actuel - état projet

Volume de franchissement cumulé total lors d'un évènement extrême	
Etat actuel	596 081 m3
Etat projet	128 417 m3

Par conséquent, grâce à la mise en œuvre du mur d'arrière-plage, les volumes générés par les franchissements marins sont divisés par 5 environ par rapport à l'état actuel.

2.1.3 Impacts conjoints – état existant

Les résultats précédents sont croisés avec les résultats de l'impact pluvial portant sur le ruissellement pluvial pour obtenir le volume total généré par les impacts conjoints.

Tableau 9: Impacts conjoints état actuel – 100 ans

SBV	Volume		Volume cumulé
	Pluvial	Marin	
<i>id</i>	<i>m3</i>		
1	2189	246492	248681
2	430	76662	77092
3	493	84954	85447
4	1842	141248	143090
5	493	10665	11158
6	343	7802	8145
7	1318	28258	29576
TOTAL	7 108	596 081	603 189

En conclusion, pour un évènement avec des conditions extrêmes météorologique et marine, le volume d'eau apporté par **le ruissellement pluvial représente seulement 1% du volume total d'eau** dû aux impacts conjoints météoriques et marins.

Ainsi, l'impact hydraulique sur le secteur du front de mer de Fréjus lié aux apports de ruissellement pluvial s'avère négligeable face aux franchissements marins. Les conclusions sont similaires à l'état projet.

2.1.4 Temps de ressuyage du réseau pluvial – état existant

Estimation des temps de ressuyage du réseau pluvial – état existant

L'objectif ici est de déterminer le temps de ressuyage des eaux issues des **impacts conjoints pluviaux et marins** dans le réseau pluvial à l'état actuel, pour des conditions extrêmes.

Pour rappel, les tableaux ci-dessous présentent les temps de ressuyage estimés sur les sous-bassins versants à l'état projet.

Tableau 10: Résultats du temps de temps de ressuyage sur les SBV de la Promenade des Bains – état projeté 100 ans

	TRANSPARENCE + BARBACANES		BARBACANES		
SBV	Temps de ressuyage au droit de la transparence + barbacanes		Temps de ressuyage au droit des barbacanes		Temps de ressuyage global
id	s	h	s	h	h
1			40471	11.2	11.2
2	1066	0.30	41374	11.5	5.9
3	658	0.18	48897	13.6	10.9
4	205	0.06	35364	9.8	8.8
5	593	0.16	26115	7.3	3.7
6	345	0.10	28916	8.0	6.0
7	162	0.04	38257	10.6	9.6
8	165	0.05	30998	8.6	7.8
9	131	0.04	14212	3.9	2.2
10	74	0.02	23038	6.4	5.1
11	8	0.002	4338	1.2	1.1

Tableau 11: Temps de ressuyage des SBV sur voirie – état projeté

SBV amont	Volume global capté par le réseau	Débit capable	Temps de ressuyage	
id	m3	m3/s	s	h
A	21379	0.18	116125.9	32.3
B	10522	0.23	46351.5	12.9
C	6610	0.26	25395.1	7.1
D	13186	0.42	31149.4	8.7

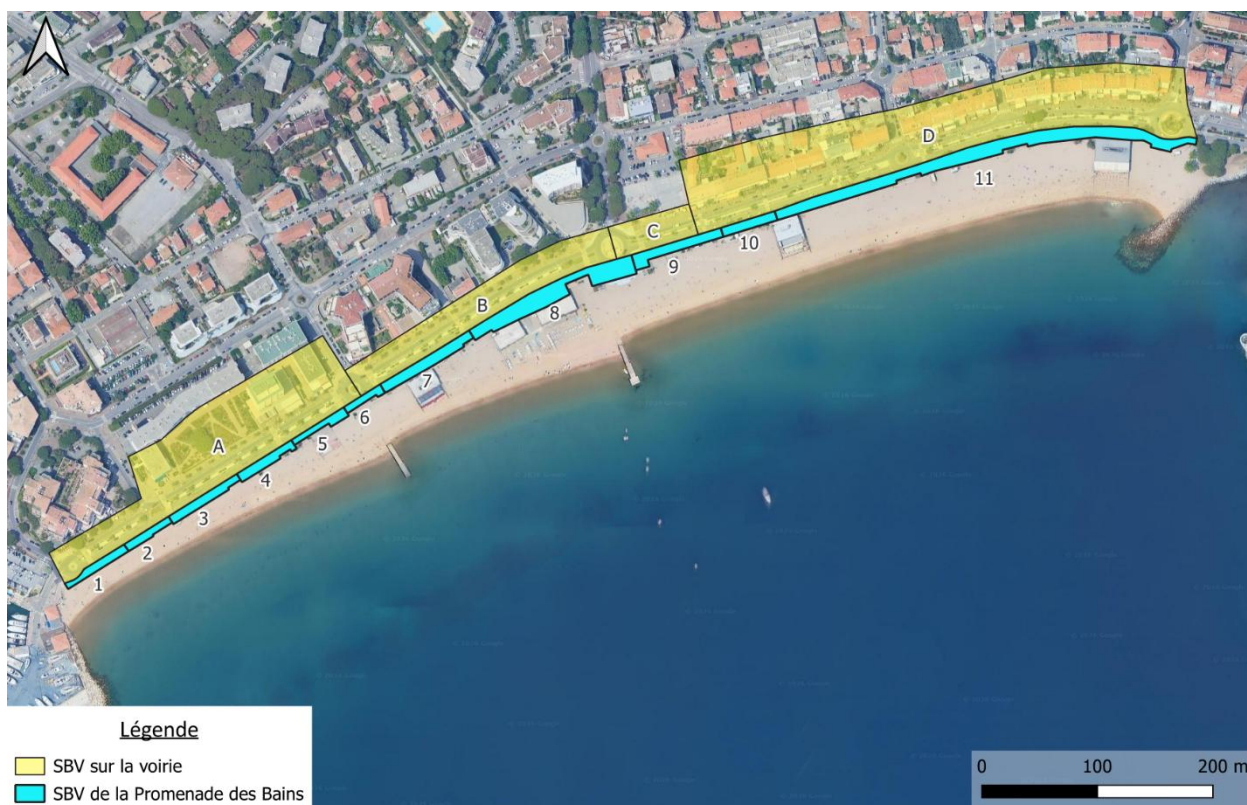


Figure 7: Découpage des sous-bassins versants pour l'état projeté

Pour chaque sous-bassin versant (Figure 4), la capacité hydraulique du réseau pluvial est calculée avec la formule de Manning Strickler. Le coefficient de rugosité associé au PEHD est fixé à 75 et 80 pour le béton lisse.

Tableau 12 : Capacité hydraulique du réseau pluvial sur chaque sous-bassin versant - état actuel 100 ans

SBV	Volume global	Réseau	Pente	Type	Débit capable	Temps de ressuyage	
id	m3	DN mm	%	-	m3/s	s	h
1	248681	500	0.25	PEHD annelé	0.18	1381560	383.8
2	77092	400	1.5	PEHD annelé	0.25	310857	86.3
3	85447	400	1	PEHD annelé	0.20	420920	116.9
4	143090	500	0.5	Béton	0.28	516570	143.5
5	11158	400	0.5	Béton	0.15	72832	20.2
6	8145	300	0.5	Béton	0.07	114556	31.8
7	29576	500	0.5	Béton	0.28	106773	29.7
TOTAL	603189						

NB : Cette méthode suppose une hypothèse de simplification selon laquelle le réseau n'est pas initialement en charge avant la survenue de l'évènement pluvieux. À l'état actuel, pour un évènement extrême centennal, les **temps de ressuyage du réseau pluvial varient fortement, avec des durées comprises entre 20 h et 383 h (plus gros SBV à l'ouest)**. Ces valeurs traduisent un fonctionnement hydraulique dégradé du réseau, caractérisé par une capacité d'évacuation limitée et des zones de stagnation prolongée des eaux.

A noter que les temps pour les sous-bassins versant 1 et 7 sont pessimistes car la présence de carrefours aux extrémités de la voirie, à l'est et à l'ouest, pourrait correspondre à des zones de transparences

hydrauliques. Par conséquent, en réalité, les temps de ressuyage pour les sous-bassins 1 et 7 sont probablement inférieurs à ceux calculés.

Comparaison avec l'état projet

⚠ La comparaison des temps de ressuyage entre l'état projet et l'état actuel est donnée à **titre indicatif**, dans la mesure où les découpages des sous-bassins versants diffèrent entre les deux situations.

En effet, pour l'état projet, le découpage a été réalisé en tenant compte à la fois des transparences hydrauliques et du réseau pluvial projeté, tandis que pour l'état actuel, le découpage est basé sur le réseau pluvial existant.

Afin de permettre la comparaison, le temps de ressuyage de chaque sous-bassin versant de l'état actuel est donc comparé au temps le plus contraignant, correspondant au temps de ressuyage maximal parmi les sous-bassins versants de l'état projet (promenade et voirie) interceptant l'emprise du sous-bassin versant actuel considérée.

Tableau 13: Comparaison à titre indicatif entre les temps de ressuyage état projet et état actuel - 100 ans

ETAT PROJET					ETAT ACTUEL	
SBV voirie	Temps de ressuyage voirie	SBV Promenade des Bains	Temps de ressuyage Promenade des Bains	Temps de ressuyage maximal	SBV	Temps de ressuyage
<i>id</i>	<i>h</i>	<i>id</i>	<i>h</i>	<i>h</i>	<i>id</i>	<i>h</i>
A	32.3	1	11.2	32.3	I	383.8
		2	5.9			
		3	10.9			
		4	8.8			
		5	3.7			
		6	6.0			
B	12.9	6	6.0	12.9	II	86.3
		7	9.6			
B	12.9	8	7.8	12.9	III	116.9
B	12.9	8	7.8	12.9	IV	143.5
C	7.1	9	2.2			
D	8.7	10	5.1			
		11	1.1			
D	8.7	11	1.1	8.7	V	20.2
D	8.7	11	1.1	8.7	VI	31.8
D	8.7	11	1.1	8.7	VII	29.7

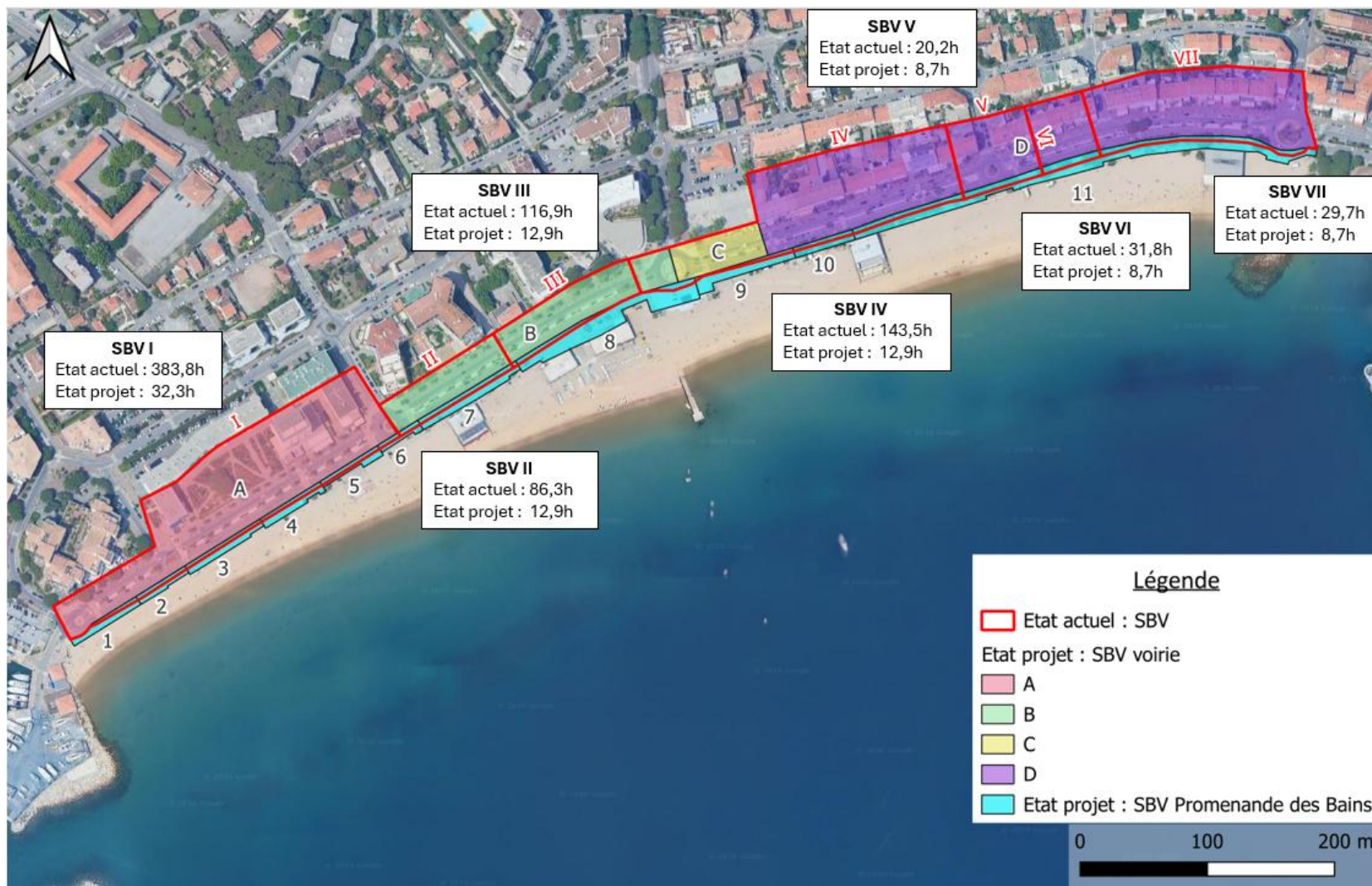


Figure 8: Comparatif à **titre illustratif** entre les temps de ressuyage état actuel et état projet

À l'état projet, les temps de ressuyage du réseau pluvial sont nettement réduits, avec des valeurs comprises **entre 7 h et 32 h** pour le même évènement centennal. Cette diminution significative s'explique par la mise en œuvre du mur d'arrière-plage, qui réduit les franchissements d'un facteur 5, et par l'ajout des modes d'évacuation des eaux supplémentaires sur l'ensemble de la promenade (barbacanes, transparences hydrauliques) permettant :

- ❖ Une répartition des volumes d'eau entre le réseau et les barbacanes ;
- ❖ Une réduction des volumes stockés temporairement ;
- ❖ Une diminution du temps de ressuyage du réseau pluvial.

Ainsi, **le projet du mur d'arrière-plage améliore le fonctionnement global du réseau pluvial**, en augmentant sa capacité d'exutoire et en diminuant les phénomènes de stagnation observés à l'état actuel.

Incidence des temps de ressuyage en matière de sécurité

Les temps de ressuyage particulièrement longs observés peuvent atteindre plusieurs dizaines voire plusieurs centaines d'heures lors d'un évènement pluvial extrême à l'état actuel. Ces temps se traduisent par :

- ❖ Une inondation résiduelle prolongée de la voirie, rendant la circulation piétonne et automobile impossible ;
- ❖ La stagnation d'eau au droit des escaliers d'accès, augmentant significativement les risques de glissade et de chute ;
- ❖ Une dégradation temporaire des conditions de sécurité, notamment pour les personnes à mobilité réduite, les enfants et les services de secours.

Il est important de baliser la zone à la survenue d'un évènement extrême et d'interdire l'accès aux piétons.

La mise en œuvre du projet d'arrière-plage permettra de revenir plus rapidement à la « normale ». Par conséquent, le projet présente un **impact positif majeur sur l'usage et la sécurité de la voirie, des escaliers d'accès et de la promenade.**

2.2 Evènement de période de retour 30 ans

La méthodologie est identique à celle développée précédemment pour un évènement aux conditions extrêmes, soit une période de retour 100 ans.

Les découpages des sous-bassins versants en état projet et état actuel sont inchangés pour un évènement de période de retour 30 ans.

Néanmoins les volumes générés par les franchissements marins et du ruissellement pluvial seront différents car les débits de franchissement ont été recalculés ainsi que les volumes issus de la pluie à partir des nouveaux coefficients de Montana.

2.2.1 Etat actuel

Impact pluvial

Pour estimer les volumes de ruissellement générés en réponse à une pluie de période de retour 30 ans, les coefficients de Montana sont mis à jour afin de calculer les volumes cumulés pour chaque sous-bassin versant à l'aide de la méthode du réservoir linéaire.

Fréjus (83) 1982 - 2016					
Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 6 minutes à 2 heures			Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 2 heures à 24 heures		
Durée de retour	a	b	Durée de retour	a	b
5 ans	5.052	0.468	5 ans	17.381	0.74
10 ans	5.743	0.457	10 ans	21.649	0.748
20 ans	6.281	0.445	20 ans	25.728	0.752
30 ans	6.573	0.439	30 ans	28.145	0.755
50 ans	6.878	0.43	50 ans	31.135	0.757
100 ans	7.266	0.42	100 ans	35.213	0.759

Figure 9: Coefficients de Montana à la station de Fréjus 1982 – 2016

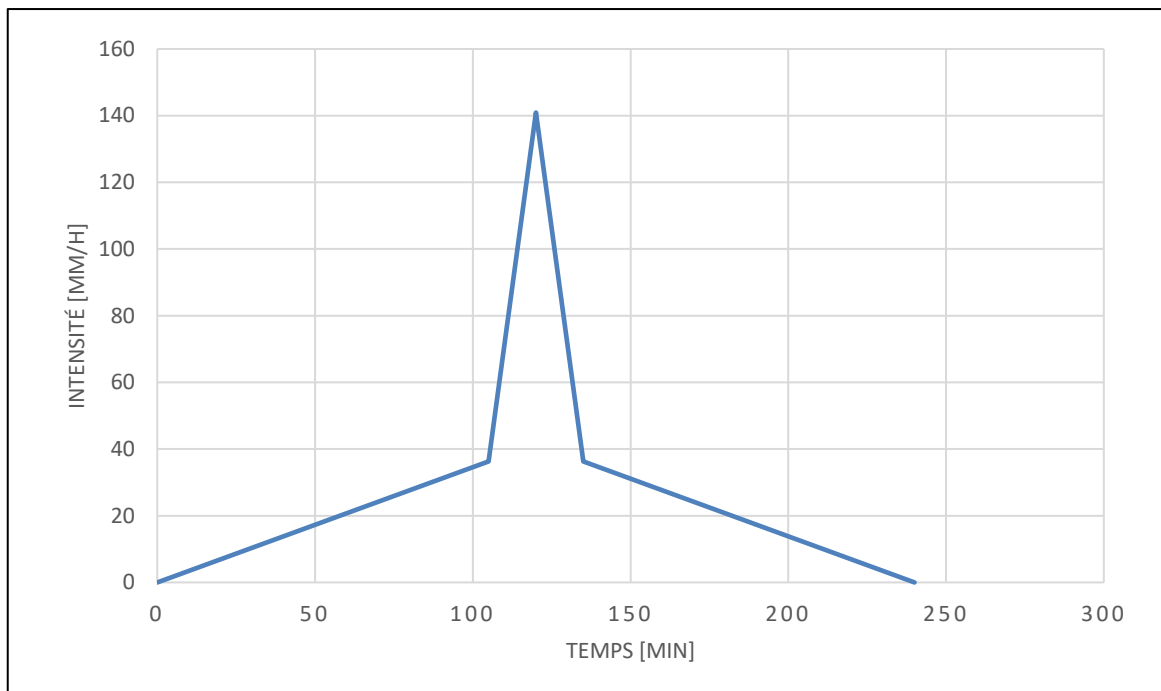


Figure 10: Hyétogramme de la pluie trentennale

Tableau 14 : Résultats de la méthode du réservoir linéaire sur les SBV

SBV	Aire		Pente	PLCH	Coefficient de ruissellement	Volume cumulé
id	m ²	ha	m/m	m	sans unité	m3
1	16369.0	1.6	0.024	85.24	1.00	1809
2	3195.8	0.3	0.017	18.37	1.00	352
3	3655.1	0.4	0.028	15.18	1.00	403
4	13689.4	1.4	0.022	24.05	1.00	1508
5	3664.9	0.4	0.015	23.79	1.00	403
6	2560.2	0.3	0.003	19.25	1.00	280
7	9940.6	1.0	0.002	69.16	1.00	1077

Au total **5 832 m³** d'eau sont générés par l'épisode pluvieux trentennal sur le bassin versant global. Ce volume est évacué par le réseau pluvial qui constitue l'unique moyen d'évacuation à l'état existant.

Impact marin

Les conditions liées à une houle de période de retour 30 ans sont estimées à partir d'une extrapolation des données des houles annuelle, décennale et centennale issues de l'AVP. Les conditions retenues à la cote sont :

- Hs = 2.72 m
- Tp = 11.72 s
- Niveau d'eau au repos = +0.96 mNGF

Concernant la pente de la plage pour les calculs de débits moyens de franchissement, nous retiendrons celle estimée pour l'essai n°3 (tempête du 23/11/2019).

Les débits de franchissement à l'état actuel sont calculés. Par analogie à la méthode utilisée pour l'évènement centennal, le scénario le plus critique est appliqué :

- ❖ le **débit de franchissement le plus défavorable, soit 9,954 L/s/ml**, correspondant au résultat obtenu pour P1bis, sera associé aux bassins-versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage de type M3 (extrémité Ouest) ;
- ❖ le **débit de 8,408 L/s/ml**, correspondant au résultat pour P1, pour les bassins versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage M2 ;
- ❖ le **débit de 0,053 L/s/ml**, correspondant au résultat pour P4, pour les bassins versants situés sur l'emprise du mur d'arrière-plage M1.

Affaire n°A2145 // Etat actuel, plage affouillée																
Données profil	M2 - profil P1					M3 - profil P1 bis					M1 - profil P4					
cotan α	15.00	16.94	12.67	12.67	12.59	12.32	14.75	12.33	12.33	12.05	14.00	20.00	21.00	21.00	15.85	-
Ac	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	mNGF
Rc	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	2.99	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	mNGF
Gc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	m
Gamma f	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Données de houle																
beta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	*
Hm0	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	m
Tp	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	s
niveau eau	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	mNGF
niveau fond	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	mNGF
Débits (L ³ /s/ml)																
q mean	0.006	0.214	4.176	8.408	50.64	0.075	0.827	5.050	9.954	60.80	0.007	0.014	0.013	0.053	11.38	L/s/ml
q mesuré	0.000	0.010	0.500	0.500	12.50	0.003	0.064	0.650	0.650	16.20	0.000	0.000	0.000	0.000	1.67	
ratio		21.35	8.35	16.82	4.05	24.94	12.92	7.77	15.31	3.75					6.82	
																mean value approach
																Mesures en canal (projet)
																ratio actuel / projet (canal)

Figure 11: Résultats obtenus débits de franchissement Q30 état actuel

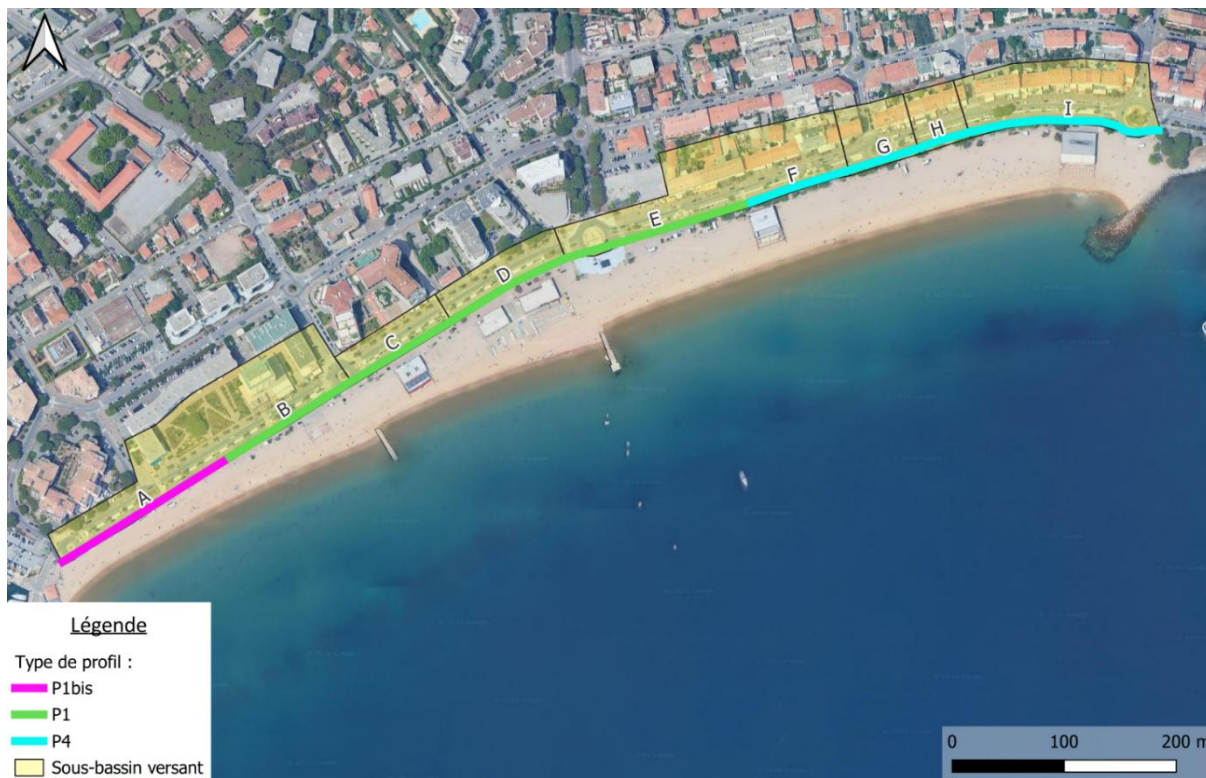


Figure 12: Mise en correspondance des SBV avec les profils de référence

Le volume issu des franchissements marins est calculé pour chaque partie des SBV.

Pour rappel, dans le cas d'un événement tempétueux extrême, on considère que des périodes agitées, marquées par des franchissements, alternent avec des périodes calmes sans franchissement. La durée cumulée des phases agitées représente environ un quart de la durée totale de l'événement.

Par ailleurs, les débits de franchissement obtenus lors des essais en canal représentent des valeurs moyennes rapportées à l'ensemble de la durée de la tempête. Par conséquent, pour estimer le volume réel à évacuer durant les périodes de franchissement il convient de multiplier ces valeurs par un facteur 4.

Tableau 15: Résultats de l'impact marin à l'état actuel

Id	SBV	Profil concerné	Linéaire du mur	Débit de franchissement	Volume cumulé
<i>id</i>		-	<i>m</i>	<i>Q m3/s</i>	<i>m3</i>
A	1	P1bis	175.86	42.8	25207
B		P1	126.88	25.7	15362
C	2	P1	105.13	21.3	12729
D	3	P1	116.50	23.6	14105
E	4	P1	173.10	35.1	20958
F		P4	91.66	4.2	70
G	5	P4	65.08	3.0	50
H	6	P4	47.61	2.2	36
I	7	P4	172.44	7.8	132
				TOTAL	88649

Au total, 88 649 m³ d'eau sont générés sur le secteur du projet par les franchissements marins lors d'un événement extrême à l'état actuel.

Impact conjoint

Tableau 16: Impacts conjoints état actuel – 30 ans

SBV	Volume		Volume cumulé
	Pluvial	Marin	
<i>id</i>	<i>m3</i>		
1	1809	40569	42378
2	352	12729	13081
3	403	14105	14508
4	1508	21028	22536
5	403	50	453
6	280	36	316
7	1077	132	1209
TOTAL	5 832	88 649	94 481

En conclusion, pour un évènement avec des conditions trentennales météorologique et marine, le volume d'eau apporté par **le ruissellement pluvial représente seulement 6% du volume total d'eau** dû aux impacts conjoints météoriques et marins.

Temps de ressuyage

Le tableau ci-dessous présente les temps de ressuyage estimés sur les sous-bassins versants de l'état actuel.

Tableau 17 : Capacité hydraulique du réseau pluvial sur chaque sous-bassin versant - état actuel 30 ans

SBV	Volume global	Réseau	Pente	Type	Débit capable	Temps de ressuyage	
<i>id</i>	<i>m3</i>	<i>DN mm</i>	<i>%</i>	-	<i>m3/s</i>	<i>s</i>	<i>h</i>
1	42378	500	0.25	PEHD annelé	0.18	235435	65.4
2	13081	400	1.5	PEHD annelé	0.25	52744	14.7
3	14508	400	1	PEHD annelé	0.20	71469	19.9
4	22536	500	0.5	Béton	0.28	81358	22.6
5	453	400	0.5	Béton	0.15	2955	0.8
6	316	300	0.5	Béton	0.07	4449	1.2
7	1209	500	0.5	Béton	0.28	4363	1.2
TOTAL	94 481						

Pour un évènement de période de retour 30 ans, le réseau pluvial évacue les eaux le long de la voirie entre 1h et 65h. Même remarque pour les résultats de l'évènement 100 ans, les temps pour les sous-bassins versant 1 et 7 sont pessimistes car la présence de carrefours aux extrémités de la voirie, à l'est et à l'ouest, pourrait correspondre à des zones de transparences hydrauliques. Par conséquent, en réalité, les temps de ressuyage pour les sous-bassins 1 et 7 sont probablement inférieurs à ceux calculés.

2.2.2 Etat projet

Impact pluvial

Le découpage en sous-bassin versant reste identique. Pour rappel, deux découpages en sous-bassins versants a été effectuée selon les secteurs suivants :

- Secteur de la Promenade des Bains drainée par les barbacanes du mur d'arrière-plage et transparences hydrauliques ;
- Secteur amont le long de la chaussée où les eaux pluviales de ruissellement seront récupérées par le réseau pluvial prévu dans le projet.

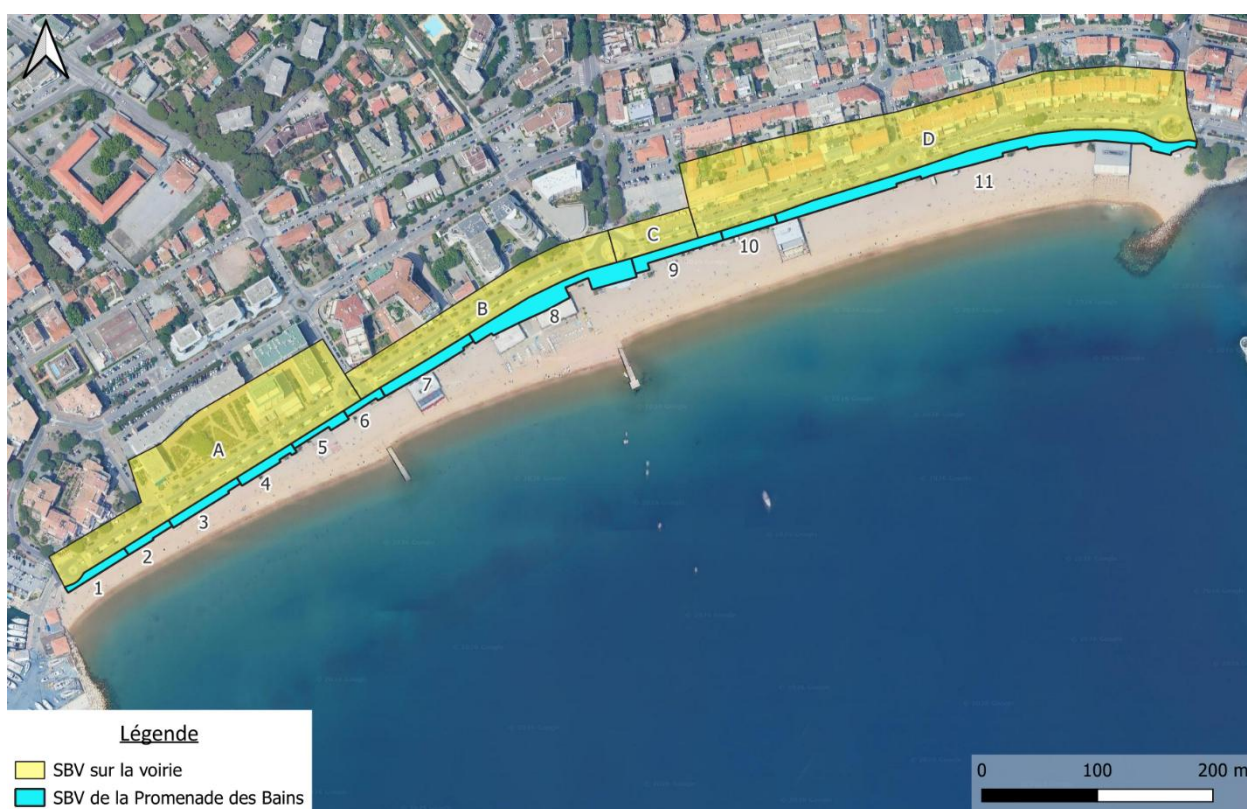


Figure 13: Découpage des sous-bassins versants pour l'état projeté

Tableau 18: Résultats de la méthode du réservoir linéaire sur le secteur aménagé de la Promenade des Bains – 30 ans

SBV	Volume cumulé	Q30 instantané maximal	
id	m3	l/s	m3/s
1	44	14	0.014
2	29	10	0.01
3	44	15	0.015
4	40	14	0.014
5	33	11	0.011
6	26	9	0.009
7	77	27	0.027
8	209	64	0.064
9	73	26	0.026
10	36	13	0.013
11	357	125	0.125
TOTAL	968		

Tableau 19: Résultats de la méthode du réservoir linéaire sur le secteur amont le long de la chaussée – 30 ans

SBV	Volume cumulé	Q30 instantané maximal	
id	m3	l/s	m3/s
A	1700	577	0.577
B	787	268	0.268
C	225	73	0.073
D	2711	884	0.884
TOTAL	5423		

Impact marin

Pour rappel, les débits de franchissement associés à une période de retour 30 ans ont été calculés pour l'état projet :

Affaire n°A2145 // Etat projeté, plage affouillée																
Données profil	M2 - profil P1					M3 - profil P1 bis					M1 - profil P4					
cotan α	15.00	16.94	12.67	12.67	12.59	12.32	14.75	12.33	12.33	12.05	14.00	20.00	21.00	21.00	15.85	pen
Ac	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	mNGF
Rc	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.59	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71	mNGF
Gc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	m
Gamma f	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Données de houle																
beta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	°
Hm0	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	2.11	2.34	3.03	2.72	3.21	m
Tp	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	8.35	11.22	9.66	11.72	12.50	s
niveau eau	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	0.82	0.92	1.04	0.96	1.29	mNGF
niveau fond	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	mNGF
Débits (L ³ /s/ml)																
q mean	0.000	0.010	0.501	1.406	12.50	0.003	0.064	0.652	1.772	16.22	0.000	0.000	0.000	0.002	1.669	L/s/ml
q mesuré	0.000	0.010	0.500		12.50	0.003	0.064	0.650		16.20	0.000	0.000	0.000		1.670	Mesures en canal
ratio	0.0%	99.9%	99.8%		100.0%	99.9%	99.7%	99.7%		99.9%	0.0%	0.0%	0.0%		100.1%	ratio pour contrôle

Figure 14: Calage des résultats théoriques obtenus pour la houle trentennale

- le débit de franchissement le plus défavorable, soit **1,772 L/s/ml**, aux bassins-versants qui recevront les murs d'arrière-plage de type **M3** (extrémité Ouest) ;
- le débit de **1,406 L/s/ml**, pour les secteurs équipés de murs de type **M2** ;
- le débit de **0,002 L/s/ml**, pour les secteurs équipés de murs de type **M1**.

Tableau 20: Résultats des volumes cumulés de franchissement du mur – état projet 30 ans

SBV	Mur concerné	Linéaire du mur	Débit de franchissement	Volume cumulé
<i>id</i>	-	<i>m</i>	<i>Q m3/s</i>	<i>m3</i>
1	M3	62	0.4	1582
2	M3	45	0.3	1148
3	M3	69.5	0.5	1773
4	M2	55.3	0.3	1120
5	M2	53.5	0.3	1083
6	M2	37	0.2	749
7	M2	43.2	0.2	875
8	M2	127	0.7	2571
9	M2	80.9	0.5	1638
10	M2	49	0.3	992
11	M1	290.3	0.0	8
			TOTAL	13540

Temps de ressuyage

La méthode de calcul des temps de ressuyage est identique à celle de l'évènement centennal, uniquement les volumes sont différents. La méthodologie est détaillée dans le rapport intitulé « Mission complémentaire pour évaluer l'impact hydraulique sur le projet du mur d'arrière-plage de Fréjus Plage ».

Tableau 21: Résultats du temps de ressuyage sur les SBV de la Promenade des Bains – état projeté 30 ans

	TRANSPARENCE + BARBACANES		BARBACANES		
SBV	Temps de ressuyage au droit de la transparence + barbicanes		Temps de ressuyage au droit des barbicanes		Temps de ressuyage global
id	s	min	s	h	h
1			4533	1.3	1.3
2	119	2.0	4624	1.3	2.0
3	74	1.2	5463	1.5	1.5
4	24	0.4	4100	1.1	1.1
5	68	1.1	3014	0.8	1.1
6	40	0.7	3349	0.9	0.9
7	20	0.3	4626	1.3	1.3
8	20	0.3	3728	1.0	1.0
9	15	0.3	1660	0.5	0.5
10	9	0.1	2672	0.7	0.7
11	0	0.0	214	0.1	0.1

Tableau 22: Temps de ressuyage des SBV sur voirie – état projeté 30 ans

SBV amont	Volume global capté par le réseau	Débit capable	Temps de ressuyage	
<i>id</i>	<i>m3</i>	<i>m3/s</i>	<i>s</i>	<i>h</i>
A	3885	0.18	21104	5.9
B	1934	0.23	8519	2.4
C	967	0.26	3717	1.0
D	3610	0.42	8528	2.4

Comparaison entre état actuel et état projet

La comparaison des temps de ressuyage entre l'état projet et l'état actuel est donnée à **titre indicatif**, dans la mesure où les découpages des sous-bassins versants diffèrent entre les deux situations.

Pour rappel, afin de permettre la comparaison, le temps de ressuyage de chaque sous-bassin versant de l'état actuel est donc comparé au temps le plus contraignant, correspondant au temps de ressuyage maximal parmi les sous-bassins versants de l'état projet (promenade et voirie) interceptant l'emprise du sous-bassin versant actuel considérée.

La numérotation en chiffre romain de I à VII correspond aux bassins versants à l'état actuel.

A l'état projet deux numérotations sont utilisées :

- De A à D pour les SBV sur la voirie ;
- De 1 à 11 pour les SBV sur la promenade des Bains.



Figure 15: Cartographie de comparaison

Tableau 23: Comparaison à titre indicatif entre les temps de ressuyage état projet et état actuel - 30 ans

ETAT PROJET					ETAT ACTUEL	
SBV voirie	Temps de ressuyage voirie	SBV Promenade des Bains	Temps de ressuyage Promenade des Bains	Temps de ressuyage maximal	SBV	Temps de ressuyage
<i>id</i>	<i>h</i>	<i>id</i>	<i>h</i>	<i>h</i>	<i>id</i>	<i>h</i>
A	5.9	1	1.3	5.9	I	65.4
		2	2.0			
		3	1.5			
		4	1.1			
		5	1.1			
		6	0.9			
B	2.4	6	0.9	2.4	II	14.7
		7	1.3			
B	2.4	8	1.0	2.4	III	19.9
B	2.4	8	1.0	2.4	IV	22.6
C	1.0	9	0.5			
D	2.4	10	0.7			
		11	0.1			
D	2.4	11	0.1	2.4	V	0.8
D	2.4	11	0.1	2.4	VI	1.2
D	2.4	11	0.1	2.4	VII	1.2

Le mur d'arrière-plage réduit significativement les temps de ressuyage des eaux. Sur les premiers SBV (SBV état projet de A à C et de 1 à 10), les eaux s'évacuent entre 2,4h à 6h en comparaison de l'état actuel où les eaux s'évacuent entre 14h et 65h environ. Le mur d'arrière-plage apparaît comme un aménagement efficace permettant d'améliorer significativement les performances hydrauliques et de limiter fortement la durée de submersion.

Les résultats montrent les limites de la méthode, surtout pour les SBV situées à l'Est du secteur. En état actuel, les SBV V à VII présentent quasiment pas de franchissement : les volumes d'eau proviennent principalement de la pluie. Dans ce contexte, la comparaison est délicate car les SBV n'ont pas la même emprise, celle du SBV D en état projet étant bien plus grande que celles de V, VI et VII. **Les temps de ressuyage ne sont donc pas vraiment comparables sur ces 3 SBV.**

2.3 Evènement de période de retour 1 et 10 ans

Dans cette partie, le travail est également effectué pour les évènements de période de retour 1 et 10 ans.

Il convient de préciser que les apports pluviaux ne sont pas pris en compte ici. Le réseau pluvial étant dimensionné pour une pluie de période de retour de 10 ans, seuls les franchissements marins ont été évalués, tant en état actuel qu'en état projeté.

Les résultats présentés ci-dessous permettent de comparer les temps de ressuyage des moyens d'écoulement en état actuel et en état projet pour chacun des évènements étudiés.

Pour rappel, cette comparaison est toutefois fournie à titre purement illustratif.

Tableau 24: Comparatif état projet - état actuel pour 1 an

ETAT PROJET					ETAT ACTUEL	
SBV voirie	Temps de ressuyage voirie	SBV Promenade des Bains	Temps de ressuyage Promenade des Bains	Temps de ressuyage maximal	SBV	Temps de ressuyage
<i>id</i>	<i>s</i>	<i>id</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>id</i>	<i>min</i>
A	12.0	1	7.5	12	I	18.6
		2	7.6			
		3	9.0			
		4	0			
		5	0			
		6	0			
B	0	6	0	0	II	0.6
		7	0			
B	0	8	0	0	III	0.8
B	0	8	0	0	IV	1.5
C	0	9	0			
D	0	10	0			
		11	0			
D	0	11	0	0	V	0.7
D	0	11	0	0	VI	1.1
D	0	11	0	0	VII	1.0

Tableau 25: Comparatif état projet - état actuel pour 10 ans

ETAT PROJET					ETAT ACTUEL	
SBV voirie	Temps de ressuyage voirie	SBV Promenade des Bains	Temps de ressuyage Promenade des Bains	Temps de ressuyage maximal	SBV	Temps de ressuyage
<i>id</i>	<i>min</i>	<i>id</i>	<i>min</i>	<i>min</i>	<i>id</i>	<i>min</i>
A	4.9	1	2.7	4.9	I	230.1
		2	2.7			
		3	3.2			
		4	0.5			
		5	0.3			
		6	0.4			
B	0.6	6	0.4	0.6	II	21.8
		7	0.5			
B	0.6	8	0.4	0.6	III	29.5
B	0.6	8	0.4	0.6	IV	33.2
C	0.3	9	0.2			
D	0.2	10	0.3			
		11	0			
D	0.2	11	0	0.2	V	1.4
D	0.2	11	0	0.2	VI	2.2
D	0.2	11	0	0.2	VII	2.1

Pour des périodes de retour faibles (1 et 10 ans), les eaux issues des franchissements marins présentent des temps de ressuyage globalement faibles en état projet, de l'ordre de 0 à 4,9 minutes pour l'évènement décennal, contre des valeurs nettement plus élevées en état actuel pouvant atteindre jusqu'à 230 minutes. Cette amélioration se traduit par une réduction des temps de ressuyage pouvant dépasser un facteur 40 à 100 selon les secteurs.

Ainsi, les écoulements s'évacuent rapidement et ne génèrent pas de contraintes d'exploitation significatives, ne nécessitant pas de mesures particulières telles que la fermeture temporaire de la voirie.

2.4 Conclusion de la comparaison des temps de ressuyage

Au regard des résultats obtenus, le **projet de mur d'arrière-plage ne dégrade en aucun cas l'écoulement des eaux pluviales**. Au contraire, il induit une amélioration significative des performances hydrauliques du réseau, se traduisant par une réduction marquée des temps de ressuyage et une meilleure capacité d'évacuation lors d'évènements extrêmes.

3 Impact du retour des vagues

L'évaluation de l'impact des retours de vagues ci-dessous est issue de la note technique sur l'impact du mur d'arrière-plage sur la mer, transmise à la DDTM le 21/10/2024 en annexe de la fiche PAC. Celle-ci est jointe en Annexe 1.

3.1 Connaissance scientifique du renvoi de houle

A ce jour, il n'existe pas de modèle numérique permettant la modélisation de la forme renvoi de houle en haut de plage pour apprécier l'influence des lames renvoyées sur le profil de plage.

La bibliographie scientifique traitant des ouvrages en haut de plage permettent de déterminer les zones et profondeurs d'affouillement en fonction de conditions de houle du large et des caractéristiques de la plage (pente). Ces recherches mettent en évidence qu'un mur légèrement incliné provoquera le même type d'affouillement qu'un mur vertical. Ces propos sont issus des publications suivantes :

- HRPP319_Laboratory_Tests_of_Scour_at_a_Seawall.pdf
- Nielsen-2023-design-scour-levels-for-dune-revetments-and-seawalls.pdf

A noter que les modélisations numériques de morphodynamiques (XBEACH) reproduisent correctement les phénomènes indiqués dans ces publications.

3.2 Revanche de crête

Le niveau d'eau au repos et la topographie de la plage sont les deux paramètres prépondérants pour le run-up des vagues sur la plage car ils déterminent la revanche de crête de l'ouvrage.

Pour les essais en canal du profil P1, le niveau d'eau au repos est proche voir au-dessus de l'arase de la plage affouillée. Après une forte tempête, le mur pourrait donc se retrouver en contact direct avec la mer. Compte tenu des marées, ce contact serait limité à une demi-journée tout au plus (entretien de plage post-tempête).

En condition de tempête, l'ensemble des vagues atteignant la plage déferlent et se transforment en lames d'eau qui remontent le long du profil de plage. Les lames d'eau peuvent ensuite :

- Repartir vers la mer sans atteindre le mur
- Atteindre le mur avec une faible épaisseur : une réflexion de la lame d'eau s'effectue sans que le volume d'eau soit projeté vers le haut
- Atteindre le mur avec une épaisseur moyenne : la forme renvoi de houle provoque le soulèvement de la lame d'eau et son renvoi vers le large. Cette lame d'eau retombe ensuite sur elle-même et non directement sur la plage
- Atteindre le mur avec une forte épaisseur : la forme renvoi de houle n'a pas d'effet sur la lame d'eau et on observe alors une réflexion horizontale de la lame d'eau qui peut s'accompagner d'un franchissement du mur.

3.3 Probabilité d'apparition des coups de mer

A partir de l'historique des données de houle employé pour la détermination des houles de projet, nous pouvons indiquer les pourcentages de temps pour lesquels la houle a les caractéristiques suivantes :

- Provenance comprise entre N60° et N180° (toutes mesures confondues) : 47.6% du temps
- Provenance comprise entre N60° et N180° (mois de janvier à avril) : 17.1% du temps
- Provenance comprise entre N60° et N180° (mois de janvier à avril) et hauteur significative Hs au large supérieure à 1.0m : 4.7% du temps
- Provenance comprise entre N60° et N180° (mois de janvier à avril) et hauteur significative Hs au large supérieure à 2.0m : 0.8% du temps

Les houles du large sont supérieures à 2.0m moins de 1% du temps, soit environ 3 jours dans l'année.

On peut donc considérer que des conditions de houle annuelle ou supérieures peuvent survenir une fois par an au large de plage Fréjus.

3.4 Conclusion sur l'impact du Mur d'Arrière-Plage

Les modélisations numériques d'érosion de plage prennent en compte l'influence du mur réfléchissant en haut de plage et reproduisent les phénomènes liés à la réflexion des vagues sur la structure (longueur et profondeur d'affouillement).

Lors des tempêtes, le mur pourra être en contact discontinu avec la mer (run-up et run-down des vagues). Son influence sur le profil de plage est jugé équivalent à celui d'un mur vertical. Les conditions nécessaires pour que le mur soit en contact direct avec la mer hors tempête sont jugées très faibles si un entretien post tempête est effectué.

Le mur pourra se retrouver en contact direct avec la mer pendant une forte tempête uniquement si le niveau d'eau au repos est suffisant.

L'impact des lames d'eau renvoyées par le mur projeté sur le profil de plage est difficilement quantifiable mais on peut préciser que ces lames d'eau retombent sur l'eau et non directement sur le sable, ce qui atténue leur impact. De plus, compte tenu du run-up et run-down sur le profil de plage, un lissage horizontal du profil de plage est attendu sur la durée de la tempête.

L'impact érosif de la lame d'eau renvoyée par le mur d'arrière-plage projeté est jugé de second ordre par rapport à l'affouillement lié à la présence d'un mur vertical de protection en haut de plage.

4 Modélisations complémentaires pour étudier l'impact du mur d'arrière-plage sur la réflexion des vagues

Afin de conclure sur l'impact du mur d'arrière-plage sur la réflexion des vagues, des modélisations complémentaires ont été réalisées. L'objectif est de modéliser l'état existant, soit sans mur d'arrière-plage, et l'état projeté, soit avec le mur d'arrière-plage afin de réaliser une comparaison entre les deux états. La zone d'étude se concentre autour de l'établissement de plage du Palmera, situé sur la plage de Fréjus, au niveau du boulevard d'Alger (Figure 16).



Figure 16 : Zone d'étude autour de l'établissement du Palmera Plage situé sur la plage de Fréjus

4.1 Présentation des méthodes numériques utilisées

4.1.1 Conditions de modélisation

On étudie une houle trentennale. D'après les analyses statistiques de houle et l'étude des secteurs dominants réalisées préalablement en phase études, les conditions associées à une direction de houle de direction 200°N sont retenues puisque plus impactantes pour notre secteur d'étude.

Ainsi au large, on retient les conditions suivantes pour les modélisations complémentaires :

- Période de retour : 30 ans
- Direction de provenance de la houle : 200°N
- Hauteur significative de la houle : 4.11 m
- Période pic de la houle : 12.10 s
- Niveau d'eau : +0.96 m IGN69 (dont 0.20 m d'élévation liée au changement climatique)

4.1.2 Modèle de propagation de la houle du large

Le modèle de propagation du large vers la côte construit dans la première partie des études avec TOMAWAC a été réutilisé pour propager les conditions de la houle trentennale jusqu'au site d'étude. Le modèle a été présenté en détail dans l'AVP.

La Figure 17 présente les résultats de la modélisation de la houle trentennale avec le modèle TOMAWAC. On peut ainsi voir l'emprise du modèle, dont la frontière côté large est située à environ 12.5 km de la côte et dont la largeur est d'environ 12 km.

La figure montre la hauteur significative de la houle du large vers le site d'étude. On remarque que la hauteur significative de la houle diminue à mesure qu'on entre dans la baie de Fréjus.

La houle propagée a une direction de 200°N, soit provenant du secteur Sud Sud-Ouest. Les lignes de propagation de la houle sont représentées sur la figure, montrant qu'à l'approche de la côte, la direction de propagation tend à se redresser pour avoir une houle arrivant perpendiculairement au trait de côte.

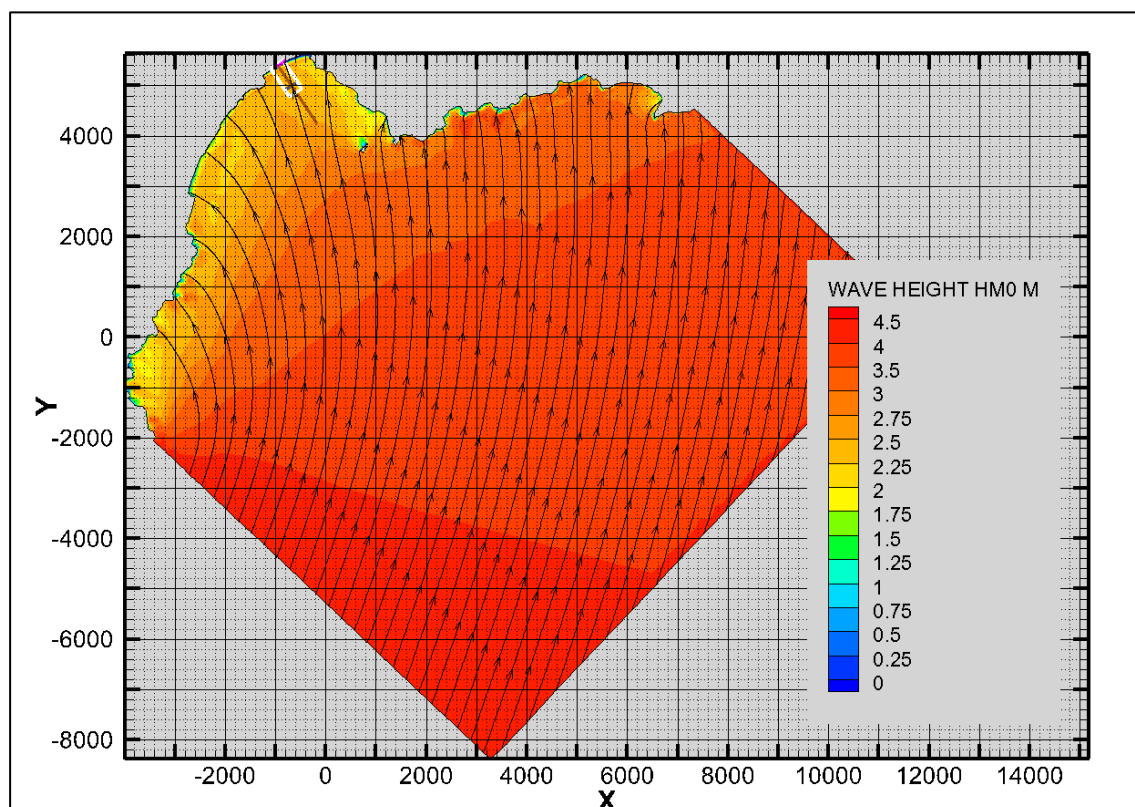


Figure 17 : Résultats du modèle TOMAWAC pour la propagation de la houle trentennale depuis le large

La Figure 18 présente un zoom des résultats du modèle de propagation de la houle sur le site d'étude. En blanc, l'emprise du modèle vague à vague est représentée, afin de situer celui-ci par rapport au modèle de propagation.

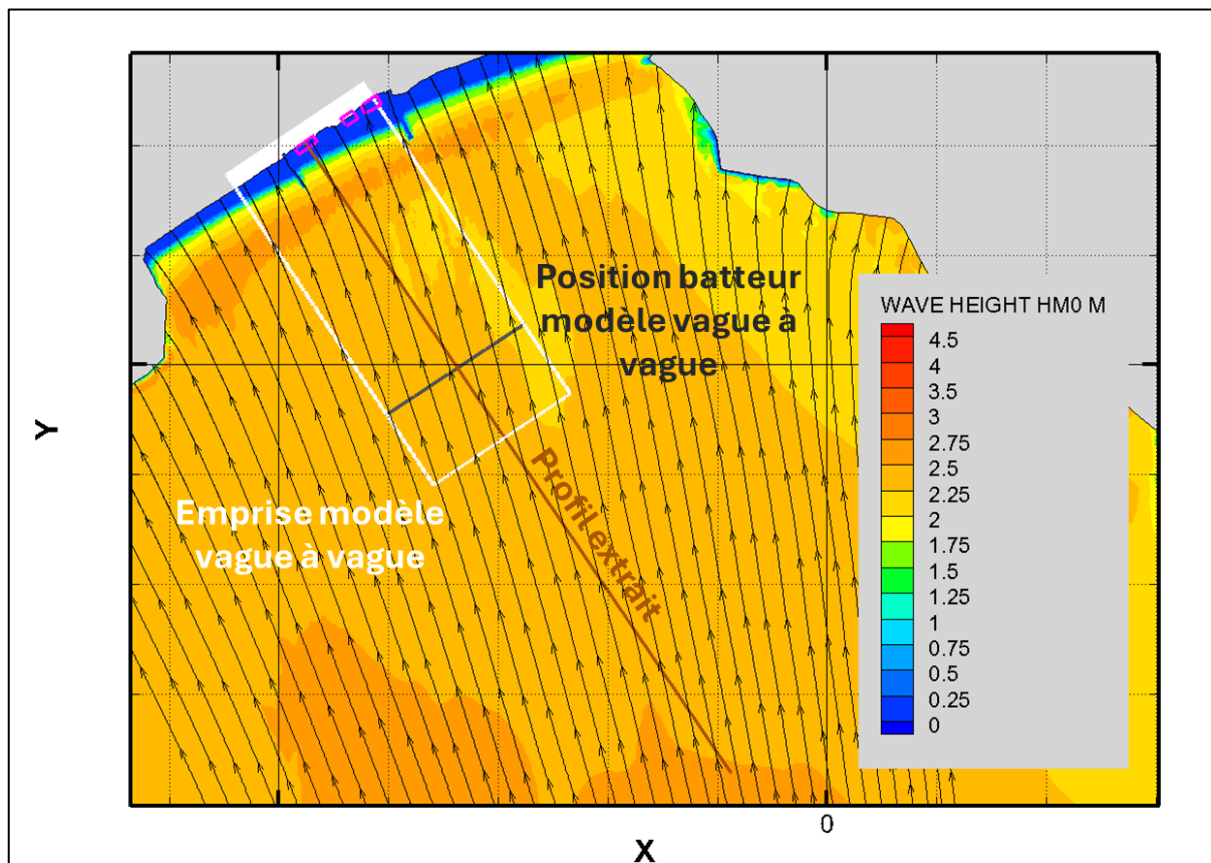


Figure 18 : Zoom sur les résultats du modèle TOMAWAC pour une houle trentennale et représentation de l'emprise du modèle local vague à vague

4.1.3 Modèle local vague à vague

Un modèle local vague à vague a été construit dans le cadre de ces modélisations complémentaires.

FUNWAVE est un outil de modélisation numérique largement utilisé en hydrodynamique côtière pour simuler la propagation des vagues de manière « vague à vague », c'est-à-dire en représentant explicitement la forme et l'évolution de chaque onde. Basé sur les équations de type Boussinesq, il permet de prendre en compte des phénomènes complexes tels que la dispersion, la réfraction, la diffraction ou encore le déferlement des vagues. Développé notamment par des chercheurs, FUNWAVE est utilisé aussi bien en recherche académique qu'en ingénierie appliquée, par exemple pour étudier l'impact des tsunamis, l'érosion du littoral ou l'interaction des vagues avec des structures côtières. Sa capacité à modéliser finement les processus non linéaires en fait un outil particulièrement adapté aux études nécessitant une haute résolution spatio-temporelle. Nous avons donc choisi l'outil FUNWAVE afin de créer un modèle local au droit de l'établissement du Palmera Plage, pour étudier la propagation et la réflexion des vagues jusqu'au mur d'arrière-plage.

L'emprise du modèle FUNWAVE est représentée à la Figure 18. Le domaine mesure 650 m de long et 300 m de large : ces dimensions permettent de représenter fidèlement la propagation des vagues jusqu'au haut de plage et les phénomènes associés. Le maillage est composé d'une grille régulière avec des cellules de 0.97 m par 1.21 m ce qui permet une précision suffisante tout en optimisant les temps de calcul.

La bathymétrie utilisée est celle provenant de Litto3D. La bathymétrie tient compte de l'émissaire et du ponton situés à l'ouest de l'établissement du Palmera, comme illustré par la Figure 19. Les contours du domaine du modèle sont tracés en noir et deux profils bathymétriques sont extraits : un profil à l'ouest du bâtiment en rose et un profil à l'est du bâtiment en marron. La position du mur d'arrière-plage est matérialisée par la ligne verte en pointillés à environ X = 660m. Ces profils sont présentés à la Figure 20 : on remarque une différence entre les deux profils de part et d'autre de l'établissement de plage, puisque la bathymétrie est légèrement plus élevée à l'ouest. Ceci pourra notamment influencer les niveaux d'eau résultants des simulations et conduire à des différences de part et d'autre du Palmera, indépendamment de la présence du mur d'arrière-plage.

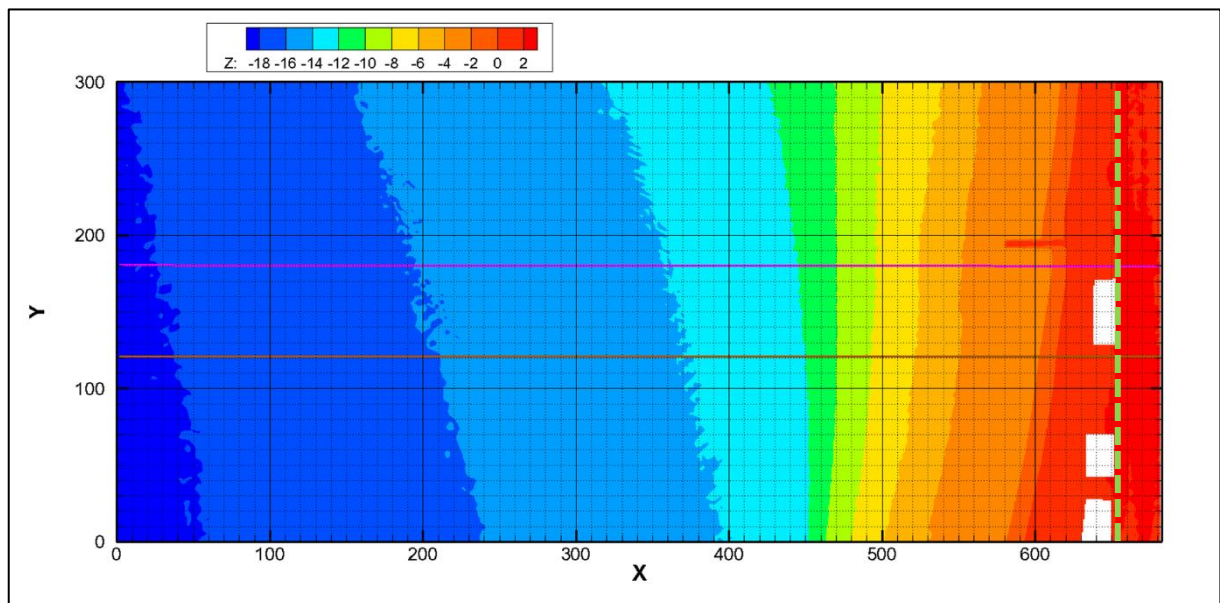


Figure 19 : Bathymétrie du modèle FUNWAVE

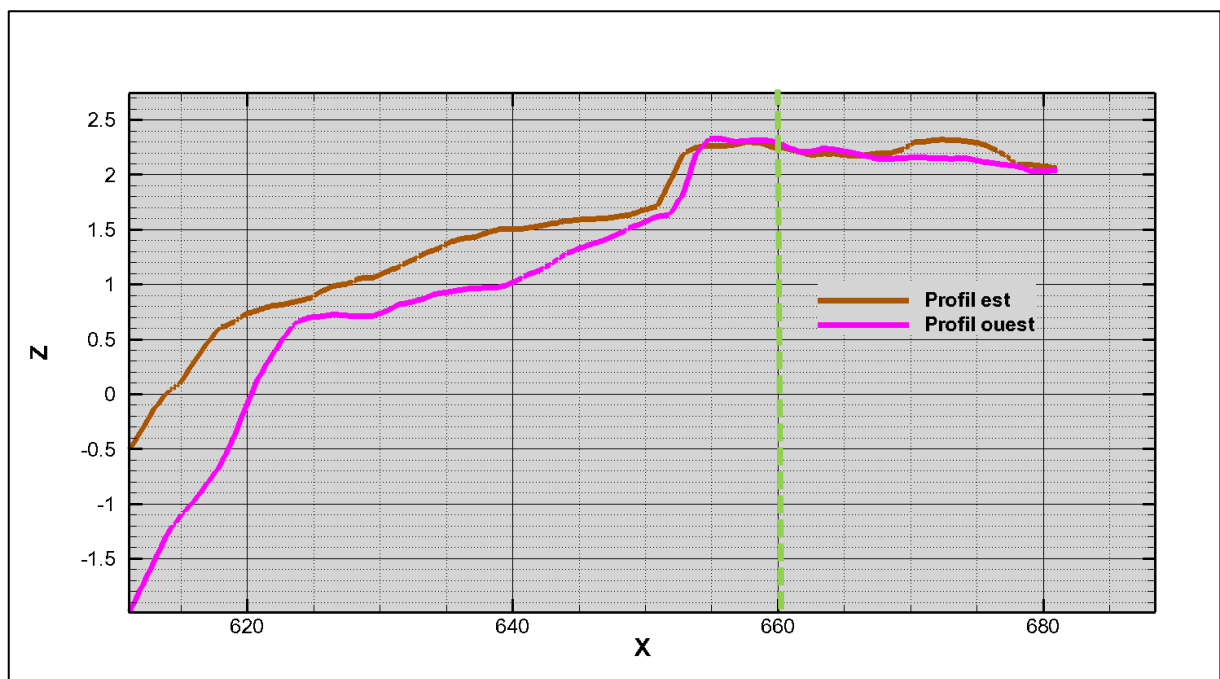


Figure 20 : Extraction de deux profils bathymétriques : un à l'ouest du Palmera Plage (en rose) et un à l'est (en marron)

Une extraction des conditions de houle sur la frontière côté large du modèle vague à vague a été réalisée à partir des résultats du modèle de propagation. On observe que les conditions sont homogènes le long de cette frontière et ainsi on retient les conditions de forçage suivantes pour le modèle vague à vague FUNWAVE :

- Période de retour : 30 ans
- Hauteur significative de la houle : 2.32 m
- Période pic de la houle : 12.05 s
- Niveau d'eau : +0.96 m IGN69 (dont 0.20 m d'élévation liée au changement climatique)

Dans les modélisations numériques, nous faisons l'hypothèse que les vagues arrivent sans incidence dans le domaine de calcul. Ce choix est cohérent avec les directions de propagation de vagues observées à l'approche du site de projet et permet de limiter les réflexions sur les bords latéraux du modèle.

Le temps de simulation est fixé à 1h. Les résultats seront analysés à partir de 300 s seulement afin de s'assurer que le modèle s'est bien initialisé.

Pour les deux cas de modélisation, avec et sans mur d'arrière-plage, on applique les mêmes séries temporelles pour le forçage du modèle afin de permettre une comparaison des résultats par la suite.

4.2 Résultats

Une fois les simulations numériques effectuées, des résultats ont été récupérés en trois points du maillage, autour de l'établissement du Palmera Plage : un point au sud, un point à l'est et un point à l'ouest (Figure 21). Ces points d'extraction placés tout autour du bâtiment d'intérêt permettent d'observer la hauteur d'eau et la composante normale de vitesse qui permettent ensuite un calcul de l'effort normal induit par les vagues sur la structure fixe. Les points est et ouest permettent notamment d'identifier l'impact de la présence du mur d'arrière-plage sur l'établissement.

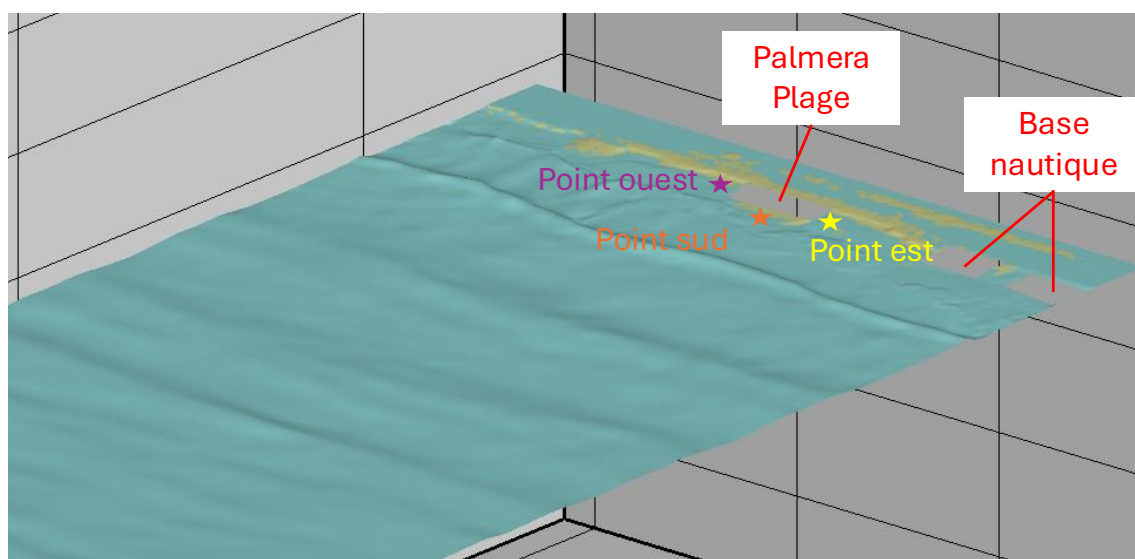


Figure 21 : Localisation des points d'extraction de résultats dans le modèle FUNWAVE

Dans le premier cas de modélisation, on considère l'état existant, soit sans mur d'arrière-plage. Le modèle décrit donc la topographie de la plage et les structures alentours comme dans l'état existant.

Les résultats pour les niveaux d'eau sont présentés à la Figure 22 pour le cas sans mur d'arrière-plage et à la Figure 23 pour le cas avec mur d'arrière-plage. On remarque que les niveaux d'eau les plus hauts sont obtenus pour le point d'observation au sud de l'établissement de plage, ce qui était attendu, avec un niveau pouvant atteindre les 3 m. En comparant les deux simulations, on peut noter que les niveaux d'eau sont globalement équivalents aux trois points avec et sans le mur d'arrière-plage. On observe quelques pics légèrement supérieurs pour le point est avec le mur d'arrière-plage, ce qui témoigne d'un effet du mur.

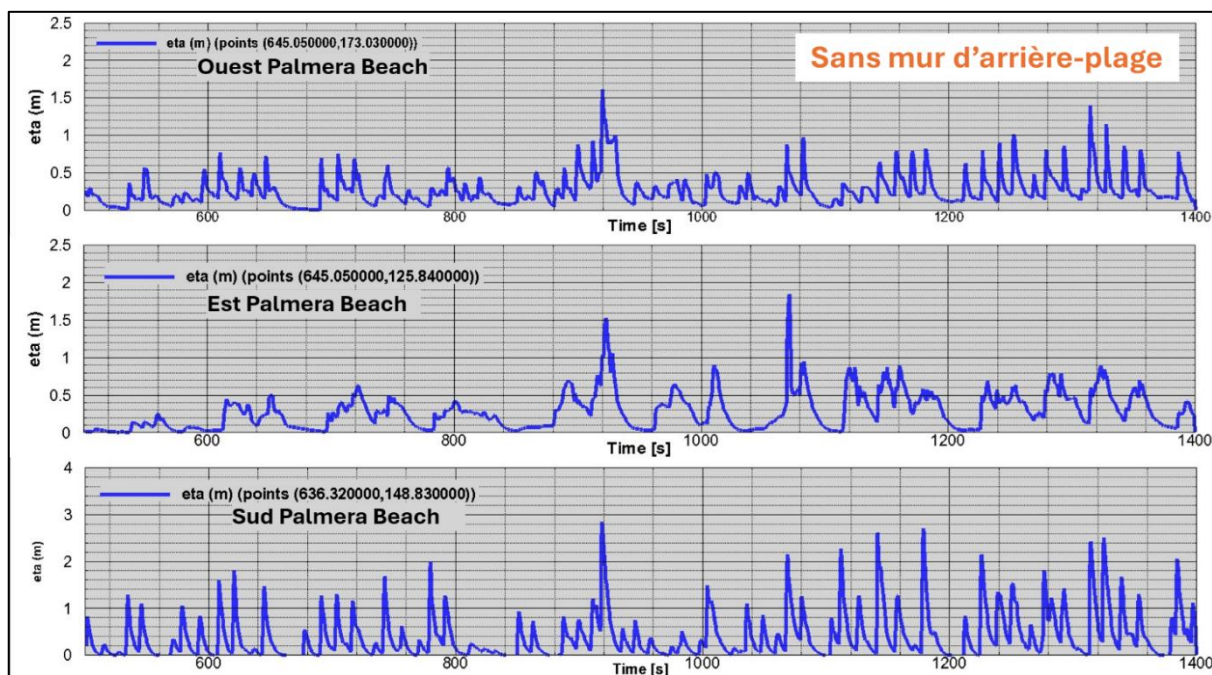


Figure 22 : Niveaux d'eau obtenus autour du Palmera sans mur d'arrière-plage

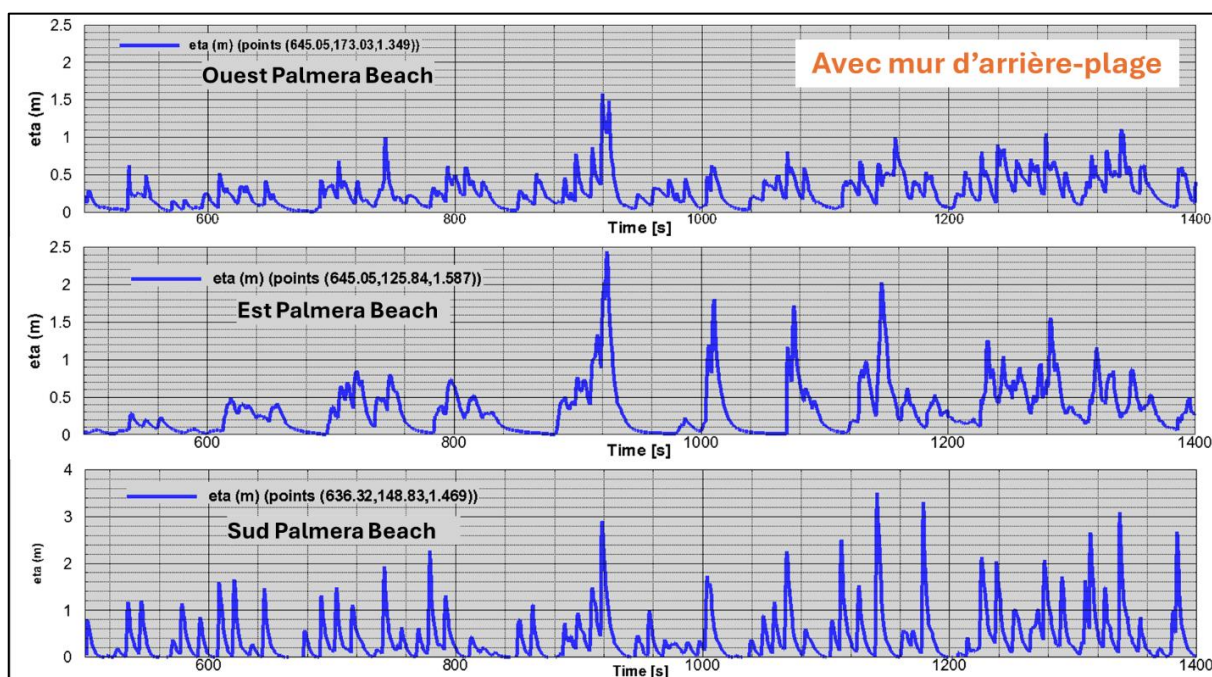


Figure 23 : Niveaux d'eau obtenus autour du Palmera avec mur d'arrière-plage

Les résultats pour la composante de vitesse normale aux faces du Palmera Plage sont présentés pour chacun des trois points d'extraction à la Figure 24 pour le cas sans mur d'arrière-plage et à la Figure 25 pour le cas avec mur d'arrière-plage. On observe en comparant les deux séries de résultats que les vitesses sont équivalentes avec et sans le mur d'arrière-plage pour le point à l'ouest et le point au sud. Pour le point à l'est, on note qu'avec le mur d'arrière-plage on obtient des vitesses plus faibles, compte-tenu de la réflexion. Les vitesses à l'est du bâtiment sont plus élevées qu'à l'ouest dans le cas sans mur d'arrière-plage : ceci peut s'expliquer par une différence d'élévation des points (environ 20 cm) ce qui entraîne des lames d'eau plus fines et plus rapides à l'est.

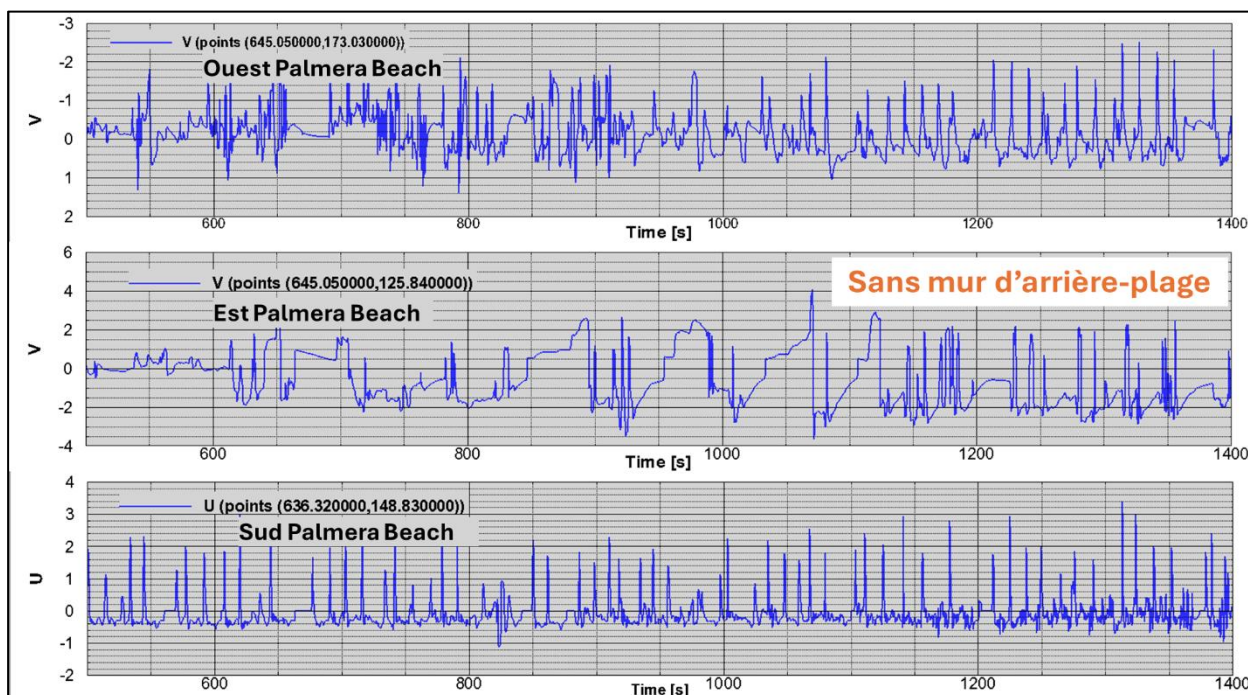


Figure 24 : Composante de vitesse normale aux faces du Palmera plage (m/s) sans mur d'arrière-plage

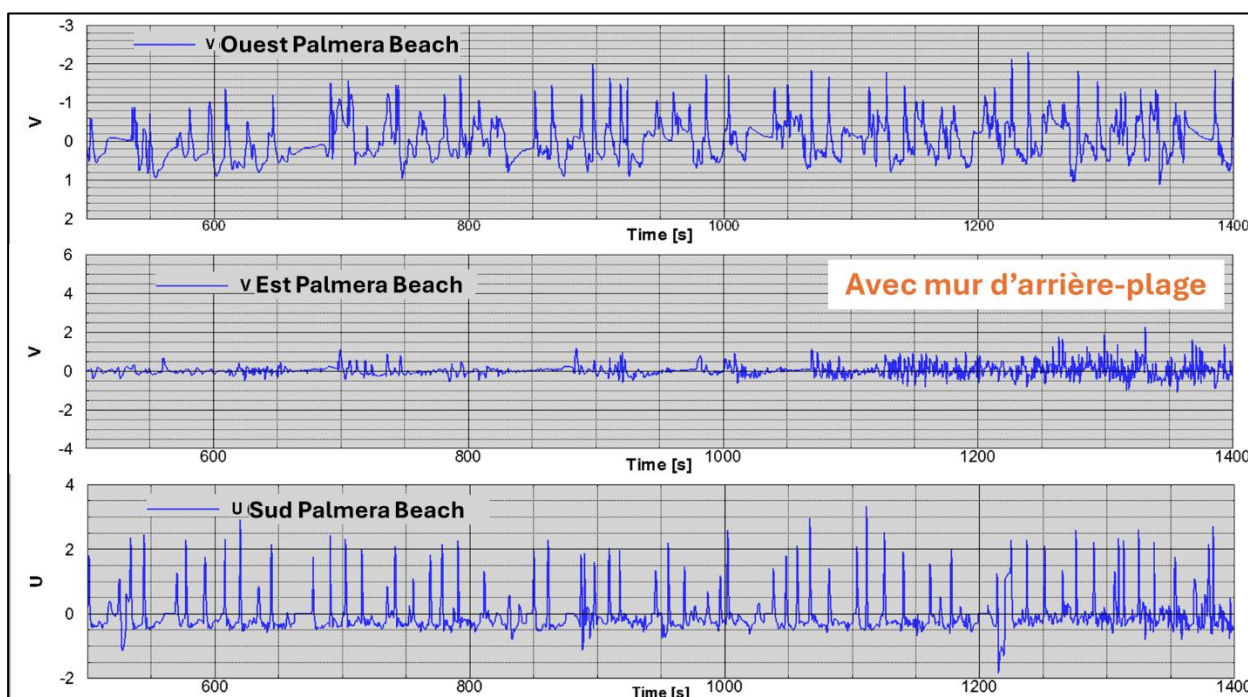


Figure 25 : Composante de vitesse normale aux faces du Palmera plage (m/s) avec mur d'arrière-plage

A partir des vitesses issues des modélisations numériques, l'effort normal aux faces de l'établissement du Palmera est calculé. Pour chacun des trois points, l'effort normal est présenté à la Figure 26 pour le cas sans mur d'arrière-plage et à la Figure 27 pour le cas avec mur d'arrière-plage. En comparant les résultats obtenus, on note que les efforts sont du même ordre de grandeur et équivalents avec et sans mur d'arrière-plage. Pour le point à l'est, les efforts sont plus faibles avec le mur d'arrière-plage puisque les vitesses sont plus faibles. Ceci indique que la présence du mur d'arrière-plage a très peu d'impact sur l'établissement du Palmera Plage.

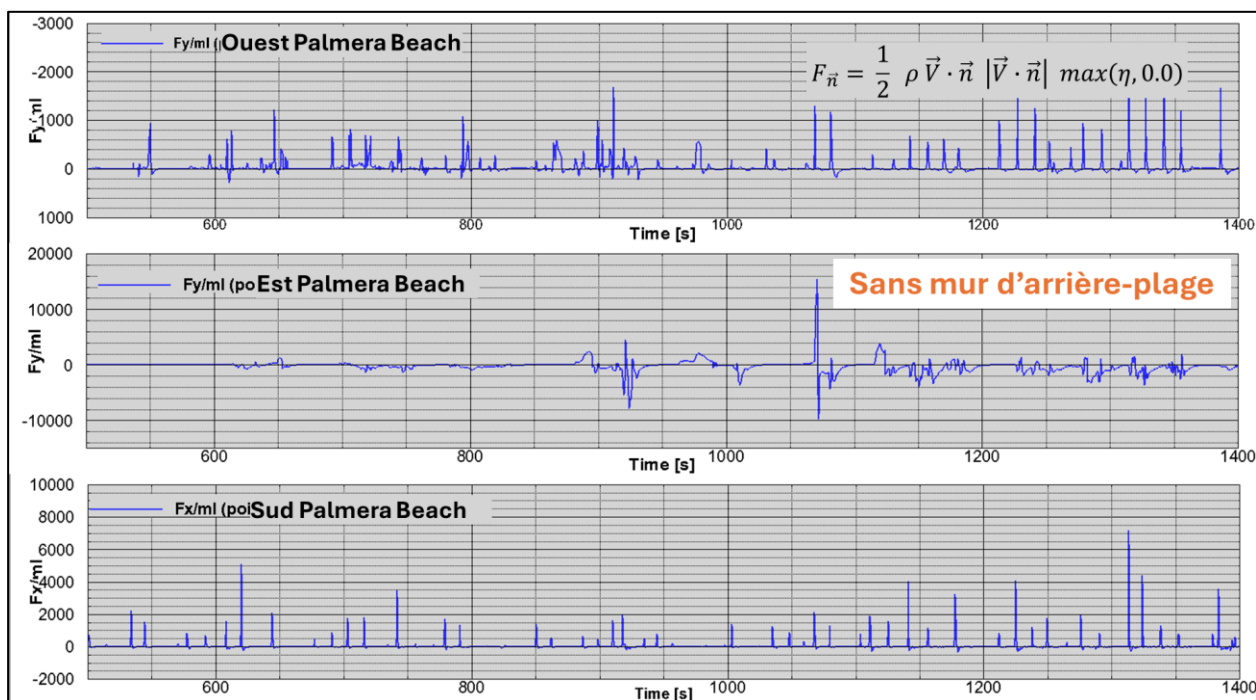


Figure 26 : Effort normal aux faces du Palmera plage sans mur d'arrière-plage

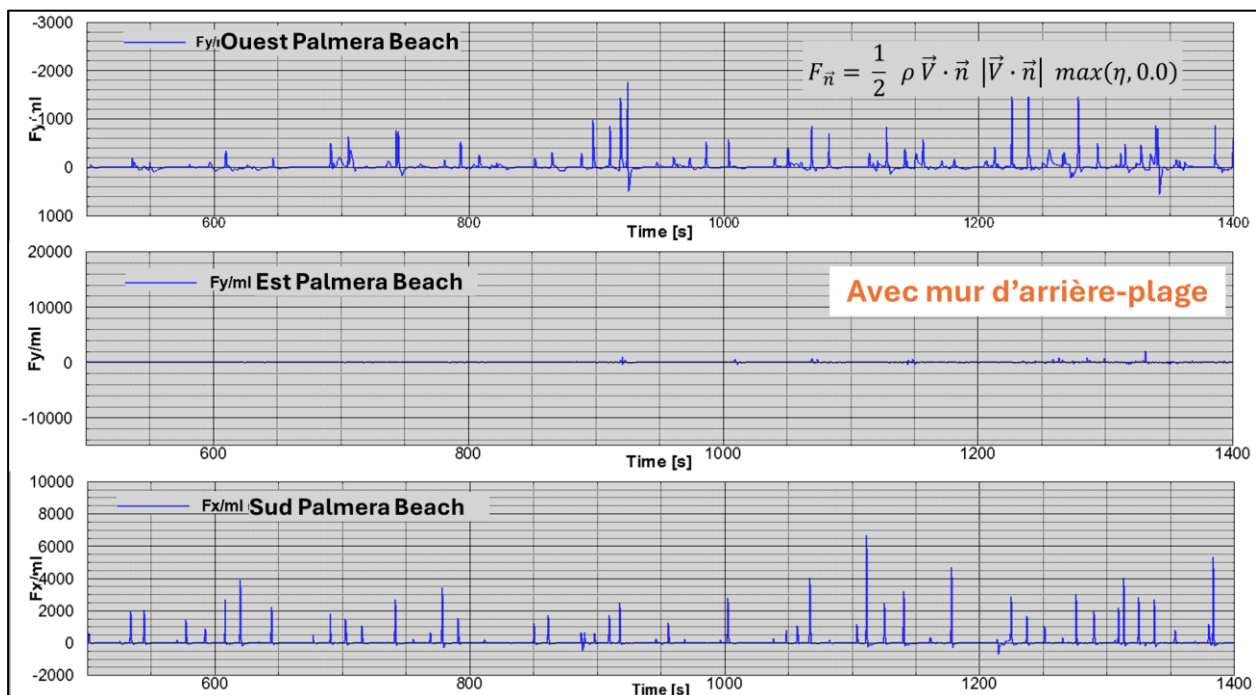


Figure 27 : Effort normal aux faces du Palmera plage avec mur d'arrière-plage

4.3 Conclusions

Les modélisations complémentaires réalisées ont permis de comparer le cas sans le mur d’arrière-plage, soit l’état existant, et le cas avec le mur d’arrière-plage.

La présence du mur va induire des hauteurs d’eau légèrement plus importantes en raison de la réflexion des vagues sur celui-ci et d’une diminution des franchissements par rapport au cas sans mur d’arrière-plage.

Cependant, les efforts au niveau de la structure sont équivalents avec et sans mur. L’étude des vitesses et le calcul de l’effort normal en trois points autour de l’établissement du Palmera Plage ont montré que le mur d’arrière-plage n’intensifiaient pas les efforts.

Ainsi on peut conclure que l’impact de la présence du mur d’arrière-plages induisant une réflexion des vagues, est faible vis-à-vis des efforts hydrodynamiques sur l’établissement du Palmera.

5 Disposition de lutte contre les intempéries en cas de submersion

5.1 Procédure en phase travaux

La procédure de mise en sécurité du chantier en cas d'alerte météorologique du groupement en charge des travaux est présentée en Annexe 2. Cette procédure a pour objet de détailler le mode opératoire de repli d'urgence du matériel terrestre et autres dispositions en cas de risque de coup de mer, submersion ou séisme exceptionnels sur le chantier des murs d'arrière-plage de Fréjus.

La méthodologie de suivi et le plan d'alerte sont présentés ci-dessous.

5.1.1 Méthodologie

5.1.1.1 Prévention passive

Dispositions prises pour minimiser ou éviter les impacts de coups de mer, submersions ou séismes :

- ❖ Ancrer au sol si possible le maximum de matériel/objets
- ❖ Lester et recouvrir les stocks et palettes de matériaux légers.

5.1.1.2 Prévention active

- ❖ Mise en place d'une astreinte chantier encadrement
- ❖ Former et informer le personnel aux risques et aux signaux permettant le repli en cas d'alerte
- ❖ Informer et former le personnel de la conduite à tenir en cas d'alerte risque naturel (lieux de rassemblement, comportement...)
- ❖ Suivi quotidien de la météo sur les sites de prévisions météorologiques suivants :
 - MARC-Iframer (référence CCAP) : Modèles Méditerranée - MARC - Modélisation et Analyse pour la Recherche Côtière (iframer.fr)
 - LAMMA: <http://www.lamma.rete.toscana.it/mare/modelli/vento-mare.php?area=Q>
- ❖ Dispositifs ou éléments de protection adaptés (enrochements, lests, bâches, ...) disponibles sur chantier.
- ❖ Dès que le seuil d'alerte est confirmé, évacuation des bennes de déchets afin d'éviter toute dispersion dans l'environnement.

5.1.1.3 Définition du seuil d'alerte

En cas d'avis de tempête par le biais de l'alerte météo France, et de risque de houle susceptible de submerger les ouvrages en place, le repli d'urgence sera mis en place.

5.1.2 Plan d'alerte

Le repli d'urgence sera effectué dans un délai de 48h maximum :

- ❖ En cas de prévision d’alerte météo, l’encadrement de chantier en fera part au personnel de chantier le matin au démarrage de chantier. L’évolution des prévisions des conditions météo sera suivie par l’encadrement de chantier.
- ❖ L’alerte sera communiquée sur site au personnel, encadrement et aux intervenants extérieurs. Cette même alerte sera signalée aux Maitrise d’Œuvre et d’Ouvrage du chantier.
- ❖ Une fois l’alerte donnée, chaque responsable veillera à ce que les consignes de mise en sécurité ci-dessous soient respectées et anticipées :
 - Arrêt du chantier
 - Réalisation d’un merlon de protection en sable sur les tronçons ouverts. Pour rappel, lors de la réalisation des travaux, les tronçons ouverts seront limités à 30 ml
 - Evacuation de l’ensemble du matériel et engins terrestres présents sur la plage et mise en sécurité
 - Une fois le personnel, matériel et divers mis en sécurité, le service d’astreinte sera mobilisé et le chantier évacué
 - Une fois l’épisode météorologique anormal passé, la direction de chantier signifiera et informera le personnel, les MOE et MOA de la reprise possible des travaux
 - Un constat sera effectué des éventuels dommages et toutes les mesures et contrôles avant reprise des travaux seront mis en œuvre.

5.2 Dispositions du Plan Communal de Sauvegarde

Le risque de submersion marine est pris en compte dans le Plan Communal de Sauvegarde, avec des mesures précises, notamment :

- ❖ La fermeture de la voie sud par des blocs bétons et barrières afin d'interdire la circulation aux piétons et véhicules
- ❖ L’information à la population par le biais des réseaux sociaux et par le logiciel Télé-Alerte et éventuellement le FR-ALERTE
- ❖ Par mesure de prévention, l’interdiction d'accès au public à tous les établissements de plage.

Suite à l’aménagement de la promenade des bains, la voie piétonne ainsi que la voie douce seront interdites à la circulation en cas de risque de vague de submersion.

La réécriture du document du PCS sera réalisée à la fin des travaux.

6 Barbacanes projetées

Le mur comportera des barbacanes en tête, au niveau du trottoir. Ces éléments permettront d'évacuer les eaux stagnantes sur le trottoir vers la plage. Les barbacanes projetées seront **en acier inoxydable**, de **diamètre utile 100mm** et **disposées tous les 2m** de linéaire de mur. Celles-ci seront **prévues à la préfabrication des éléments de mur**.

En complément des barbacanes, un drain sera installé en pied de voile, coté remblai, afin de réduire le gradient hydraulique amont/aval du voile des murs.

Les coups type des murs validés pour l'exécution, avec position des barbacanes sont les suivants :

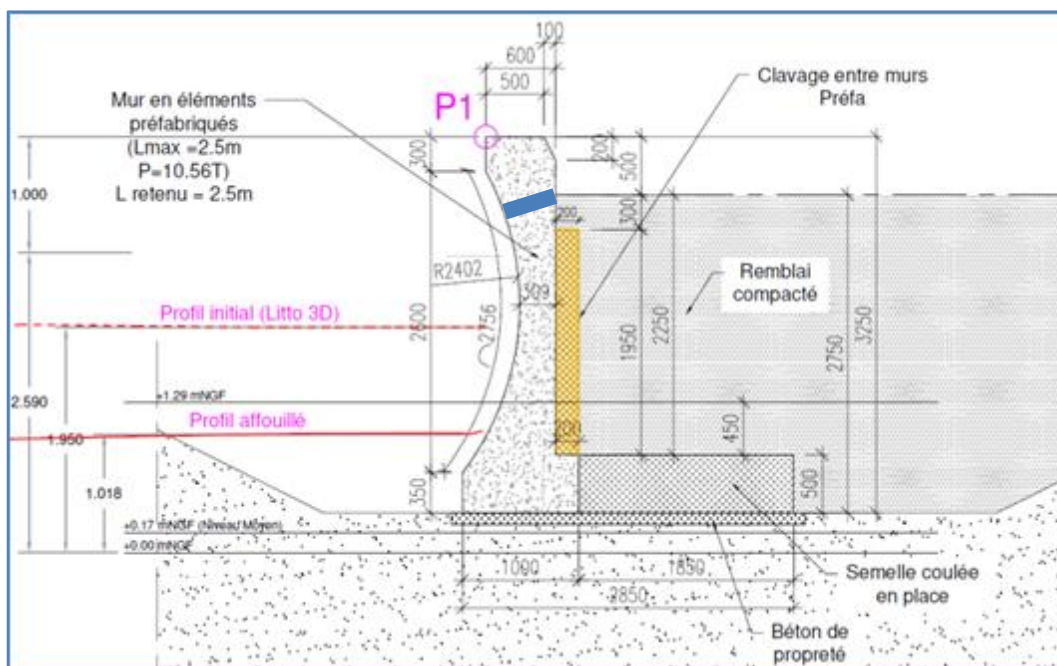


Figure 28: Coupe type des murs M3 (après études EXE, barbacanes en bleu)

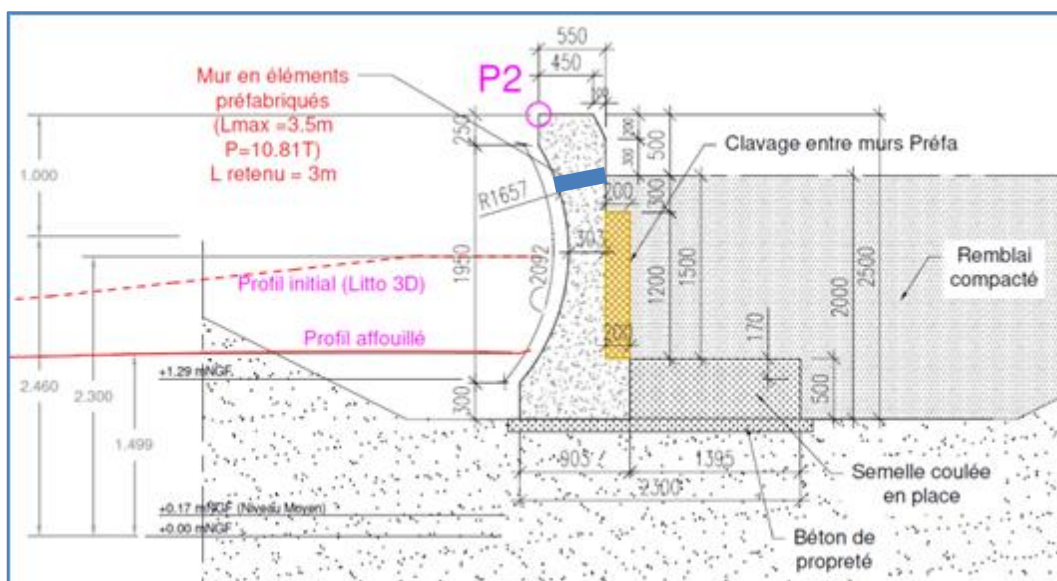


Figure 29: Coupe type des murs M2 (après études EXE, barbacanes en bleu)

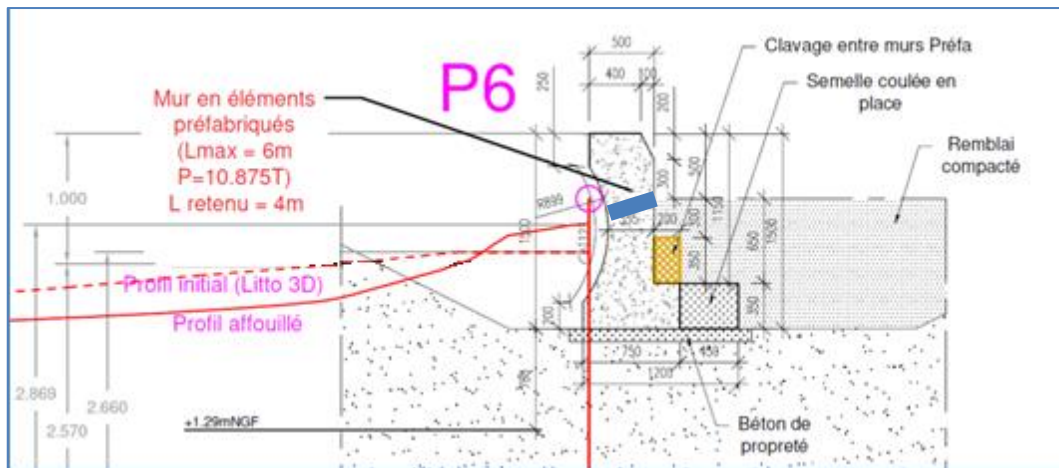


Figure 30: Coupe type des murs M1 (après études EXE, barbacanes en bleu)

Pour rappel, les éléments préfabriqués de murs seront tous placés 60 cm en retrait par rapport à la limite actuelle du transfert de gestion du DPM.

Un **entretien régulier** des barbacanes devra être prévu pour garantir l'évacuation des eaux.

7 Conclusion générale

Cet addendum a permis de comparer les état actuel et état projeté en termes d’écoulements des eaux et de démontrer ainsi l’impact positif du projet sur le franchissement et l’évacuation des eaux.

En cas de tempête exceptionnelle, la réflexion des vagues sur le mur est prise en compte pour le dimensionnement au travers des simulations d’érosion de plage. L’étude a été complétée par la mesure des efforts s’appliquant sur le mur et la mesure des volumes de franchissement associés à différentes périodes de retour lors des essais en canal à houle.

Les simulations numériques complémentaires réalisées avec la houle trentennale modifient le comportement des lames d’eau sur la plage sans augmenter les efforts hydrodynamiques sur la structure fixe de l’établissement de plage.

En phase construction, toutes les mesures seront prises par l’entreprise titulaire pour mettre en sécurité le chantier en cas d’alerte météo.

En phase aménagée, les barbacanes installées en tête de mur permettront la bonne évacuation des eaux accumulées sur le trottoir.

ANNEXES

- Annexe 1 : A2145-1746_MurArrierePlage_Note-ImpactMur_v0.pdf
- Annexe 2 : GPT-Fréjus -PEX-303-A-Procédure de mise en sécurité en cas d'alerte.pdf