

**STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA FINALIZZATO ALL'AMPLIAMENTO
DEL PORTO IN LOCALITÀ "MARANA" - GOLFO DI MARINELLA
(COMUNE DI GOLFO ARANCI)**

LOTTO FUNZIONALE 1



ALL. A - STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

PROGETTAZIONE:



TEC MED INGEGNERIA S.r.l.

sede legale:

Via Marche, 22

09127 CAGLIARI

tel./fax. +39 070 480309

mail: info@tecmedingegneria.it

COMMESSA TEC049/2016

PROGETTISTI:

dott. ing. Giovanni OGGIANO

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI CAGLIARI N. 4898

dott. ing. Stefano PONTI

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI CAGLIARI N. 4899

dott. ing. Maurizio SASSU

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI CAGLIARI N. 5984

dott. geol. Giacomo DEIANA

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA N. 655

Cagliari, 28 gennaio 2020

NOTA: Il presente documento ed ogni elemento che lo compone è di proprietà esclusiva della TEC MED S.r.l.. È vietato ogni suo utilizzo senza autorizzazione scritta da parte della TEC MED S.r.l., è vietata la riproduzione, anche parziale, dei testi e delle immagini in esso contenuti.

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	DESCRIZIONE DEI LUOGHI E SCENARIO DI INTERVENTO.....	4
3.	DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI LOTTO FUNZIONALE 1.....	7
4.	ANALISI IDROLOGICA.....	8
5.	CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO	15
5.1	Stima del coefficiente di deflusso	16
5.2	Stima del tempo di corrivazione del bacino	16
5.3	Stima dell'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione	19
6.	STUDIO IDRAULICO.....	20
6.1	Il modello idraulico	20
6.2	Verifica del tratto di immissione in curva del rio Nodu Mannu nel rio Marana.....	21
6.3	Risultati ed analisi	25
7.	COMPATIBILITÀ E AMMISSIBILITÀ.....	27
8.	ALLEGATI.....	28

1. PREMESSA

Il presente studio fa seguito alla proposta della società Yachting Club Marana S.r.l., la quale ha richiesto, alle autorità competenti, la suddivisione in due lotti distinti del progetto denominato “Opere di mitigazione previste per l'ampliamento del porto in località "Marana" - Golfo di Marinella”. Nello specifico il **lotto funzionale 1** riguarda la modifica del reticolo idrografico in corrispondenza del Rio Nodu ed è finalizzato al perseguimento delle condizioni di compatibilità delle opere portuali; il **lotto funzionale 2** riguarda essenzialmente la messa a norma del laghetto artificiale nel quale confluiscono il Rio Perruma e Il Rio Marana; il primo lotto è dunque specificatamente finalizzato alla definizione delle condizioni di compatibilità idraulica dell'ampliamento del bacino portuale, e il secondo ha essenzialmente l'obiettivo della mitigazione di criticità idrauliche presenti del territorio limitrofo, al di fuori dell'area di intervento.

In data 12.11.2019, l'Agenzia regionale del Distretto Idrografico della Sardegna (con Prot. n. 10750) ha dato il “parere favorevole all'impostazione e la fattibilità del progetto generale e la sua suddivisione in due stralci funzionali”.

In questa fase si vuole procedere con lo studio di compatibilità idraulica del lotto funzionale 1.

2. DESCRIZIONE DEI LUOGHI E SCENARIO DI INTERVENTO

Attualmente, ad ovest del porto esistente confluiscono a circa 180 m dalla spiaggia i Rii Su Laccu e Tongu, nonché il Rio Nodu Mannu ed i Rii Perruma, Nostra Signora e Marana. Gli ultimi tre convergono, a monte, in un invaso artificiale a sud est del porto che, tramite uno scatolare in calcestruzzo e un tratto di canale naturale in terra, scarica le sue acque sul bacino artificiale realizzato al fine di consentire l'ampliamento portuale.

La configurazione di progetto prevede la suddivisione in due lotti funzionali distinti, come descritti in premessa, che dovranno seguire procedure separate, sia in termini progettuali che dal punto di vista amministrativo.

Il Rio Nodu si trova a valle della confluenza con i Rii citati precedentemente e sfocia nel bacino artificiale per poi confluire nei Rii Tongu e Su Laccu. In questa fase, relativa al lotto funzionale 1, si prevede la deviazione del corso del torrente per aggirare la darsena in progetto attraverso un canale. La messa a norma dell'invaso artificiale a monte degli interventi del lotto 1, che non interferisce con la definizione della compatibilità idraulica degli interventi strettamente necessari per ampliamento del bacino portuale, sarà di competenza dell'amministrazione comunale che ne detiene la proprietà. Pur rispettando l'esigenza della suddivisione in lotti distinti, nella definizione degli interventi del lotto 1 si è tenuto conto delle implicazioni legate al futuro possibile sviluppo degli elementi previsti nel lotto 2. Pertanto, in previsione della futura messa in sicurezza dell'invaso, e in aggiunta alla deviazione del tracciato del reticolo idrografico (Figura 2), nel lotto 1 è stato inserito anche il collegamento tra l'attuale canale di guardia proveniente dallo scatolare del laghetto e il Rio Nodu, che dovrà tener conto delle portate provenienti dal Rio Marana. Tale collegamento, previsto nel lotto 1, sarà sviluppato in dettaglio nelle successive fasi progettuali senza tener conto, a favore di sicurezza, degli effetti positivi riconducibili alla laminazione effettuata dall'invaso.

In sintesi, quanto previsto nel presente lotto funzionale 1 corrisponde a quanto esaminato in sede di Valutazione di Impatto Ambientale relativamente alle opere di mitigazione idraulica, mentre nel lotto funzionale 2 si introdurrà in aggiunta la sola messa in sicurezza dell'invaso, che potrà essere messa in atto seguendo diverse alternative, alcune delle quali delineate preliminarmente nello studio di massima, per il quale l'Agenzia regionale del Distretto Idrografico della Sardegna ha dato parere preliminare favorevole, e che dovranno essere valutate e definite nel dettaglio in una seconda fase progettuale.

Con Deliberazione n.3 del 20/06/2015 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino, è stato approvato lo "Studio di compatibilità idraulica, geologica e geotecnica ai sensi dell'art. 8 comma 2

delle Norme di Attuazione del PAI, relativo al procedimento di adozione del Piano Urbanistico Comunale di Golfo Aranci”, nel quale in allegato (tav. R.20) è presente la “carta di pericolosità del rischio geologico e idraulico” del quale se ne riporta lo stralcio della zona interessata dall’ampliamento del porto (Figura 3). Dalla carta si evince che le zone interessate dall’ampliamento portuale si trovano in zona Hi 4 (Pericolosità idraulica molto elevata – Tempo di ritorno 50 anni).

Risulta perciò necessario uno studio idraulico per la stima delle portate che defluiscono nei torrenti, sia per valutare la sistemazione da proporre dal punto di vista prettamente idraulico e prevedere opere di mitigazione che escludano le aree interessate dall’ampliamento portuale dalle zone a rischio esondazione, sia per una valutazione comparativa tra stato attuale e di progetto. Infine, come già scritto, la modifica del Rio Nodu terrà conto di eventuali future modifiche ai rii Perruma, Marana e Nostra Signora e quindi il dimensionamento del canale è effettuato in modo tale da poter accogliere per intero le portate di tali rii.

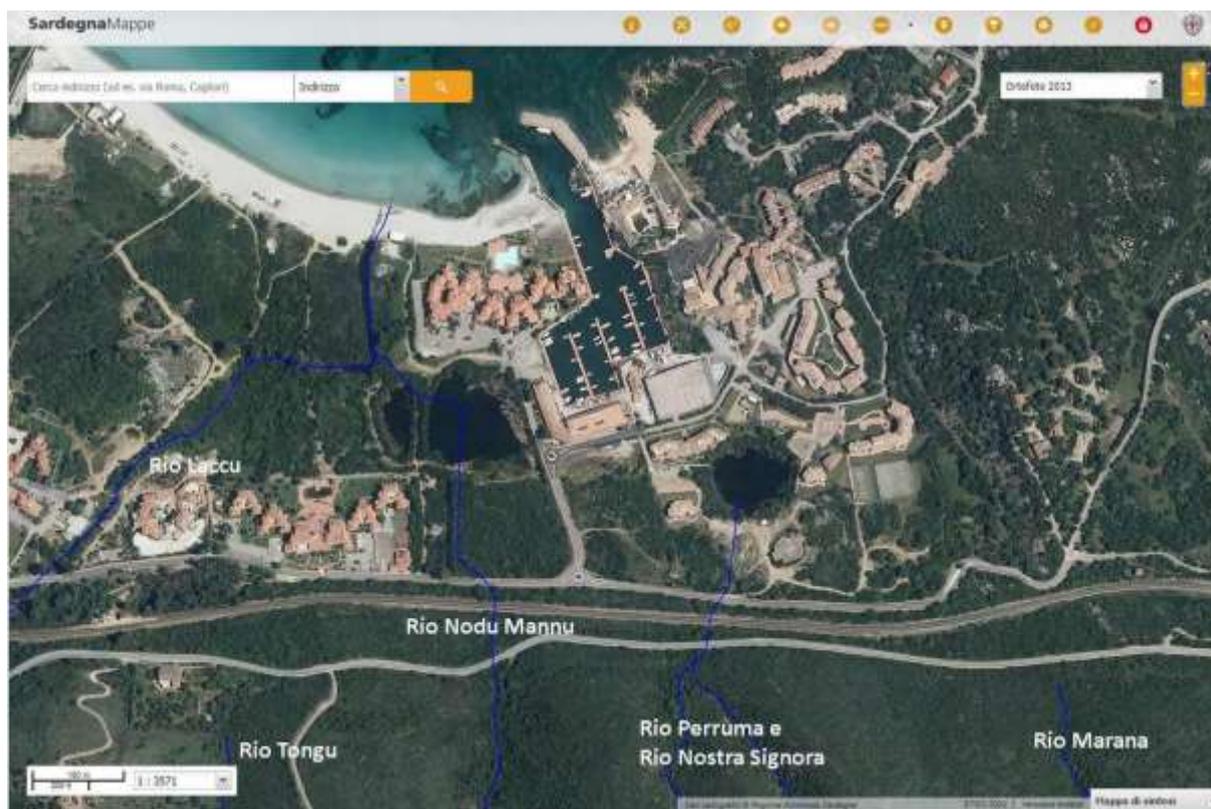


Figura 1 - Reticolo idrografico attuale (da Sardegna Geoportale)

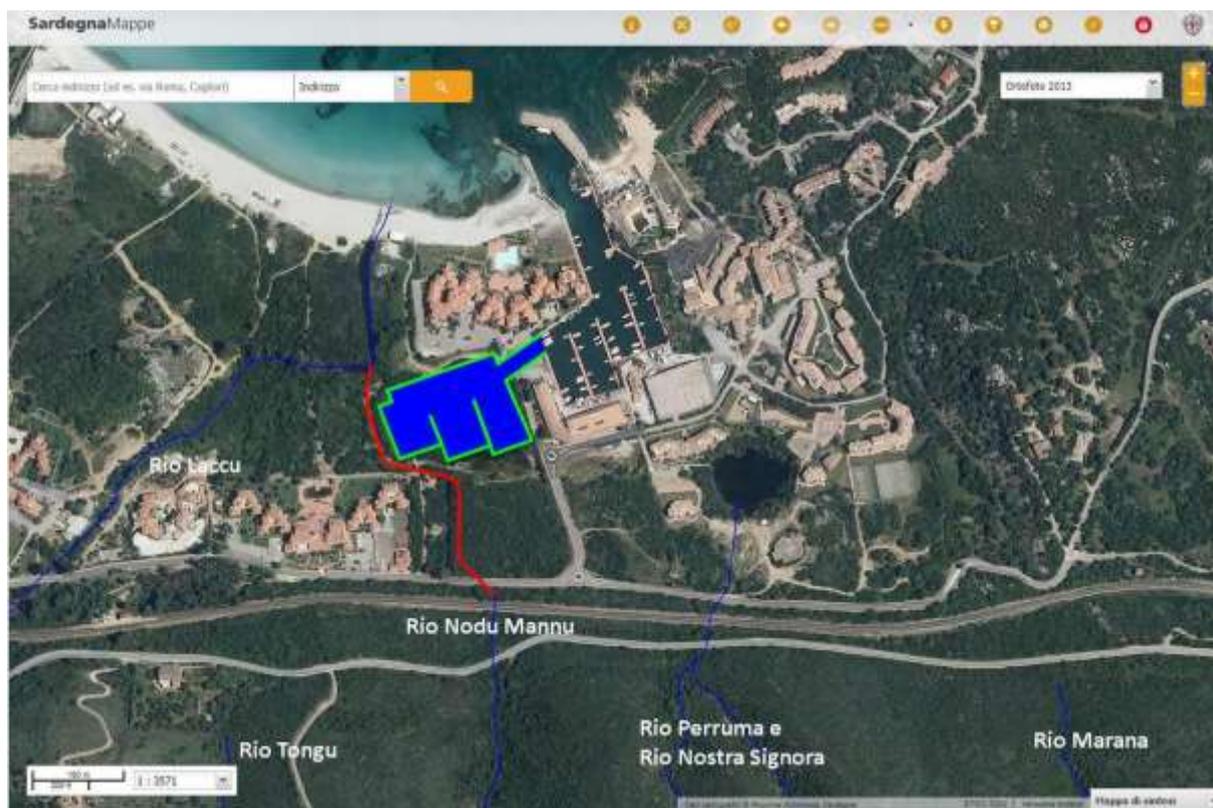


Figura 2 - Modifica al reticolo idrografico attuale (in rosso) - LOTTO FUNZIONALE 1

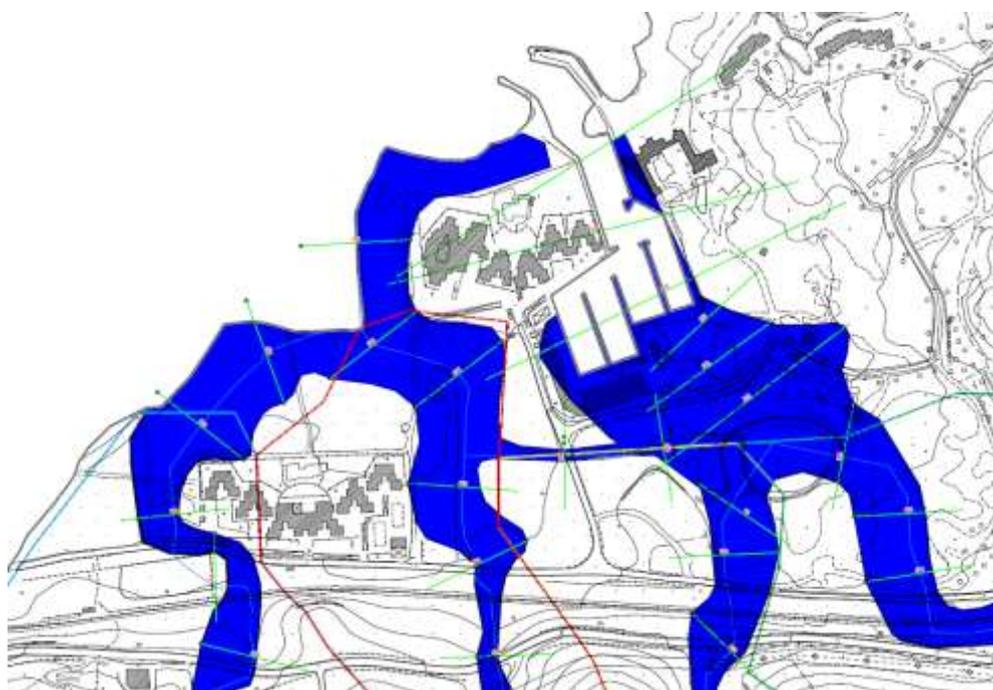


Figura 3 – Stralcio della tavola R.20 “Carta di pericolosità e rischio geologico e idraulico” approvata il 20/06/2015 dal Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino

3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI LOTTO FUNZIONALE 1

Il lotto funzionale 1 riguarda la zona interessata dall'ampliamento della darsena portuale. Le opere previste in progetto sono state approvate con procedura di Valutazione di Impatto Ambientale a livello regionale, attualmente scaduta, e sono in fase di approvazione con medesima procedura a livello ministeriale. Attualmente il reticolo idrografico del Rio Nodu interseca la darsena portuale, già parzialmente realizzata. Nel progetto si prevede la modifica del reticolo idrografico in maniera tale da permettere al Rio Nodu di aggirare la darsena portuale e sfociare nel Rio Laccu (vedi Figura 2). La modifica del tracciato del reticolo idrografico prevede che il Rio Nodu venga posto nelle condizioni di non esondare, e quindi si provvederà alla definizione e realizzazione di adeguate sezioni e arginature/muri spondali in grado di far defluire la portata nel rispetto del franco idraulico secondo le Norme di Attuazione del PAI approvate con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 1 del 03/10/2019. Allo stesso tempo verrà anche adeguato l'attraversamento stradale, che risulta notevolmente sottodimensionato.

È inoltre previsto un canale che raccoglierà le acque provenienti dal Rio Marana, come avveniva precedentemente alla parziale realizzazione dell'ampliamento portuale, che sarà dimensionato in modo tale da poter accogliere le portate provenienti dall'invaso artificiale che si trova a monte.

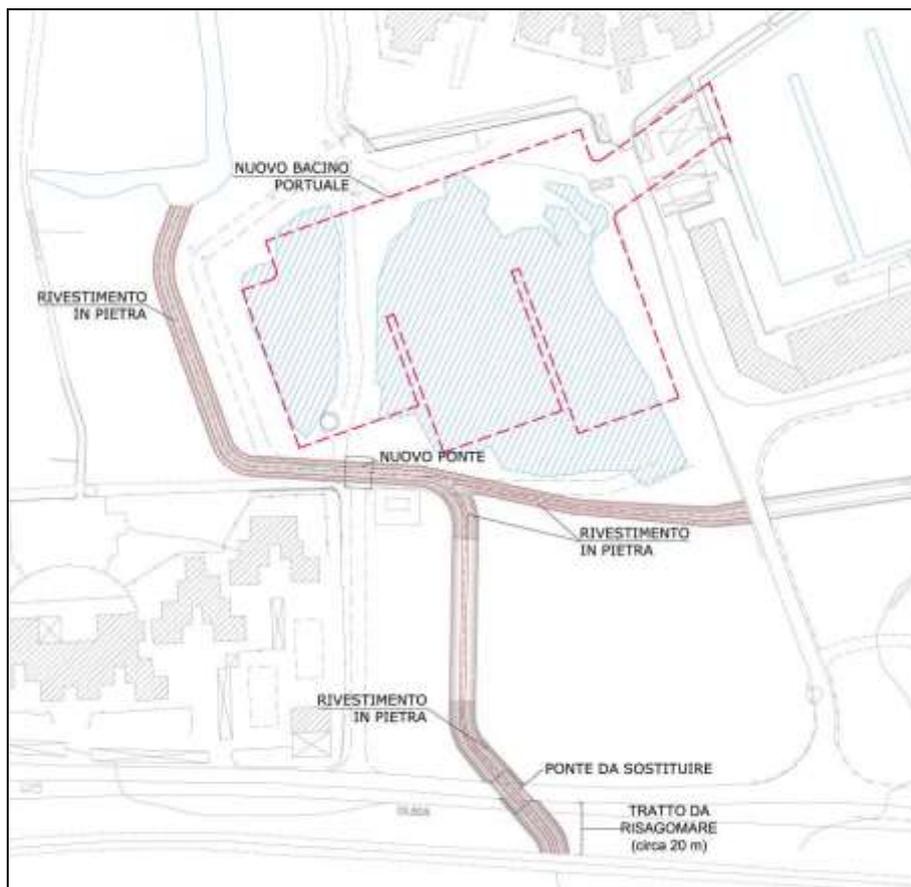


Figura 4 – Elementi di massima del progetto del lotto funzionale 1

4. ANALISI IDROLOGICA

Le analisi idrologiche sono state condotte per l'intera zona oggetto dello studio, ossia per entrambi i lotti funzionali.

L'analisi della piogge estreme è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo VAPI.

Il progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia (Calenda et al., 1994; Cannarozzo et al., 1993; Cao et al., 1991; Claps e Fiorentino 1998; Copertino e Fiorentino, 1994; De Michele e Rosso, 1999; Rossi e Villani, 1994; Versace et al., 1989; Villi e Bacchi, 1999) è stato realizzato dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche GNDCI con l'obiettivo di uniformare, sull'intero territorio nazionale, la procedura per la valutazione delle massime portate al colmo di piena corrispondenti ad assegnati periodi di ritorno.

I risultati del VAPI sono stati analizzati per creare un'unica matrice di dati e di parametri allo scopo di ottenere una singola mappa delle altezze di precipitazione puntuali osservate su tutto il territorio italiano. Per stimare il rischio idrogeologico si ricorre all'analisi di frequenza usando tecniche di regionalizzazione. L'ipotesi di base è quella di considerare che la variabile idrologica, analizzata in

differenti siti all'interno di un'area omogenea, sia descritta da un'unica distribuzione statistica riscalata con un valore atteso.

Nel progetto VAPI l'identificazione delle zone e delle sottozone omogenee viene effettuata facendo riferimento ai massimi annuali di precipitazione, rilevati dalle stazioni pluviometriche, per durate da 1 a 24 ore che costituiscono l'informazione idrologica più diffusamente disponibile sul territorio italiano, in termini di densità spaziale di stazioni di misura e di numerosità campionaria delle serie storiche. La definizione delle regioni climatologicamente o fisicamente omogenee è necessaria per poter applicare le metodologie di regionalizzazione dette flood index method.

Il modello probabilistico adottato (TCEV) rappresenta la distribuzione di probabilità del valore massimo di due variabili distribuite secondo la legge di Gumbel ed è pertanto atto a fornire la stima della probabilità corrispondente ad un determinato evento estremo, sia che esso provenga dalla popolazione statistica degli eventi ordinari sia che esso provenga da quella degli eventi straordinari.

La TCEV è adatta a rappresentare le caratteristiche climatiche del territorio italiano grazie alla sua capacità di modellare l'effetto di separazione dovuto all'esistenza di due tipi di eventi meteorici produttori delle piene. Il tempo T di ritorno può essere espresso attraverso questa distribuzione come funzione della variabile di pioggia k:

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\Theta} e^{-\eta k / \theta_*}\right)}$$

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata all'interno di ciascuna sottozona omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione tra periodo di ritorno T ed il valore del coefficiente di crescita K_T , definito dal rapporto fra la precipitazione di assegnato tempo di ritorno e la pioggia indice. Nella tabella seguente sono riportati i parametri dell'equazione per le piogge giornaliere ottenuti per le differenti sottozone omogenee identificate in Sardegna e riportate in Figura 5.

Tabella 1 – Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge giornaliere in Sardegna

Pioggie giornaliere	SZO 1	$\Lambda_1 = 74.50$	$\eta = 5.856$
$\theta_* = 2.207$	SZO 2	$\Lambda_1 = 21.20$	$\eta = 4.599$
$\Lambda_* = 0.5717$	SZO 3	$\Lambda_1 = 6.68$	$\eta = 3.444$

Allo scopo di semplificare l'applicazione del modello, sono state ricavate tre espressioni esplicite di K_T in funzione del logaritmo decimale del tempo di ritorno T dell'evento, espresso in anni. Dette relazioni, valide per tempi di ritorno compresi tra 2 e 1000 anni, risultano:

$$1^\circ \text{ SZO } K_T = 0.69319 + 0.72015 \text{ Log } T + 3.1364 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

$$2^\circ \text{ SZO } K_T = 0.60937 + 0.91699 \text{ Log } T + 3.9932 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

$$3^\circ \text{ SZO } K_T = 0.47839 + 1.2245 \text{ Log } T + 5.3321 \cdot 10^{-2} (\text{Log}T)^2$$

Nell'analisi delle piogge brevi ed intense sono state adottate le medesime procedure di stima dei parametri e di verifica dei valori ottenuti, già impiegate per le piogge giornaliere. Per i parametri incogniti, data la loro stretta dipendenza dalla durata dell'evento, il metodo propone i valori riportati in Tabella 2, ottenuti con l'algoritmo di massima verosimiglianza e regolarizzati al variare della durata.

Tabella 2 – Parametri statistici dei massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata

durata	Λ^*	θ^*	Λ_1		
			1 ^a SZO	2 ^a SZO	3 ^a SZO
30'	0.5717	1.402	12.88	11.78	10.35
45'	0.5717	1.805	17.80	15.11	13.20
60'	0.5717	2.207	26.55	20.85	16.55
3 ore	0.5717	2.207	31.06	27.40	15.31
6 ore	0.5717	2.207	47.39	29.16	12.94
12 ore	0.5717	2.207	45.85	31.57	10.17
24 ore	0.5717	2.207	56.29	27.12	8.07

Anche per le piogge brevi ed intense sono state ricavate delle espressioni approssimate di K_T in funzione della durata d e del tempo di ritorno T . Tale semplificazione ha imposto l'adozione di due differenti espressioni monomie valide rispettivamente per durate inferiori e superiori all'ora:

$$K_T = a_2' d^{112'} \quad \text{per } d \leq 1 \text{ ora}$$

$$K_T = a_2'' d^{112''} \quad \text{per } d \geq 1 \text{ ora}$$



Figura 5 – Sotto-Zone Omogenee per le piogge brevi ed intense in Sardegna.

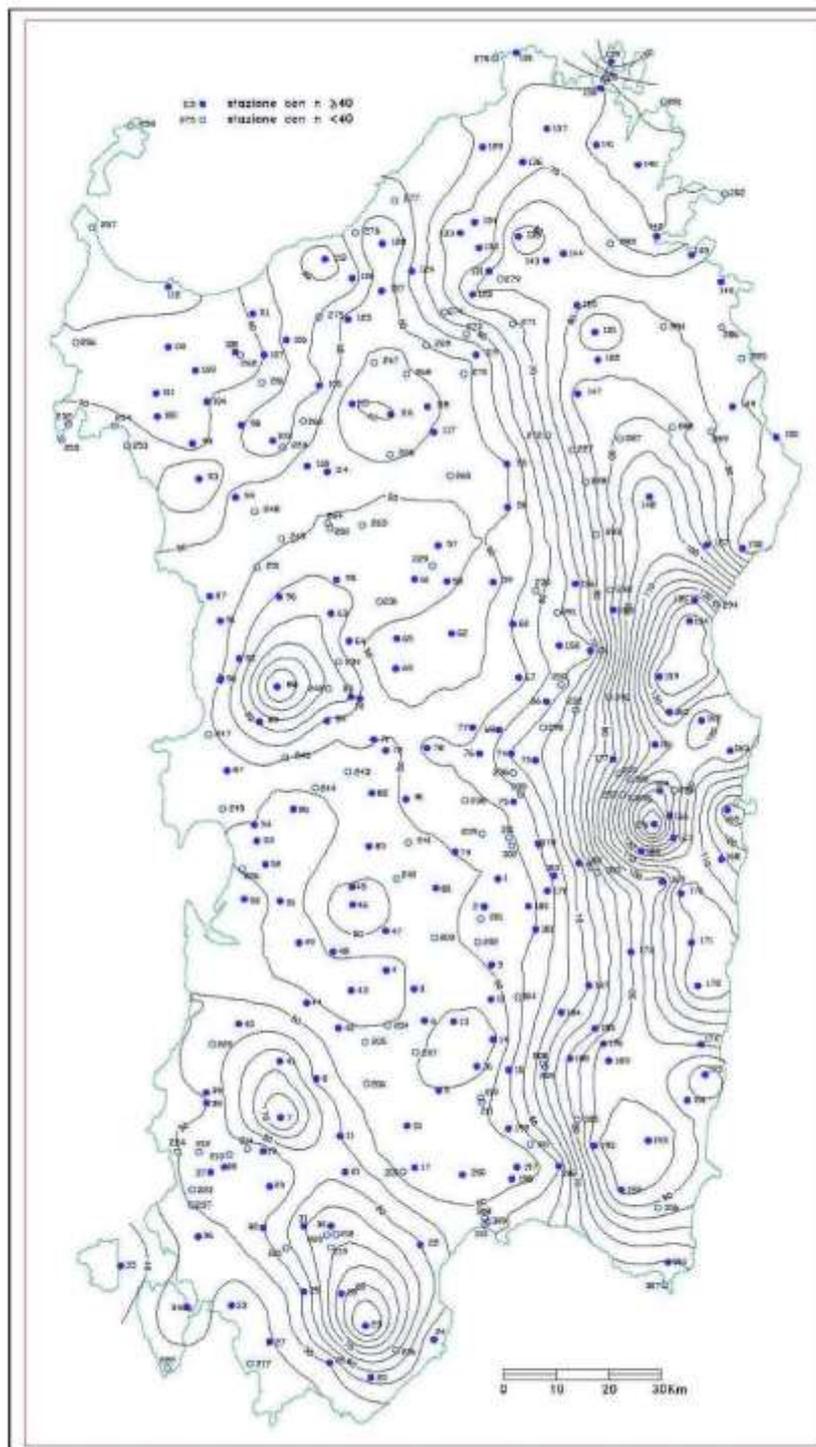


Figura 6 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997)

I coefficienti a_1 ed n_1 dell'espressione citata per tempi di ritorno inferiori a 10 anni risultano:

$$1^\circ \text{ SZO } a_1 = 0.66105 + 0.85994 \text{ Log } T \quad ; \quad n_1 = -0.13558 \cdot 10^{-3} - 0.13660 \cdot 10^{-1} \text{ Log } T$$

$$2^\circ \text{ SZO } a_1 = 0.64767 + 0.89360 \text{ Log } T \quad ; \quad n_1 = -0.60189 \cdot 10^{-2} + 0.32950 \cdot 10^{-3} \text{ Log } T$$

$$3^\circ \text{ SZO } a_1 = 0.62408 + 0.95234 \text{ Log } T \quad ; \quad n_1 = -0.25392 \cdot 10^{-1} + 0.47188 \cdot 10^{-1} \text{ Log } T$$

Mentre per tempi di ritorno da 10 a 1000 anni i coefficienti valgono:

1° SZO

$$a_2' = a_2'' = 0.46378 + 1.0386 \text{ Log } T;$$

$$n_2' = -0.18449 + 0.23032 \text{ Log } T - 0.33330 \cdot 10^{-1} (\text{Log } T)^2;$$

$$n_2'' = -0.10563 \cdot 10^{-1} - 0.79034 \cdot 10^{-2} \text{ Log } T ;$$

2° SZO

$$a_2' = a_2'' = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log } T;$$

$$n_2' = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log } T - 0.35453 \cdot 10^{-1} (\text{Log } T)^2;$$

$$n_2'' = -0.56593 \cdot 10^{-2} - 0.40872 \cdot 10^{-2} \text{ Log } T ;$$

3° SZO

$$a_2' = a_2'' = 0.41273 + 1.1370 \text{ Log } T;$$

$$n_2' = -0.19055 + 0.25937 \text{ Log } T - 0.38160 \cdot 10^{-1} (\text{Log } T)^2;$$

$$n_2'' = 0.15878 \cdot 10^{-1} + 0.76250 \cdot 10^{-2} \text{ Log } T ;$$

Indicando con $H(d)$ il massimo annuale di precipitazione per un assegnata durata d e con $H_T(d)$ il valore massimo di H corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno T in anni, si può porre:

$$H_T(d) = K_T m(H(d)) \quad \text{eq. 4.1}$$

dove K_T è il fattore probabilistico di crescita, dipendente dal tempo di ritorno e $m(H)$ la media della distribuzione dei massimi annuali dell'altezza di precipitazione giornaliera.

Per le piogge brevi ed intense, il legame tra la pioggia indice e la durata è descritto dall'espressione monomia:

$$m[h(d)] = a_0 d^{n_0}$$

Ove i parametri a_0 ed n_0 sono legati all'altezza di pioggia giornaliera media:

$$a_0 = m[h_g] / (0.886 \ 24 \ n_0)$$

$$n_0 = - 0.493 + 0.476 \text{ Log } m[h_g]$$

Sulle base delle relazioni descritte, sono stati ricavati i valori di K_T per le considerate durate di pioggia e tempi di ritorno. I valori di $m(H)$ sono stati invece individuati sulla base dei dati pluviometrici relativi all'idrometro di Olbia. Per questa stazione sono disponibili i massimi annui per le piogge di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore dall'anno 1955 al 1977 (dati A.R.P.A.S. – Dip. Specialistico Regionale Idrometeorologico della Regione Sardegna). Nell'ultima riga viene riportata la media delle serie di assegnata durata.

Tabella 3 – Stazione pluviometrica di Olbia – piogge massime annue per date durate

Idrometro di Olbia					
Anno	Durata in ore - d				
	1	3	6	12	24
1955	34.0	60.0	69.6	86.6	147.6
1956	8.9	18.8	25.8	35.6	48.5
1957	19.6	36.4	61.0	84.0	125.6
1958	22.2	24.6	34.0	61.8	85.6
1959	6.2	18.2	27.4	38.2	51.0
1960	16.2	22.4	24.6	34.4	42.6
1962	37.2	38.8	44.2	46.6	47.2
1964	23.2	49.4	68.4	90.2	105.6
1965	23.0	35.2	38.8	45.0	71.6
1966	20.8	29.0	31.8	48.0	55.2
1967	17.2	18.2	30.0	51.4	80.8
1968	13.6	30.0	41.8	56.0	68.0
1969	22.8	33.6	41.8	56.6	64.0
1970	13.0	21.0	24.8	29.6	43.6
1971	12.0	34.0	36.2	37.8	66.4
1972	36.0	63.6	64.2	76.4	80.2
1973	15.0	22.8	22.8	26.8	42.4
1974	22.4	25.6	26.0	29.2	39.2
1975	39.0	49.0	60.4	60.8	71.0
1977	13.0	19.8	24.6	39.4	49.2
Media dei massimi annuali	20.8	32.5	39.9	51.7	69.3

Nelle tabelle seguenti si riportano i fattori di crescita K_T e le altezze di pioggia H_T valutate per la zona di Marana, per piogge di durata d pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore e per tempi di ritorno T di 50, 100, 200 e 500 anni:

Tabella 4 – Fattore di crescita K_T per differenti durate di pioggia

Tr	d (ore)				
	1	3	6	12	24
50	2.28	2.61	2.85	3.10	3.38
100	2.61	3.10	3.46	3.85	4.30
200	2.93	3.59	4.08	4.64	5.27
500	3.36	4.24	4.91	5.68	6.57

Tabella 5 – Altezze di pioggia H per differenti durate di pioggia

Tr	d (ore)				
	1	3	6	12	24
50	52.75	92.07	130.84	185.93	264.23
100	60.28	109.19	158.83	231.05	336.11
200	67.82	126.57	187.64	278.16	412.37
500	77.78	149.40	225.54	340.48	513.99

5. CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO

Per valutare la portata conseguente ad un'assegnata precipitazione si è fatto ricorso al metodo cinematico o detto anche razionale. Esso risulta particolarmente indicato per bacini di piccola dimensione, come quelli in esame. Considerata la sezione di un corso d'acqua, risulta intuitivo pensare che le portate defluenti attraverso essa dipendano dalle caratteristiche del bacino tributario sotteso dalla sezione stessa (estensione, lunghezza, pendenza e natura dei terreni) e da quelle dell'evento pluviometrico e che la partecipazione alla formazione del deflusso sia in relazione con la sua durata d . Si assume infatti che per una precipitazione di altezza H e di intensità media $j=H/d$ (cioè costante nella durata d) ed estesa a tutto il bacino, si raggiunga la portata massima quando alla sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che compongono il bacino. Questo intervallo di tempo è definito tempo di corrvazione t_c . Secondo questo schema anche la durata del processo di esaurimento, contata a partire dalla cessazione della pioggia è pari al tempo di corrvazione. Il metodo postula che la portata nella sezione terminale cresca in maniera lineare nel

tempo sino ad un valore massimo e che da questo decresca linearmente nella fase di esaurimento. Nel caso in cui si consideri un bacino di superficie S su cui cada, per una durata di pioggia d , una precipitazione di altezza H , essendo ϕ la frazione efficace del volume meteorico ai fini del deflusso, allora la massima portata defluita sarà:

$$Q_{\max} = \frac{\phi SH}{\tau_c}$$

In particolar modo la portata risulterà massimizzata nel caso in cui tempo di pioggia e tempo di corrivazione coincidano. Per questa ragione sarà necessario valutare l'altezza di pioggia per una durata pari al tempo di corrivazione.

5.1 Stima del coefficiente di deflusso

Per stimare i valori del coefficiente di deflusso è possibile far riferimento ai dati reperibili in letteratura. Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di deflusso per diversi tipi di utilizzo del suolo:

Tabella 6: coefficienti di deflusso

Tipologia urbanistica	ϕ
Costruzioni dense	0.8
Costruzioni spaziate	0.6
Aree con ampi cortili e giardini	0.5
Zona a villini sparsi	0.35
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.2
Parchi e boschi	0.1

Nelle verifiche in oggetto è stato cautelativamente assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.8, considerando il terreno imbibito d'acqua al momento della precipitazione e quindi con scarsa capacità di ritenzione del volume di pioggia.

5.2 Stima del tempo di corrivazione del bacino

Per poter individuare il tempo di corrivazione del bacino nella sezione di chiusura risulta dapprima necessario definire l'estensione dell'area in cui la pioggia caduta su di essa confluisce al punto di

chiusura. L'individuazione e l'estensione dei vari bacini drenanti è stata effettuata con l'ausilio della cartografia (ctr 1:5000) e dell'applicazione Hec-Georas (Figura 7).

La determinazione del tempo di corrivazione non è né agevole né univoca ed un orientamento non infondato, seppure molto semplice, è quello di calcolarlo come rapporto tra la lunghezza dell'asta principale ed una velocità di riferimento compresa tra 1 m/s e 1.5 m/s. Altre classiche formule empiriche di largo utilizzo sono quelle di Ventura e di Pasini, di seguito riportate:

Ventura:
$$\tau_c = 0.0053 \sqrt{\frac{S}{i}} \quad (\text{gg})$$

Pasini:
$$\tau_c = \frac{0.0045 \sqrt[3]{SL}}{\sqrt{i}} \quad (\text{gg})$$

Ove L è espressa in chilometri e rappresenta la lunghezza dell'asta principale, S è espresso in km² e rappresenta la superficie complessiva del bacino idrografico.

Nelle tabelle seguenti si riportano, per ciascun bacino analizzato, le principali grandezze che lo caratterizzano dal punto di vista idrologico.

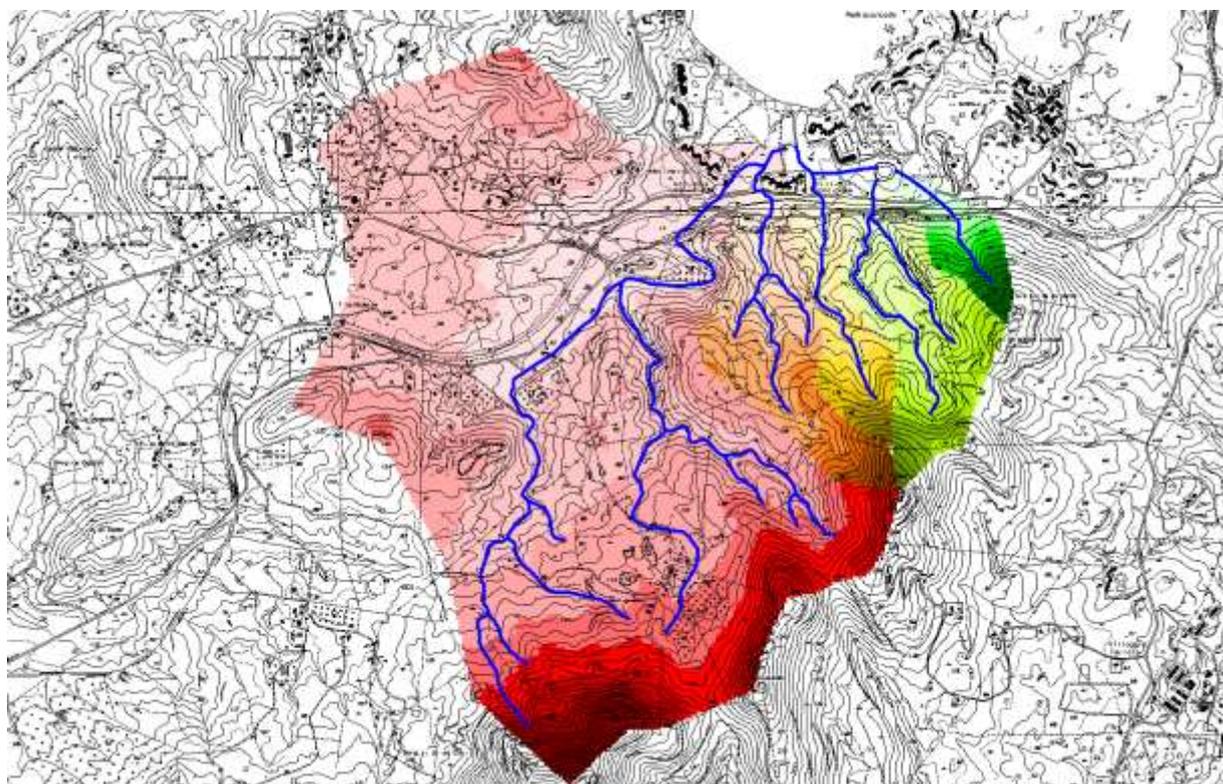


Figura 7 – Individuazione dei bacini Idrografici dei Rii interessati dall'ampliamento portuale

Tabella 7: Grandezze caratteristiche dei bacini idrografici

Bacino 1 - Rio Su Laccu e Rio Tongu		
Superficie complessiva bacino	6.13 [km ²]	
Pendenza media bacino	0.1	
Lunghezza asta principale	4.07 [km]	
Altitudine media del bacino imbrifero sotteso	97 [m smm]	
Quota sezione considerata	3 [m smm]	
Tc - Ventura	0.042 [gg]	Vm= 1.1 [m/s]
Tc - Pasini	0.042 [gg]	Vm= 1.1 [m/s]

Bacino 2 - Rio Nodu Mannu		
Superficie complessiva bacino	0.28 [km ²]	
Pendenza media bacino	0.15	
Lunghezza asta principale	0.94 [km]	
Altitudine media del bacino imbrifero sotteso	88 [m smm]	
Quota sezione considerata	2 [m smm]	
Tc - Ventura	0.007 [gg]	Vm= 1.5 [m/s]
Tc - Pasini	0.007 [gg]	Vm= 1.5 [m/s]

Bacino 3 - Rio Perruma e Rio Nostra Signora		
Superficie complessiva bacino	0.57 [km ²]	
Pendenza media bacino	0.13	
Lunghezza asta principale	1.388 [km]	
Altitudine media del bacino imbrifero sotteso	109 [m smm]	
Quota sezione considerata	10 [m smm]	
Tc - Ventura	0.011 [gg]	Vm 1.4 [m/s]
Tc - Pasini	0.012 [gg]	Vm 1.4 [m/s]

Bacino 4 - Rio Marana		
Superficie complessiva bacino	0.18 [km ²]	
Pendenza media bacino	0.16	
Lunghezza asta principale	0.729 [km]	
Altitudine media del bacino imbrifero sotteso	80 [m smm]	
Quota sezione considerata	10 [m smm]	
Tc - Ventura	0.006 [gg]	Vm 1.5 [m/s]
Tc - Pasini	0.006 [gg]	Vm 1.5 [m/s]

5.3 Stima dell'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione

Come già precisato, si è scelto di utilizzare il metodo razionale per il calcolo della portata di progetto facendo riferimento ad un'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione di riferimento sarà quello relativo al Rio Nodu Mannu, simile peraltro al Rio Marana ed inferiore a quello calcolato per il Rio Perruma, determinando una stima della portata di calcolo prudenziale. Da notare a tal proposito che la portata complessiva convogliata dai Rii Perruma, Nostra Signora e Marana, che confluisce nel piccolo invaso, viene fortemente laminata dalla presenza dello stesso, a sottolineare come l'analisi svolta sia a completo favore della sicurezza progettuale.

Nelle tabella seguente sono riassunti i valori di pioggia e di portata calcolati per i bacini in esame per un tempo di ritorno rispettivamente pari a 50, 100, 200 e 500 anni.

Tabella 8: Portate calcolate per i bacini idrografici nella sezione di chiusura

Bacino 1 - Rio Su Laccu e Rio Tongu					
			<i>Su Laccu</i>	<i>Tongu</i>	<i>Totale</i>
<i>Tr</i>	<i>h [mm]</i>	φ	<i>Q [m³/s]</i>	<i>Q [m³/s]</i>	<i>Q [m³/s]</i>
50	52.8	0.8	27.26	2.80	30.06
100	60.3	0.8	29.40	3.01	32.41
200	67.8	0.8	31.55	3.24	34.79
500	77.8	0.8	34.58	3.55	38.13

Bacino 2 - Rio Nodu Mannu			
<i>Tr</i>	<i>h [mm]</i>	φ	<i>Q [m³/s]</i>
50	52.8	0.8	7.62
100	60.3	0.8	8.22
200	67.8	0.8	8.82
500	77.8	0.8	9.67

Bacino 3 - Rio Perruma e Rio Nostra Signora					
			<i>Perruma</i>	<i>Nostra Signora</i>	<i>Totale</i>
<i>Tr</i>	<i>h [mm]</i>	φ	<i>Q [m³/s]</i>	<i>Q [m³/s]</i>	<i>Q [m³/s]</i>
50	52.8	0.8	6.14	3.95	10.09
100	60.3	0.8	6.63	4.25	10.88
200	67.8	0.8	7.11	4.57	11.68
500	77.8	0.8	7.80	5.00	12.80

Bacino 4 - Rio Marana			
Tr	h [mm]	φ	Q [m³/s]
50	52.8	0.8	6.53
100	60.3	0.8	7.04
200	67.8	0.8	7.55
500	77.8	0.8	8.28

6. STUDIO IDRAULICO

6.1 Il modello idraulico

Per la verifica idraulica della rete nello stato di progetto si è scelto di implementare un modello numerico idraulico monodimensionale dei corsi d'acqua e del sistema degli interventi di mitigazione previsti dal progetto utilizzando il noto software Hec-Ras (River Analysis System) sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center.

La configurazione di progetto prevede la deviazione del Rio Nodu Mannu a valle dell'attraversamento stradale della SP16, che attualmente avviene tramite il passaggio attraverso una tubazione in calcestruzzo di 1 m di diametro. In questo punto, dopo una svolta a sinistra, il corso d'acqua procede per una trentina di metri in direzione nord-ovest per poi dirigersi nuovamente in direzione nord. In progetto si prevede di allungare il tratto in direzione nord-ovest fino al limite imposto dalla strada ivi prevista per proseguire poi in direzione nord fino alla confluenza con il canale proveniente dal canale tombato esistente (lato nord-est).

La quota di scorrimento allo sbocco del tombino ferroviario (sez. di valle) è pari a +9.06 m, la quota in corrispondenza della sezione di monte dell'attraversamento stradale (di progetto) è +6.50 m e la quota di fondo alla confluenza è pari a +2.05 m. Le sezioni proposte in progetto sono di forma trapezia, con dimensioni minime comprese tra 2 m e 3 m alla base, altezza variabile da 2 a 2.5 m, sponde con scarpa minima 2:1, e con pendenza dell'asta dei due tratti pari a 12.48 % (tratto dall'attraversamento ferroviario a quello stradale) e 3.02% (per il tratto successivo fino alla confluenza).

È proposta dunque anche la sostituzione del tombino a sezione circolare di attraversamento della viabilità stradale nel tratto di monte del Rio Nodu con un attraversamento su una sezione trapezia utile di 3 m di base, altezza minima 2 m e pendenza asta 3.02%.

Le acque provenienti da est, ossia dai Rii Perruma, Marana e Nostra Signora, che ora defluiscono in un canale di guardia che sfocia nel bacino portuale in fase di ampliamento, verranno fatte defluire verso il Rio Nodu tramite la sistemazione del canale che costeggerà la nuova darsena.

Relativamente a questo canale di raccolta (definito "Rio Marana - 1" nel modello di calcolo), la quota di progetto del fondo a valle dell'intersezione stradale è prevista pari a +5.55 m ed in corrispondenza della confluenza con il Rio Nodu è pari a +2.05 m, con due tratti successivi di pendenza pari a 4.01% e 1.58% rispettivamente. Le sezioni hanno forma trapezia con dimensioni minime comprese tra 2 m e 4 m alla base, 2.4 m di altezza e sponde a 45°.

A valle il flusso proseguirà fino alla confluenza con il Rio Su Laccu entro una sezione trapezia di 4 m di base, sponde a 45° e altezza minima 2.4 m.

Per le sezioni di progetto del Rio Nodu sono state previste idonee protezioni a difesa dell'erosione dell'alveo e delle sponde con l'impiego di massi ciclopici con malta nella zona di confluenza e nei tratti in curva. Per il Rio Marana 1 e 2 (tratto comprendente il canale di raccolta e il tratto a valle della confluenza fino allo sbocco nel Rio Su Laccu) si prevede una sezione tipo interamente realizzata mediante idoneo rivestimento con massi ciclopici e malta per tutta l'estensione.

6.2 Verifica del tratto di immissione in curva del rio Nodu Mannu nel rio Marana

Per l'immissione curvilinea del Rio Nodu nel Rio Marana, indicata nella figura riportata di seguito (rif. sezioni modello di calcolo Rio Nodu 1, RS 25.91 m), è stato determinato il valore dell'innalzamento del pelo libero nella parte esterna della curva rispetto a quella interna, legato all'effetto della forza centrifuga, per eventi di piena con tempo di ritorno $T_r=200$ anni.

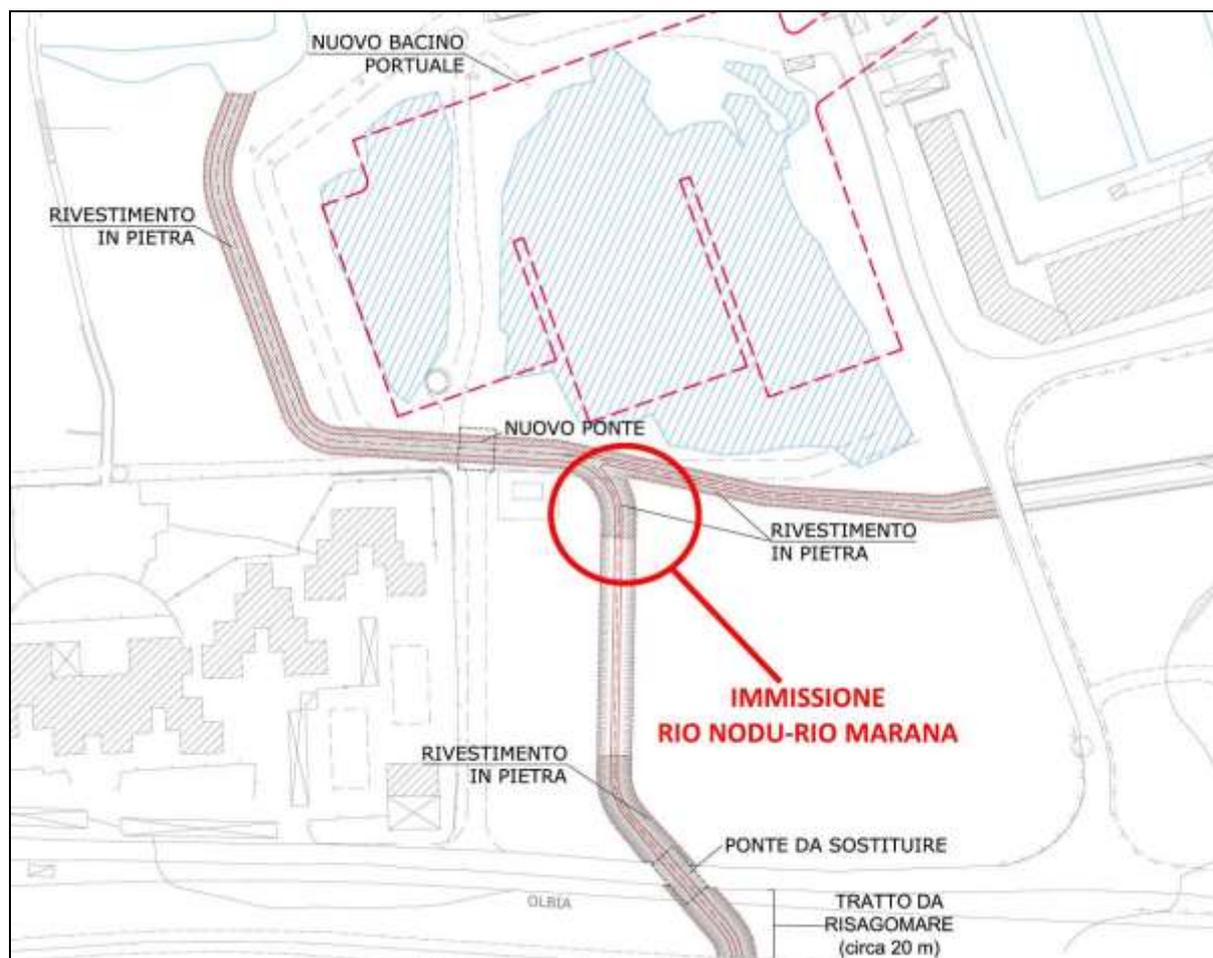


Figura 8 – Scenario di progetto – Immissioni in curva

Con riferimento alla nota espressione del Benini (*Sistemazioni idraulico-forestali – UTET, 1990*), tale innalzamento ΔH può essere determinato come:

$$\Delta H = 2.30 \times \frac{V^2}{g} \times (\log R_e - \log R_i),$$

dove V è la velocità media della corrente (m/s), R_e ed R_i sono i raggi di curvatura rispettivamente della sponda esterna ed interna.

Come esplicitato nel seguito, la verifica è risultata positiva, essendo il sovrizzo calcolato contenuto nella sezione della canalizzazione di progetto con un franco compatibile con quanto richiesto dalle N.A. del PAI (agg. 2019).

Si riepilogano di seguito i dati di partenza impiegati nella verifica (rif. sezione modello “Rio Nodu 1 RS 25.91 m”):

$V=3.53$ m/s

Re=21.33 m

Ri=14.78 m.

Con l'espressione citata sopra si è ottenuto:

$$\Delta H_{\text{RioNodu1}} = 2.30 \times \frac{3.53^2}{g} \times (\log 21.33 - \log 14.78) = 0.47 \text{ m.}$$

Per la medesima sezione di calcolo il tirante idrico risulta pari a $y_{\text{max}}=0.72$ m, mentre l'altezza della sezione di progetto è pari a $h=2.00$ m. Secondo quanto richiesto dalle vigenti N.A. del PAI il franco minimo da rispettare per la sezione risulta pari a $f_{\text{min}}=0.62$ m (rif. Tabella 9).

Il franco residuo al netto del sovrizzo in curva è dunque pari a $f = 2.00 - (0.72+0.47) = 0.81 \text{ m} > f_{\text{min}}$.

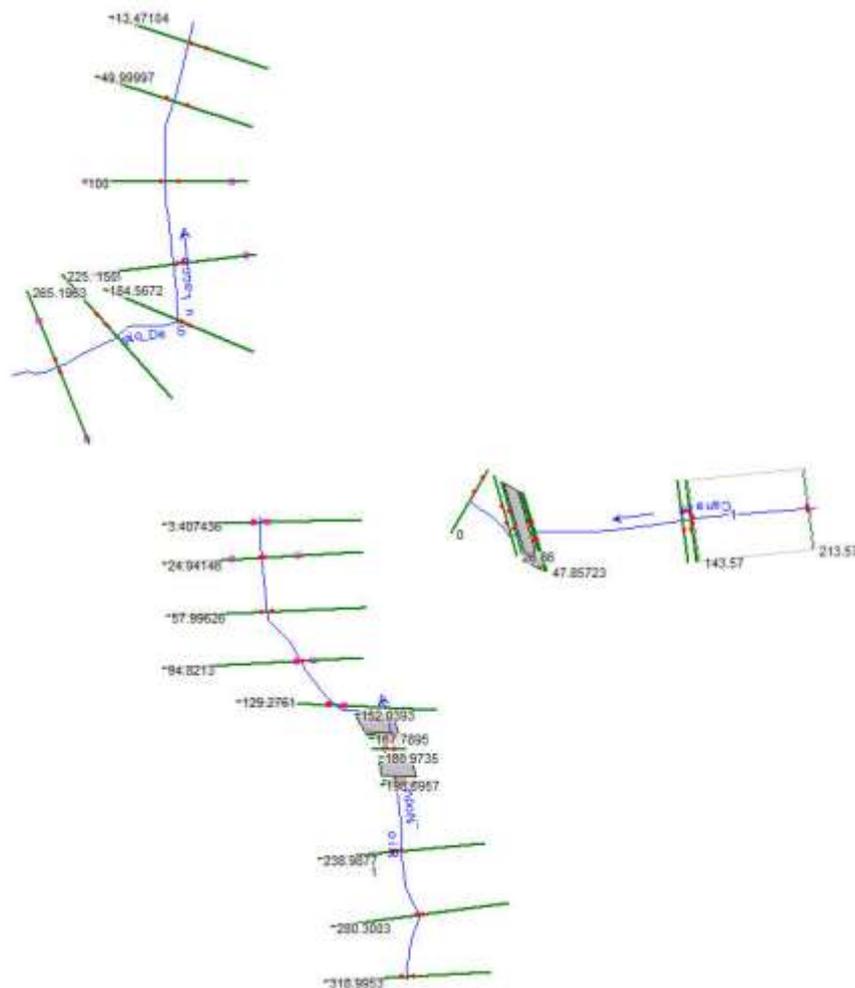


Figura 9 - Geometria Hec-Ras dello stato attuale

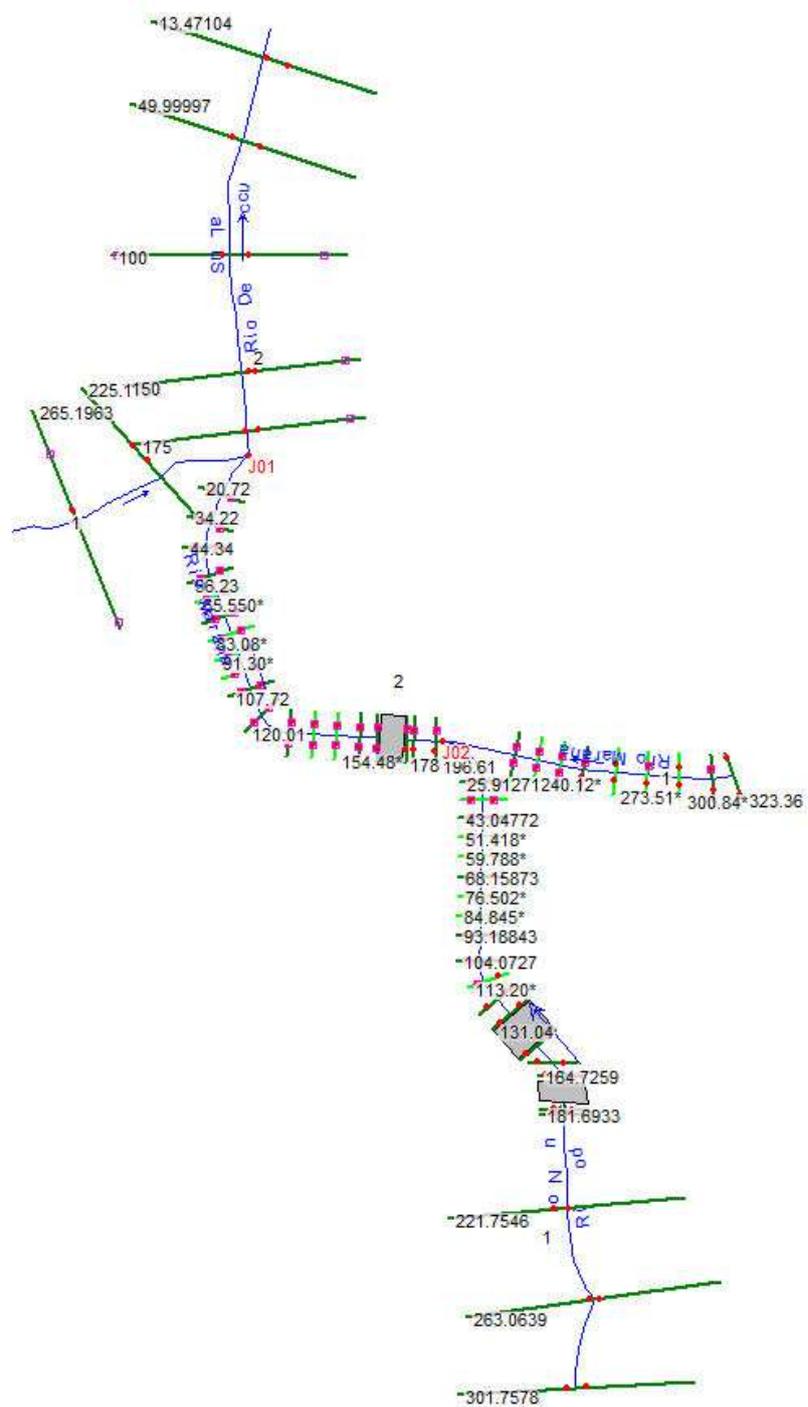


Figura 10 - Geometria Hec-Ras dello stato di progetto

6.3 Risultati ed analisi

Le simulazioni sono state eseguite in moto permanente considerando le portate con tempo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni. I risultati sono rappresentati graficamente negli allegati 1 (situazione attuale) e 2 (situazione di progetto), facente parte integrante del presente studio.

Le scabrezze idrauliche considerate nelle verifiche sono state differenziate per i diversi rami studiati e per mettere in conto alcune differenze sostanziali all'interno delle sezioni analizzate.

Nelle verifiche relative allo stato attuale è stato in generale assunto un coefficiente di scabrezza di Manning $n=0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ nella porzione corrispondente all'alveo e $n=0.06 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ al di fuori dei cigli spondali.

Per le verifiche in condizioni di progetto si è invece assunto lo scenario descritto di seguito per i vari tratti:

- Per il Rio Nodu è stata considerata una condizione rappresentativa con coefficiente di scabrezza di Manning pari a $n=0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ all'interno della sezione trapezia compresa tra i cigli spondali (considerando una situazione corrispondente ad un canale in terra in cattive condizioni o con ciottoli e ghiaia) e pari a $0.06 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ al di fuori del canale.
- Per il canale di raccolta sul lato est e il tratto a valle della confluenza fino allo sbocco nel Rio Su Laccu (Rio Marana 1 e 2 nel modello idraulico, rispettivamente) si è considerato il rivestimento in massi ciclopici mediante l'impiego di malta per tutta la sezione (fondo e sponde), assumendo dunque nel calcolo scabrezze compatibili con quelle suggerite in bibliografia (*Benini - Sistemazioni idraulico-forestali – UTET, 1990*) per murature irregolari o di pietrame. Per le sponde si è assunto dunque un valore del coefficiente di scabrezza $n=0.018 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, mentre per il fondo si è cautelativamente considerato il caso di una muratura non in buone condizioni, con la possibile presenza di depositi sul fondo, assumendo dunque $n=0.022 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Al di fuori dei cigli spondali è stato assunto $n=0.06 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ come per il Rio Nodu.

Si evidenzia, in generale, come gli interventi proposti consentano il superamento delle criticità idrauliche individuate nello studio dello stato attuale in corrispondenza degli interventi di ampliamento del porto, consentendo lo smaltimento delle portate entro le sezioni di deflusso individuate e con i franchi idraulici previsti secondo le Norme di Attuazione del PAI (agg. 2019).

Nella situazione attuale, una locale criticità al regolare deflusso si nota nel Rio Nodu Mannu a monte dell'attraversamento stradale, predisposto con una tubazione in calcestruzzo da 1 m di diametro, che

risulta insufficiente al transito della portata considerata, creando un locale innalzamento dei livelli idrici per il passaggio a sezione piena nel tombino.

Il canale previsto in progetto nel tratto terminale del rio Nodu (a valle dell'attraversamento ferroviario) è in grado di contenere la portata di progetto con franco non inferiore al minimo di normativa nei confronti della portata con $T_R=200$ anni, con l'unica criticità rappresentata dal tombino ferroviario esistente, a monte del tratto di intervento.

Anche per quanto riguarda il canale di raccolta sul lato est e il tratto a valle della confluenza fino allo sbocco nel Rio Su Laccu (Rio Marana 1 e 2 nel modello idraulico, rispettivamente), le sezioni adottate (definite in dettaglio negli elaborati grafici allegati) risultano essere in grado di contenere le portate di progetto fino a $T_R=200$ anni rispettando il franco minimo previsto dalla normativa vigente.

Viene di seguito presentata (Tabella 9) la tabella con la valutazione del franco minimo da rispettare per ogni sezione di calcolo rappresentativa della situazione di progetto, svolta con riferimento a quanto prescritto nelle Norme di Attuazione del PAI del 2019 (rif. art. 21, comma 2bis c1 per le opere di difesa longitudinale e art. 21, comma 2 d1 per le opere trasversali). Per i ponti in progetto ci si riferisce inoltre a quanto prescritto dalle NTC 2018 (sezione 5.1.2.3 – Compatibilità idraulica), per le quali il franco da rispettare per i ponti non deve essere inferiore a 1.50 m per la piena con $T_R=200$ anni.

Tabella 9 – Tabella franco idraulico richiesto per le varie sezioni di calcolo (N.A. PAI 2019)

River Station	A	B	v	V _{max}	γ	γ'	α	0.87 x γ ^{0.5} (max=1.5)	CALCOLO FRANCO MINIMO SECONDO LE N.A. PAI 2019							
									Opere Longitudinali				Opere Trasversali			
	m ²	m	m/s	m	m	m	-	-	fl	rz	tr	franco calcolo (m)	fl	rz	tr	franco calcolo (m)
RIO NODU - reach 1 (Tr200)																
164.73	2.51	8.02	3.51	1.26	0.31	0.31	0.00	0.49	0.31	0.31	0.49	0.49	0.44	1.00	0.49	1.00
158.26	1.48	4.57	5.96	0.39	0.32	0.32	0.10	0.50	0.91	0.32	0.53	0.81	1.27	1.00	0.53	1.27
148.44	1.57	4.65	5.60	0.41	0.34	0.34	0.06	0.51	0.80	0.34	0.53	0.80	1.12	1.00	0.53	1.12
139.74																
131.04	2.45	5.35	3.60	0.59	0.46	0.46	0.00	0.59	0.33	0.46	0.59	0.59	0.46	1.00	0.59	1.00
122.32	3.49	5.65	2.53	0.91	0.62	0.62	0.00	0.68	0.16	0.62	0.68	0.68	0.23	1.00	0.68	1.00
113.20	2.61	4.98	3.38	0.74	0.52	0.52	0.00	0.63	0.29	0.52	0.63	0.63	0.41	1.00	0.63	1.00
104.07	2.53	4.93	3.48	0.73	0.51	0.51	0.00	0.62	0.31	0.51	0.62	0.62	0.43	1.00	0.62	1.00
93.19	2.50	4.90	3.52	0.73	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
84.85	2.50	4.90	3.52	0.73	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
76.50	2.50	4.90	3.52	0.73	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
68.16	2.50	4.90	3.52	0.73	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
59.79	2.49	4.89	3.54	0.72	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.45	1.00	0.62	1.00
51.42	2.49	4.89	3.54	0.72	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.45	1.00	0.62	1.00
43.05	2.50	4.90	3.53	0.72	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
34.48	2.49	4.89	3.54	0.72	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.45	1.00	0.62	1.00
25.91	2.50	4.90	3.53	0.72	0.51	0.51	0.00	0.62	0.32	0.51	0.62	0.62	0.44	1.00	0.62	1.00
RIO MARANA - reach 1 (Tr200)																
323.36	6.70	8.07	2.87	1.03	0.83	0.83	0.00	0.79	0.21	0.83	0.79	0.83	0.29	1.00	0.79	1.00
314.51	5.34	6.11	3.60	1.06	0.87	0.87	0.00	0.81	0.33	0.87	0.81	0.87	0.46	1.00	0.81	1.00
300.84	4.04	5.33	4.76	0.92	0.76	0.76	0.00	0.76	0.58	0.76	0.76	0.76	0.81	1.00	0.76	1.00
287.18	3.65	4.86	5.27	0.93	0.75	0.75	0.03	0.75	0.71	0.75	0.77	0.77	0.99	1.00	0.77	1.00
273.51	3.43	4.47	5.61	0.98	0.77	0.77	0.06	0.76	0.80	0.77	0.81	0.81	1.12	1.00	0.81	1.12
259.84	3.29	4.14	5.84	1.07	0.79	0.79	0.08	0.78	0.87	0.79	0.84	0.87	1.22	1.00	0.84	1.22
249.98	3.41	4.20	5.63	1.10	0.81	0.81	0.06	0.78	0.81	0.81	0.84	0.84	1.13	1.00	0.84	1.13
240.12	3.53	4.26	5.45	1.13	0.83	0.83	0.05	0.79	0.76	0.83	0.83	0.83	1.06	1.00	0.83	1.06
230.26	3.60	4.29	5.35	1.14	0.84	0.84	0.04	0.80	0.73	0.84	0.83	0.84	1.02	1.00	0.83	1.02
RIO MARANA - reach 2 (Tr200)																
196.61	5.18	6.06	5.42	1.03	0.85	0.85	0.04	0.80	0.75	0.85	0.84	0.85	1.05	1.00	0.84	1.05
187.20	5.52	6.17	5.08	1.09	0.89	0.89	0.03	0.82	0.66	0.89	0.83	0.89	0.92	1.00	0.83	1.00
184.20	5.67	6.22	4.95	1.11	0.91	0.91	0.00	0.83	0.62	0.91	0.83	0.91	0.87	1.00	0.83	1.00
178.00																
171.80	6.07	6.35	4.62	1.17	0.96	0.96	0.00	0.85	0.54	0.96	0.85	0.86	0.76	1.00	0.85	1.00
164.36	6.30	6.42	4.45	1.21	0.98	0.98	0.00	0.86	0.50	0.98	0.86	0.86	0.71	1.00	0.86	1.00
154.48	6.53	6.48	4.29	1.25	1.01	1.01	0.00	0.87	0.47	1.00	0.87	0.87	0.66	1.00	0.87	1.00
144.60	6.69	6.54	4.19	1.27	1.02	1.02	0.00	0.88	0.45	1.00	0.88	0.88	0.63	1.00	0.88	1.00
134.72	6.71	6.55	4.18	1.27	1.02	1.02	0.00	0.88	0.45	1.00	0.88	0.88	0.62	1.00	0.88	1.00
120.01	6.96	6.62	4.03	1.31	1.05	1.05	0.00	0.89	0.41	1.00	0.89	0.89	0.58	1.00	0.89	1.00
107.72	6.91	6.60	4.06	1.30	1.05	1.05	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
99.51	6.92	6.61	4.05	1.31	1.05	1.05	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
91.30	6.93	6.61	4.05	1.31	1.05	1.05	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
83.08	6.95	6.62	4.04	1.30	1.05	1.05	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
74.87	6.92	6.61	4.05	1.30	1.05	1.05	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
66.55	6.89	6.60	4.07	1.30	1.04	1.04	0.00	0.89	0.42	1.00	0.89	0.89	0.59	1.00	0.89	1.00
58.23	6.86	6.59	4.09	1.30	1.04	1.04	0.00	0.89	0.43	1.00	0.89	0.89	0.60	1.00	0.89	1.00
44.34	6.81	6.58	4.12	1.29	1.03	1.03	0.00	0.89	0.43	1.00	0.89	0.89	0.61	1.00	0.89	1.00
34.22	6.81	6.58	4.12	1.29	1.03	1.03	0.00	0.89	0.43	1.00	0.89	0.89	0.61	1.00	0.89	1.00
20.72	6.82	6.58	4.11	1.29	1.04	1.04	0.00	0.89	0.43	1.00	0.89	0.89	0.60	1.00	0.89	1.00

7. COMPATIBILITÀ E AMMISSIBILITÀ

Dallo studio delle risultanze contenute nella pianificazione territoriale esistente (PAI, PSFF, etc.) e dall'analisi delle specifiche criticità individuate si è proceduto a svolgere, previa acquisizione di informazioni di dettaglio sulle caratteristiche dello stato di fatto (sopralluoghi e rilievo), uno studio di dettaglio dei sistemi idraulici insistenti nella zona oggetto degli interventi. È stata così svolta l'analisi idrologica e lo studio idraulico nello stato attuale e nelle condizioni di progetto. Dalle risultanze di tale studio idraulico è possibile evidenziare come la realizzazione dei canali in progetto a ridosso della zona portuale consenta una notevole mitigazione del rischio idraulico con lo smaltimento di una

piena di progetto con $T_R=200$ anni, nel rispetto del franco di sicurezza come descritte sopra. In particolare le portate provenienti da monte vengono convogliate alla foce del sistema del Rio Su Laccu, passando ad Ovest del porto senza causare allagamenti nell'area portuale stessa.

Le opere così come proposte nello studio risultano quindi compatibili dal punto di vista idraulico, non aumentando, e al più riducendo, il rischio essendo tutte le portate contenute all'interno delle opere previste con il rispetto dei franchi secondo le NTC 2018 e le NA del PAI 2019.

Si chiarisce a margine che tale aspetto di compatibilità idraulica dell'opera è comunque vincolato ad una condizione di scabrezza delle sponde e del fondo piuttosto limitata, compatibile con una costante e frequente pulizia che le renda pressoché prive di vegetazione.

Inoltre le opere previste in progetto, ossia l'ampliamento della darsena portuale, risulta ammissibile per le Norme di Attuazione del PAI secondo l'art. 27 comma 3 lettera g) la quale recita: le nuove infrastrutture a rete o puntuali previste dagli strumenti di pianificazione territoriale e dichiarate essenziali e non altrimenti localizzabili.

In quest'ottica, le opere di modifica del reticolo idrografico del Rio Nodu conferiscono l'ammissibilità e la compatibilità alle opere della nuova darsena portuale.

8. ALLEGATI

Fanno parte integrante del presente studio di compatibilità idraulica le seguenti relazione e tavole grafiche:

Allegato 0 - Elenco allegati

Allegato A - Relazione di Compatibilità idraulica

Allegato B - Studio idraulico Allegato 1 - Risultati di Hec Ras nella situazione attuale

Allegato C - Studio idraulico Allegato 2 - Risultati di Hec Ras nella situazione di progetto

Tavola 1 - Planimetria stato attuale con rilievo

Tavola 2 - Estratto della Carta Tecnica Regionale

Tavola 3 - Planimetria opere lotto funzionale 1

Tavola 4 - Sovrapposizione progetto planimetria catastale

Tavola 5 - Sovrapposizione progetto planimetria fotografica

Tavola 6 - Sezioni sistemazione canali

Tavola 7 - Profili longitudinali

Tavola 8 - Carta della pericolosità idraulica situazione attuale

Tavola 9 - Carta della pericolosità idraulica situazione di progetto