

OPERE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI MARANA CON ANNESSI SERVIZI ED EDIFICI COMMERCIALI

STUDIO IDRAULICO



SIMULAZIONI EFFETTUATE CON IL CODICE DI CALCOLO

HEC-RAS – River Analysis System

SRH – Sedimentation and River Hydraulic

PROGETTAZIONE:

TEC MED S.r.l.

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, 16 luglio 2019

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. PREMESSA..... | 3 |
| 2. ANALISI PLUVIOMETRICA | 6 |
| 3. CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO..... | 14 |
| 3.1 Stima del coefficiente di deflusso | 14 |
| 3.2 Stima del tempo di corrivazione del bacino | 15 |
| 3.3 Stima dell'altezza di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione | 17 |
| 4. STUDIO IDRAULICO | 19 |
| 4.1 Il modello idraulico | 19 |
| 4.2 Risultati ed analisi..... | 21 |
| 5. CONCLUSIONI | 22 |

1. PREMESSA

Con la presente relazione si intendono illustrare le analisi ed i calcoli svolti per lo studio idrologico ed idraulico relativo al deflusso delle acque dei corsi d'acqua interessati dalla costruzione dell'ampliamento portuale in località "Marana" – Golfo di Marinella.

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 laghetto 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 ai fini di consentire l'ampliamento portuale.

Nella configurazione di progetto, 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 fase progettuale si è pensato di deviare il corso del torrente per aggirare la darsena in progetto attraverso un canale. A seguito delle varie riunioni con gli Enti preposti, Servizio territoriale opere idrauliche di Sassari, Autorità di Bacino e Comune di Golfo Aranci, è stata valutata l'esigenza di effettuare messa a norma dell'invaso artificiale. Tuttavia si è deciso che qualsiasi intervento sul laghetto, come la messa a norma, sarà rimandato ad una fase successiva in quanto non interferisce con le opere di ampliamento del porto e sarà di competenza dell'amministrazione comunale che ne detiene la proprietà e che quindi se ne dovrà fare carico.

Pertanto il presente studio ha la sola finalità di deviare il tracciato attuale del reticolo idrografico (Figura 1) del Rio Nodu in modo tale da permettergli di non interferire con l'ampliamento della darsena, come avviene attualmente. In previsione di una futura messa a norma del laghetto e in aggiunta alla deviazione del tracciato del reticolo idrografico (Figura 2), in questa fase verrà realizzato anche il collegamento tra l'attuale canale di guardia, proveniente dallo scatolare del laghetto, e il Rio Nodu.

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 atto a stimare le portate che defluiscono nei torrenti, sia per valutare la sistemazione proposta dal punto di vista prettamente idraulico e prevedere opere di mitigazione che escludano le zone interessate dall'ampliamento portuale dalle zone a rischio esondazione, sia per una valutazione comparativa tra stato attuale e di progetto. La modifica del Rio Nodu dovrà infine tener conto di eventuali future modifiche ai rii Perruma, Marana e Nostra Signora e quindi il dimensionamento del canale dovrà essere effettuato in modo tale da poter accogliere le eventuali portate di tali rii.

Il presente studio è supportato da modellazioni idrauliche al fine di determinare le aree esondabili sia nella situazione attuale che in quella di progetto.

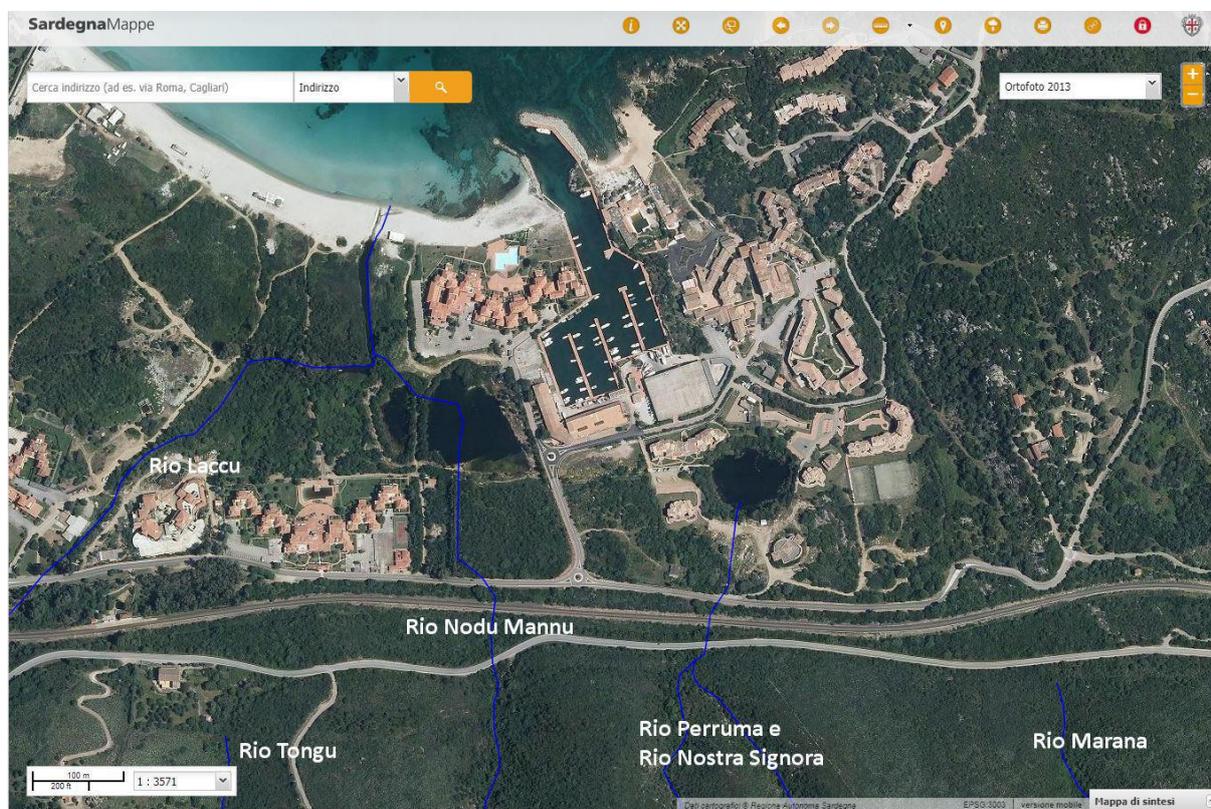


Figura 1 - Reticolo idrografico attuale (da Sardegna Geoportale)

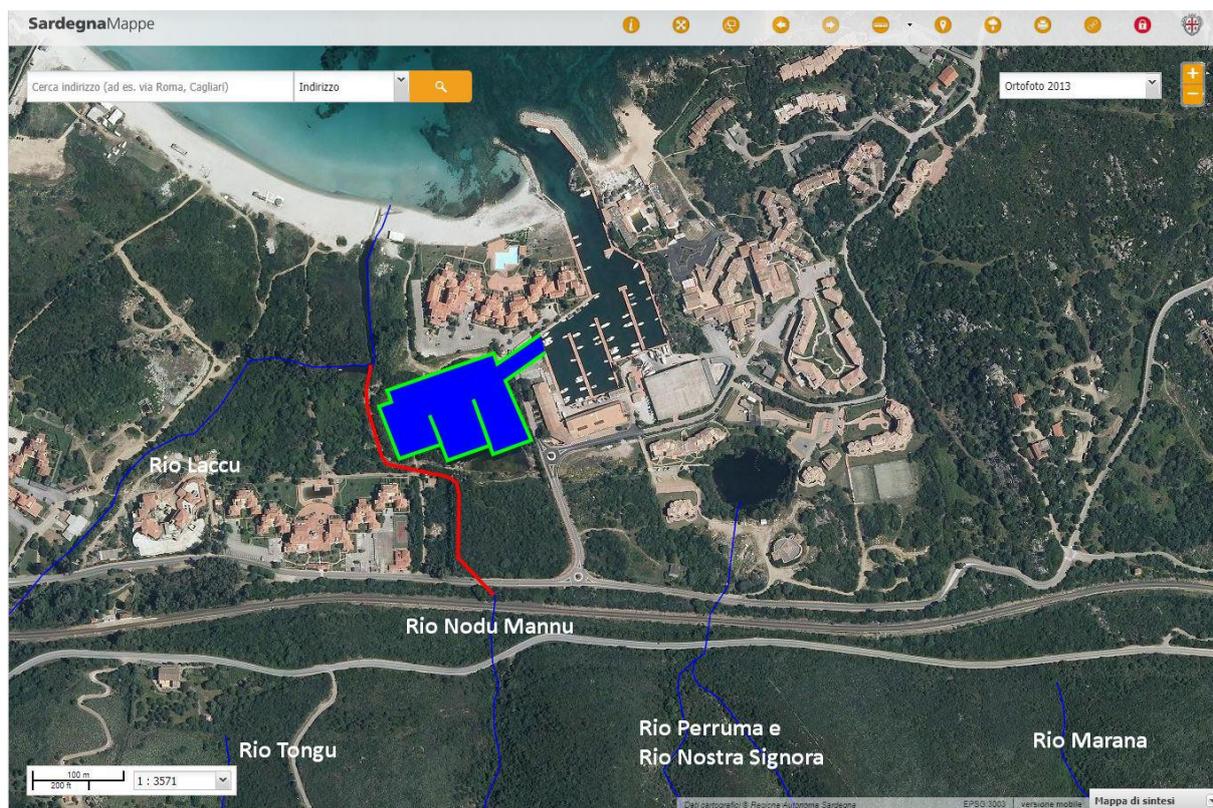


Figura 2 - Modifica al reticolo idrografico attuale (in rosso)

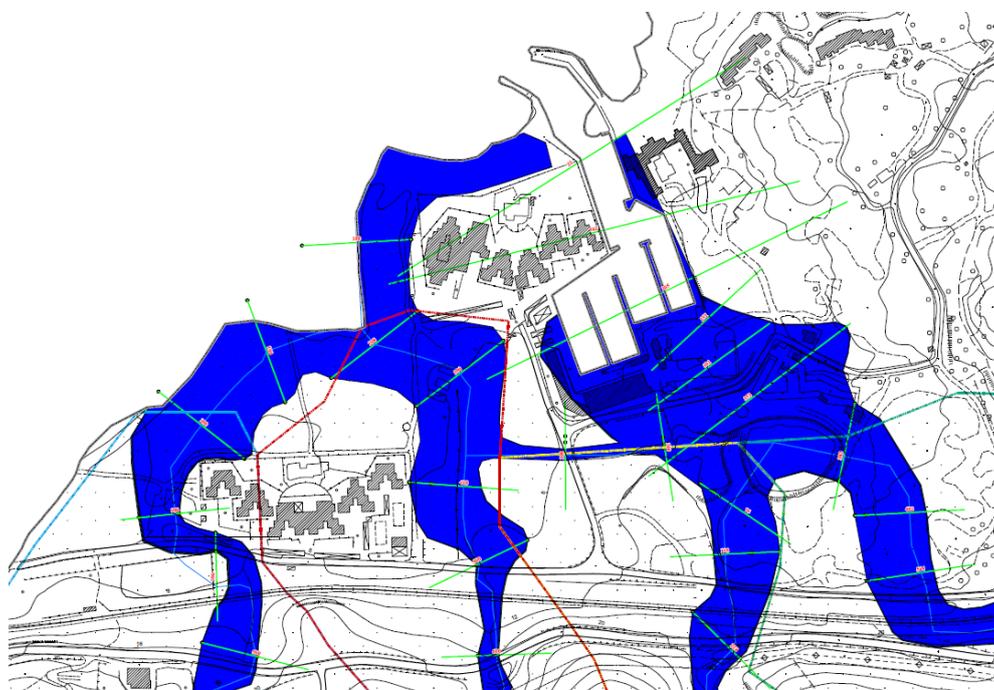


Figura 3 – Stralcio della tavola R.20 “Carta di pericolosità e rischio geologico e idraulico” approvata il 20/06/2015 dal Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino

2. ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi della pioggia 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 risalata 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:

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-A_1 e^{-\eta k} - A_* A_1^{1/\Theta} e^{-\eta k/\theta_*})}$$

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 4.

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

| | | | |
|----------------------|-------|---------------------|----------------|
| Piogge 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:

$$K_T = a_2' d^{n_2'} \quad \text{per } d \leq 1 \text{ ora}$$

$$K_T = a_2'' d^{n_2''} \quad \text{per } d \geq 1 \text{ ora}$$

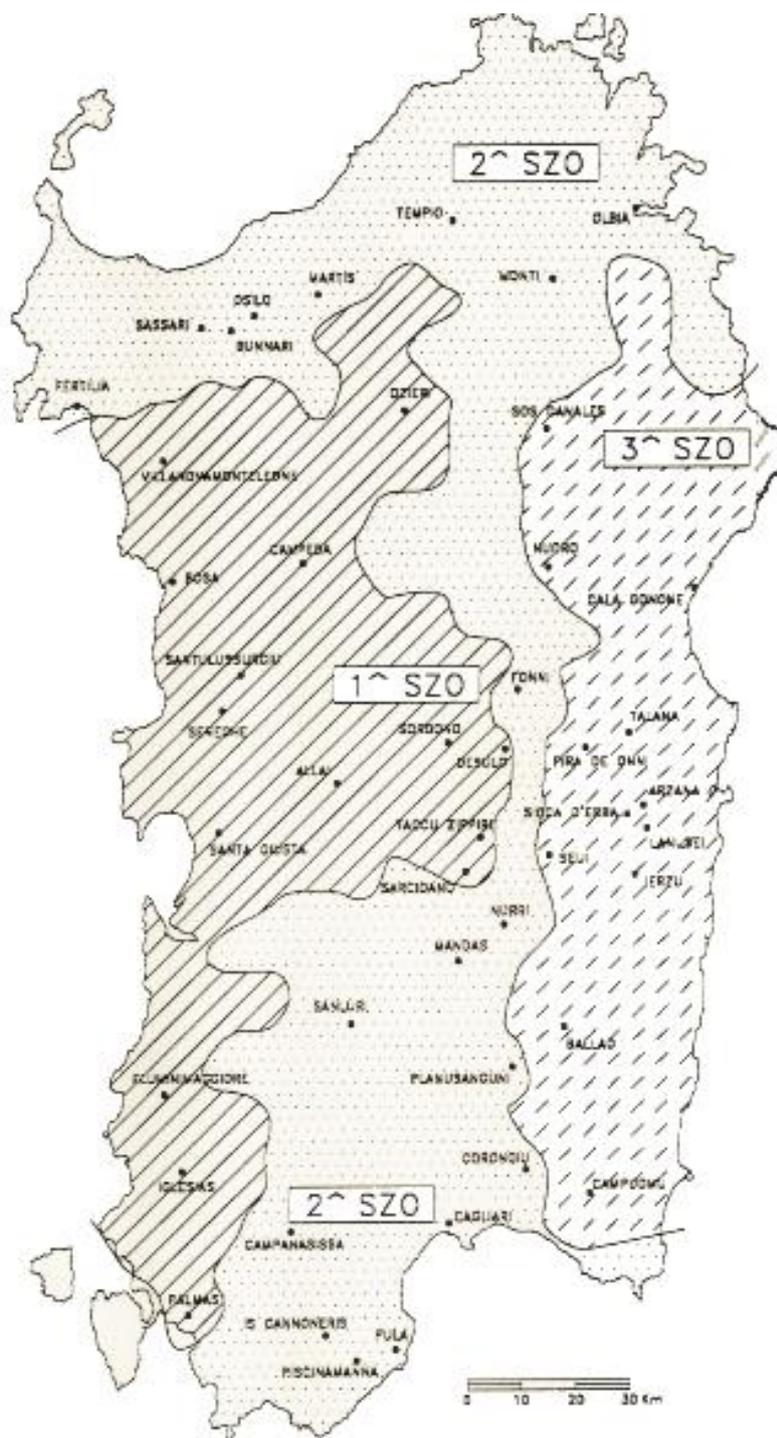


Figura 4 – Sotto-Zone Omogenee per le piogge brevi ed intense in Sardegna.

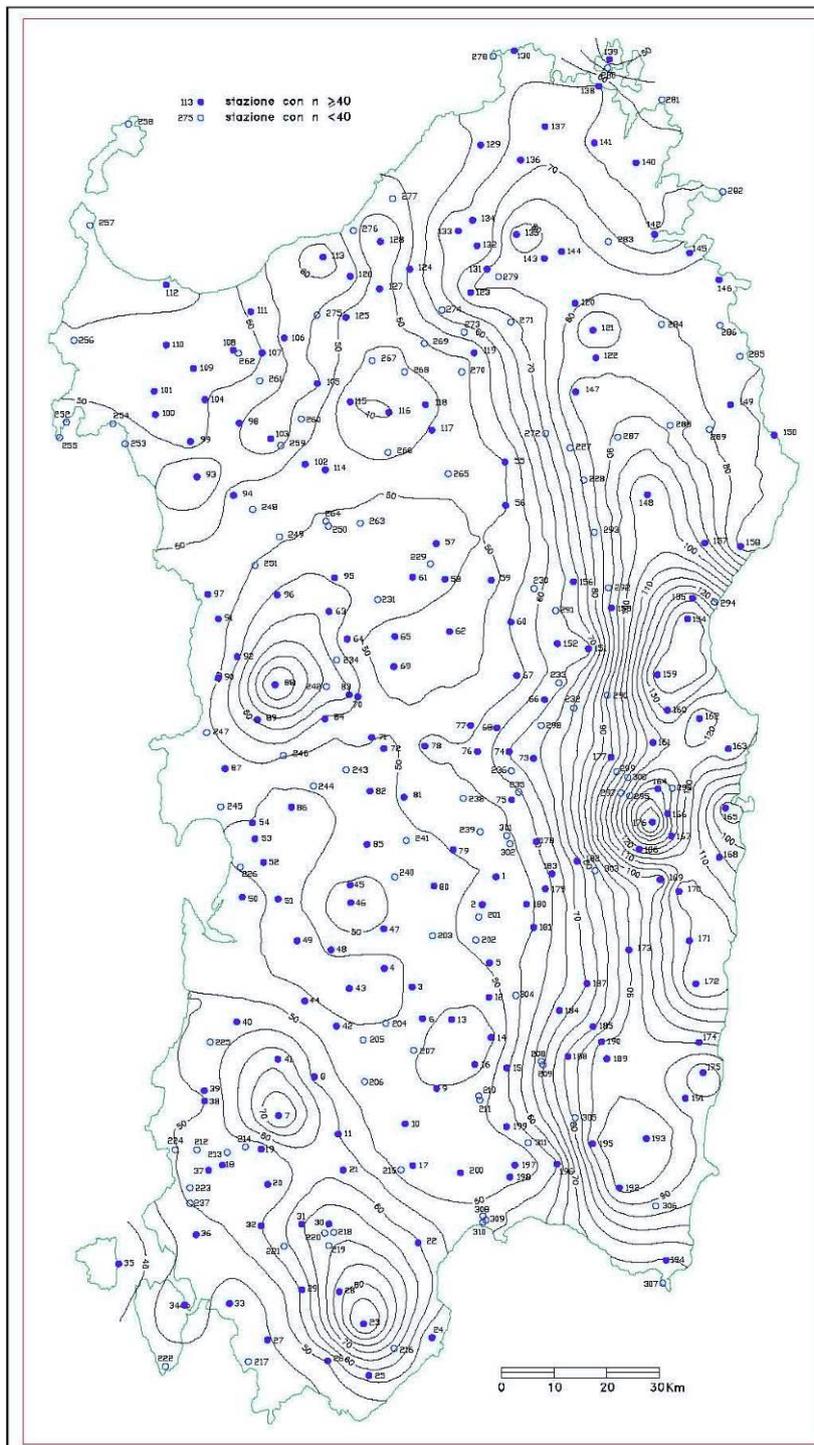


Figura 5 – Distribuzione spaziale dell’altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell’Università di Cagliari, 1997)

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:

$$H_T(d) = K_T m(H(d)) \quad \text{eq. 2.1}$$

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:

$$a_0 = m[h_g] / (0.88624 n_0)$$

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

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 Idrometeoclimatico 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 |

| Idrometro di Olbia | | | | | |
|----------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Anno | Durata in ore - d | | | | |
| | 1 | 3 | 6 | 12 | 24 |
| 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 |

3. 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 corrivazione t_c . Secondo questo schema anche la durata del processo di esaurimento, contata a partire dalla cessazione della pioggia è pari al tempo di corrivazione. 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.

3.1 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.

3.2 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 6).

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.

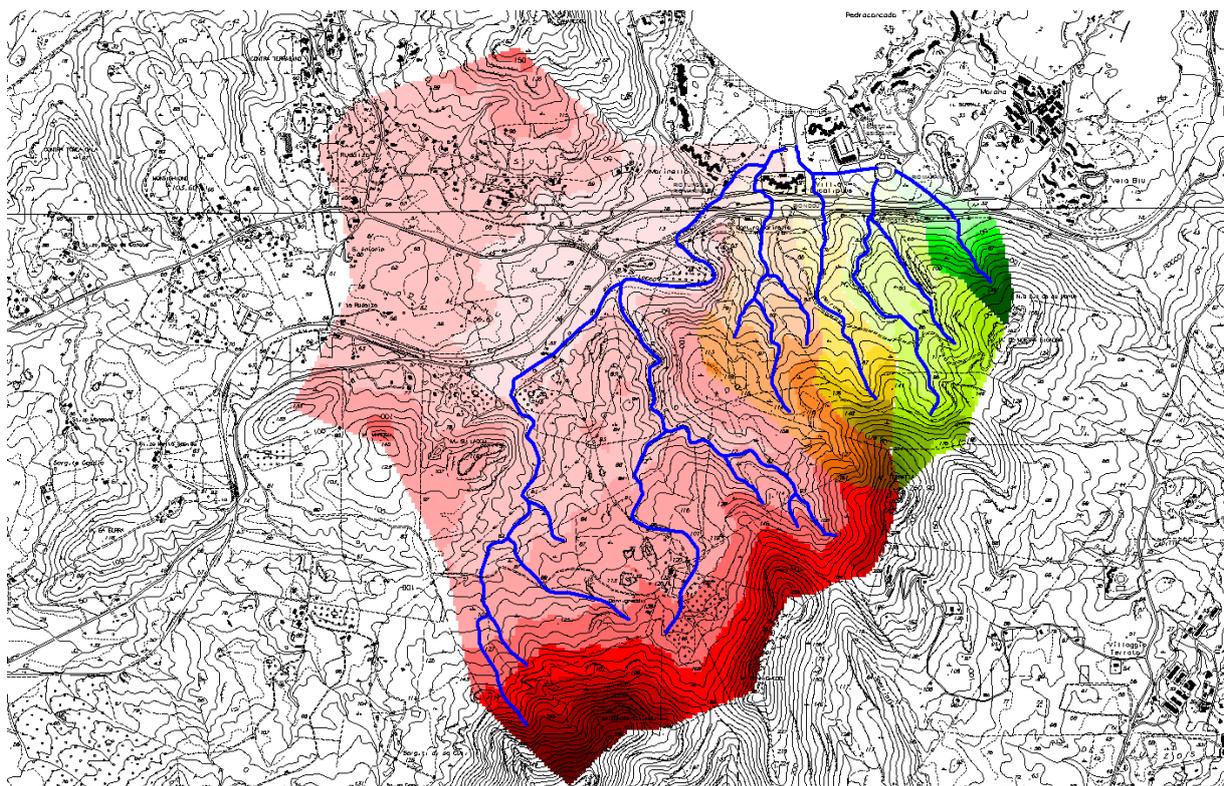


Figura 6 – Individuazione dei bacini Idrografici dei Rii interessati dall'ampliamento portuale

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] |

3.3 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 | | | |
|------------------------------|---------------|-----------|----------------------------|
| <i>Tr</i> | <i>h [mm]</i> | φ | <i>Q [m³/s]</i> |
| 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 |

4. STUDIO IDRAULICO

4.1 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 di 2 m alla base, altezza variabile da 2 a 2.5 m, sponde con scarpa minima 2:1, e con pendenza 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 1.64 m (monte) e pendenza pari al 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. In questo senso il tratto terminale del canale del Rio Nodu dovrà tenere conto delle portate che potrebbero provenire anche dai rii situati ad est.

La quota del fondo a valle dell'intersezione stradale di progetto 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 di 2.0 m alla base, 2.0 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 2.0 m.

Nelle zona di confluenza e nei tratti in curva sono state previste idonee protezioni a difesa dell'erosione dell'alveo e delle sponde con l'impiego di massi ciclopici.

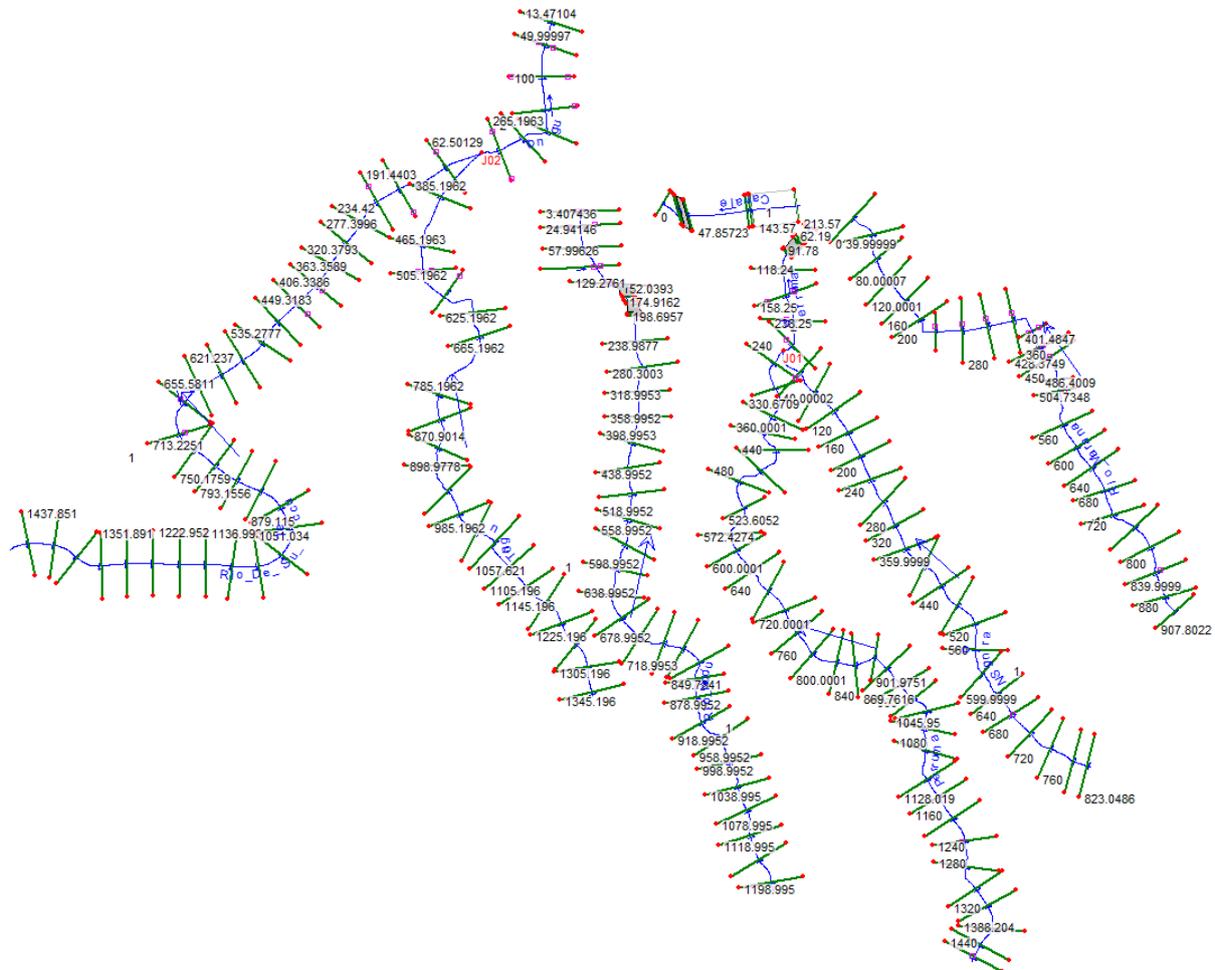


Figura 7 - Geometria Hec-Ras dello stato attuale

ampliamento del porto, consentendo lo smaltimento delle portate entro le sezioni di deflusso individuate.

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, con l'unica criticità rappresentata dal tombino ferroviario esistente, a monte del tratto di intervento.

Per quanto riguarda il tratto di canale che collega l'attraversamento stradale in corrispondenza del rio Marana 2 con il sistema rio Su Laccu/rio Tongu, esso risulta essere sempre in grado di contenere le portate di progetto fino a $T_R=500$ anni, pur non rispettando il franco minimo previsto dalla normativa.

5. CONCLUSIONI

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 $T_R=500$ anni, rimanendo la stessa all'interno delle sezioni dei canali progettati pur con le limitazioni relative al rispetto del franco di sicurezza descritte sopra. In particolare le portate provenienti da monte vengono convogliate alla foce del sistema rio Su Laccu/rio Tongu passando ad Ovest del porto senza causare allagamenti nell'area portuale stessa.

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.