

FIUMICINO
WATERFRONT

SOGGETTO ESECUTORE E FINANZIATORE



CITTÀ DI
FIUMICINO

SOGGETTO PROPONENTE ED ATTUATORE



RINA CONSULTING S.P.A.

Via Antonio Cecchi 6, 16129 Genova
tel +39 010 31961
www.rina.org
Registro imprese di Genova: 03476550102
Partita IVA: 03476550102



Atelier(s) Alfonso Femia s.r.l.

Via Interiano 3/11, 16124 Genoa
tel. +39 010.540095 fax 010.5702094
Via Cadolini 32/38, 20137 Milan
tel. +39 02.54019701 fax 010.54115512
55 rue des petites écuries, 75010 Paris
tel +331.42462894
genova@atelierfemia.com - www.atelierfemia.com
Registro imprese di Genova: 01601780990
Partita IVA: 01601780990



RESPONSABILE COORDINAMENTO
DELLE DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. **ALESSANDRO ODASSO**
Direttore Tecnico - Rina Consulting S.p.A.

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Alfonso FEMIA - Architettura e Landscape
Ing. Marco COMPAGNINO - Studio di impatto ambientale
Dott. Sandro LORENZATTI - Archeologia
Ing. Michele DI LAZZARO - Studio Idraulico e idrologico
Arch. Riccardo COCCIA - Prevenzione incendi
Ing. Alessandro VITA - Studio Geotecnico
Dott. Geol. Roberto SALUCCI - Geologia
Ing. Federico BARABINO - Sicurezza
Dott. Geol. Paolo RAVASCHIO - Rilievi e indagini
Ing. Flavio MARANGON - Studio trasportistico
Ing. Bruno RAMPINELLI ROTA - Compatibilità vincoli aeronautici

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Marino BALZARINI - Project Management Consultancy
Arch. Paola DEL BIANCO - Project Manager Deputy
Ing. Alessandro PIAZZA - Coordinamento Opere Civili
Ing. Damiano SCARCELLA - Coordinamento Opere Marittime
Arch. Sara GOTTARDO - Coordinamento Architettura e Landscape

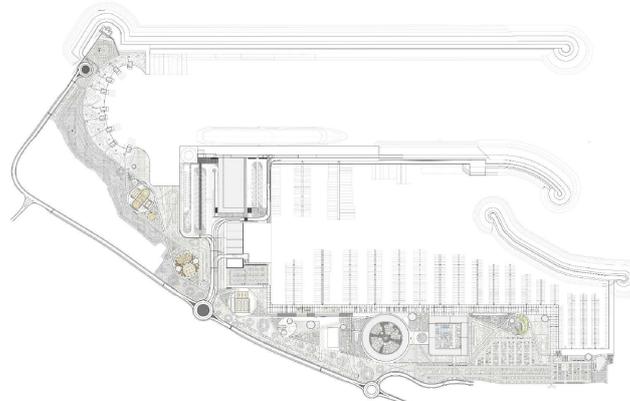
UNITÀ DI PROGETTO

Ing. Massimo GUIDI - Dirigente Comune di Fiumicino



PORTO TURISTICO-CROCIERISTICO DI FIUMICINO ISOLA SACRA
CUP:F1122000320007

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



00_INQUADRAMENTO GENERALE
GEOLOGIA E IDROLOGIA-GEOTECNICA-SISMICA
RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA - RETICOLO MINORE

COMMESSA	SERVIZIO LOTTO	OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROG.	REV.	SCALA
P0031150	D0	MP00	GI	REL	02	00	

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
00	Emissione per approvazione	M. Di Lazzaro	A. Piazza	A. Odasso	31/07/2023
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

NOME FILE: 0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_0

INDICE

	Pagina
INDICE DELLE TABELLE	2
INDICE DELLE FIGURA	2
1 PREMESSA	5
1.1 OGGETTO DELL'ELABORATO	5
1.2 NORMATIVA E PUBBLICAZIONI DI RIFERIMENTO	5
1.3 INQUADRAMENTO NELLA PIANIFICAZIONE DI BACINO	6
2 ANALISI IDROLOGICA	10
2.1 APPROCCIO METODOLOGICO	10
2.2 METODOLOGIA VAPI	10
2.3 RISULTATI METODOLOGIA DI REGIONALIZZAZIONE	12
2.4 IETOGRAMMA DI PROGETTO	14
3 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO	18
3.1 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	18
3.2 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	21
3.3 MODELLAZIONE IDRAULICA	23
3.4 SCHEMA MATEMATICO DEL MODELLO	23
3.5 IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO	27
3.6 CONDIZIONI AL CONTORNO	28
3.7 SIMULAZIONI	29
3.8 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA	30
3.9 ANALISI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI	36

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1 – Programma Valutazione Piene del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche - parametri della sottozona A4 -	13
Tabella 3-1 – simulazioni condotte e caratterizzazione dell'evento di progetto	29

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1 - Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (II ciclo) – mappa della pericolosità idraulica per esondazione del fiume Tevere	8
Figura 1-2 - Autorità di Bacino del fiume Tevere - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (I ciclo) – mappa della pericolosità idraulica per esondazione della rete dei canali di bonifica dell'Agro Romano redatta ai sensi della Direttiva Alluvioni (2007/60/CE)	8
Figura 1-3 - Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (II ciclo) – mappa del Rischio ai sensi del D. Lgs. 49/2010	9
Figura 1-4 Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico per il Bacino del Fiume Tevere aggiornato nella mappatura dell'area in oggetto con Decreto Segretariale n°46/22 del Giugno 2022	9
Figura 2-1 – Regionalizzazione VAPI per l'Italia centrale – sottozone della regione laziale costiera – posizionamento del nuovo porto turistico di Fiumicino	12
Figura 2-2 – andamento dell'intensità di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata – precipitazioni fino a 3 ore	14
Figura 2-3 - andamento dell'altezza di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata – precipitazioni fino a 3 ore	14
Figura 2-4 – ietogramma Chicago centrato per diversi tempi di ritorno	17
Figura 2-5 – ietogramma chicago di progetto (tempo di ritorno di 200 anni).	17
Figura 3-1 - area di realizzazione del nuovo porto turistico	18
Figura 3-2 - Altimetria del sito oggetto dell'intervento. In nero: argine di nuova realizzazione	19
Figura 3-3 - Tombino idraulico – a destra: vista satellitare a sinistra: vista in prospettiva.	20
Figura 3-4 - Tombino idraulico – a destra: vista satellitare a sinistra: vista in prospettiva.	20
Figura 3-5 - Controfossi argine.	21
Figura 3-6 - Inquadramento del modello digitale del terreno utilizzato e della mesh di calcolo	27
Figura 3-7 - Mappatura delle classi di uso del suolo	28
Figura 3-8 Evento di progetto – intensità di pioggia dello ietogramma Chicago utilizzato	29
Figura 3-9 – condizioni ante operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento generale	30
Figura 3-10 – condizioni ante operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento di dettaglio	31
Figura 3-11 - condizioni ante operam - Inviluppo delle massime velocità di deflusso – dettaglio nell'area di realizzazione dell'intervento	32
Figura 3-12 condizioni post operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento generale	33
Figura 3-13 - condizioni post operam - Inviluppo delle massima elevazioni idriche – inquadramento di dettaglio	34
Figura 3-14 - condizioni post operam - Inviluppo delle massime velocità di deflusso – dettaglio nell'area di realizzazione dell'intervento	35
Figura 3-15 Confronto tra ante e post operam sull'area di progetto e limitrofe –Inviluppo delle massime elevazioni idriche; a sinistra, ante operam; a destra: post operam.	36
Figura 3-16 -Confronto tra ante e post operam sull'area di progetto e limitrofe – Inviluppo delle massime velocità; a sinistra, ante operam; a destra: post operam.	37

Figura 3-17 - canale di bonifica nell'area ad est di via del Faro - stralcio planimetrico con sezioni di controllo 38

Figura 3-18 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°3 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17) 38

Figura 3-19 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°2 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17) 39

Figura 3-20 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°1 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17) 39

STUDIO IDROLOGICO E DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

**RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ
IDRAULICA**
Reticolo minore

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DELL'ELABORATO

Il presente elaborato riporta le metodologie adottate, i dati utilizzati e le assunzioni operate, e infine i risultati dello **studio di compatibilità idraulica** redatto per il nuovo Porto Turistico di Fiumicino Isola Sacra; in particolare, lo studio qui presentato è relativo alla compatibilità idraulica rispetto agli eventi di progetto del reticolo minori (canali di bonifica), che risultano adiacenti l'area di sviluppo della nuova infrastruttura.

Il **porto turistico di Fiumicino Isola Sacra** è previsto appunto nella parte meridionale dell'area di isola Sacra, in adiacenza della Foce di Fiumara Grande. La concessione demaniale per la sua costruzione, di durata novantennale, è stata affidata alla società Iniziative Portuali S.p.a. (IP) nel febbraio 2010 dal Comune di Fiumicino, sulla base di un *Accordo di Programma* sottoscritto con lo stesso comune e con la Regione Lazio.

Il progetto sviluppato da IP prevedeva la realizzazione di 1,400 posti barca e di un cantiere nautico da 10,300 mq. A questi si aggiungevano oltre 40,000 mq di edilizia, destinata in gran parte a residenze, ma anche ad un albergo e superfici commerciali, di ristorazione e di servizio.

Le attività di costruzione del Porto, cominciate nel 2010, sono state interrotte dal concessionario dopo pochi mesi e ad oggi risulta realizzata solo una parte della diga foranea, senza che siano state realizzate né la marina, né le opere edili, né le opere necessarie all'urbanizzazione dell'area in concessione, al soddisfacimento degli standard urbanistici, né quelle aggiuntive previste a servizio di Isola Sacra, lasciando le aree di progetto in un generale stato di degrado.

Nel 2022 la Fiumicino Waterfront S.r.l., società costituita ad hoc da dal fondo iCON Infrastructure LLP e dalla Royal Caribbean Group, ha rilevato la concessione demaniale per la realizzazione e gestione del porto turistico di Fiumicino, rivisitando il progetto originale di Iniziative Portuali S.p.A e, pur mantenendo la prevalente funzione nautica da diporto (in accordo al DPR 2 Dicembre 1997 n. 509 - Decreto Burlando "porti turistici"), introduce la funzione turistico-crociéristica nel più esterno dei due bacini che compongono il porto.

Lo studio di compatibilità idraulica è rivolto ad accertare che le modifiche introdotte nella trasformazione del territorio per la realizzazione del nuovo porto non determinino un aggravio delle condizioni di pericolosità e rischio idraulico nell'area limitrofa.

Lo studio è articolato in una parte di **analisi idrologica** delle precipitazioni intense sull'area, ottenuta attraverso la formulazione VAPI (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche); la definizione di uno per il quale è stato prescelto lo ietogramma di tipo Chicago, che risulta critica per ciascuna durata di precipitazione.

La modellazione utilizzata è di tipo idrologico – idraulico accoppiata attraverso il software hecRas, che è stato possibile utilizzare in quanto le portate defluenti nei canali di bonifica interessati sono anche generate all'interno del dominio di calcolo di calcolo simulato.

1.2 NORMATIVA E PUBBLICAZIONI DI RIFERIMENTO

Si presenta nel seguito un elenco delle Normative e Pubblicazioni in riferimento alle quali è sviluppato il documento.

1. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano di Assetto Idrogeologico;*
2. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano stralcio per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce – PS5;*
3. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale – PAI – Norme Tecniche di Attuazione;*
4. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale – PAI – Norme Tecniche di Attuazione – Progetto di Il aggiornamento del Piano di bacino stralcio per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce – PS5 – Allegati alle norme tecniche di attuazione;*

5. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale – Fasce e rischio idraulico sul reticolo secondario e minore (Rete canali di bonifica dell'Agro Romano) – Tavola PB88 – I – Rete canali di bonifica;*
6. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale – deliberazione n. 20/2019 – Riesame ed aggiornamento delle mappe della pericolosità e del rischio alluvioni. Adozioni delle misure di salvaguardia;*
7. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale – Aree sottoposte a misure di salvaguardia ai sensi della Delibera n° 20 del 20/12/2019 della Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale – Tavola 43;*
8. *Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale (ex Autorità di Bacino del fiume Tevere) – Studio idrologico ed idraulico bidimensionale per l'aggiornamento del piano di assetto idrogeologico del reticolo secondario per l'area di Roma Capitale – Relazione Linee Guida;*
9. *D. Lgs. 23 febbraio 2010 n.49 – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – Mappe di pericolosità e rischio – Relazione sugli aspetti metodologici;*
10. *DECRETO DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 29 settembre 1998*
11. *Centro Studi Deflussi Urbani – Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione;*
12. *Centro Studi Deflussi Urbani – Acque di prima pioggia nei sistemi di fognatura. Manuale di progettazione;*
13. *Idraulica dei sistemi fognari. Dalla teoria alla pratica (Gisonni C., Hager W.H.);*
14. *Progetto VAPI (Valutazione delle Piene in Italia);*
15. *Norme tecniche per le costruzioni 2018.*

1.3 INQUADRAMENTO NELLA PIANIFICAZIONE DI BACINO

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni I ciclo del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, è stato adottato il 17 dicembre 2015 con deliberazione n. 6 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, costituito ai sensi dell'art.12, comma 3, della legge n. 183/1989 e integrato dai componenti designati dalle Regioni il cui territorio ricade nel Distretto Idrografico non già rappresentante nel medesimo Comitato.

Per il II ciclo del PGRA, gli elaborati di aggiornamento sono stati esaminati e condivisi nella seduta della Conferenza Operativa del 15 dicembre 2021, che ha espresso al riguardo parere favorevole.

Il Piano è stato preceduto, come previsto dalla normativa sopra ricordate, da una lunga fase di attività preparatorie tra le quali – la più importante – la fase di mappatura della pericolosità e del rischio del Distretto idrografico dell'Appennino centrale.

Il Piano consta di due sezioni

- la parte A) riguarda principalmente l'attività di pianificazione di bacino di cui agli articoli 65, 66, 67, 68 del decreto legislativo n. 152/06, facendo salvi gli strumenti di pianificazione già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino già prodotta nell'ambito della normativa previgente; essa è in particolare quella che rileva dal punto di vista della mappatura delle aree rischio di cui alle Figura 1-1 e 1-2
- la parte B) riguarda, in coordinamento con le altre Regioni e con il Dipartimento nazionale della Protezione Civile, il sistema di allertamento, nazionale, statale e regionale, per il rischio idraulico di cui alla Direttiva P.C.M. 27/2/2004.

Con il parere n. 12 del 26 marzo 2021 la Commissione tecnica VIA VAS ha escluso il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto dell'Appennino Centrale dall'assoggettabilità a VAS fornendo alcune osservazioni/prescrizioni recepite mediante una relazione integrativa nel Piano gestione Rischio Alluvioni in adozione.

Infine, in data 20 dicembre 2021 con Delibera n.27/2021 la Conferenza Istituzionale Permanente ha adottato l'aggiornamento del PGRA ai sensi degli art.65 e 66 del D.Lgs 152/2006 e con il DPCM del 1 dicembre 2022 il Piano è stato definitivamente approvato.

Per i contenuti delle mappe del II ciclo la delibera di presa d'atto della conferenza istituzionale permanente è del 20 dicembre 2019.

Dal punto di vista della Pianificazione di Bacino, l'area in cui verrà realizzato il nuovo porto turistico risulta ricadere alla data di emissione del progetto nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale (ABDAC), che ricomprende anche l'area già di pertinenza dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere.

Tale area risulta perimetrata ai sensi del sopra citato PGRA (D. Lgs. 49/2010) e classificata come *area a bassa pericolosità idraulica (P1)* per quanto riguarda la potenziale esondazione del fiume Tevere e dei bacini minori (pericolosità complessiva, figura 1-1).

Per quanto riguarda la pericolosità relativa al potenziale allagamento per il reticolo minore, è opportuno rilevare che l'area, nell'ambito della redazione delle mappe del *I ciclo di PGRA* da parte dell'allora competente *Autorità di Bacino del Fiume Tevere*, non è risultata perimetrata (figura 1-2); questo indicava che l'attenzione maggiore in termini di pericolosità idraulica deriva dagli effetti di allagamento dovuti all'impossibilità del reticolo secondario di esitare le portate degli scoli minori al Tevere, e che quindi lo scenario di riferimento principale per l'area di intervento è rappresentato principalmente dalla piena del fiume, dato confermato anche dalle modellazioni di cui alla presente relazione.

Si è in ogni caso ritenuto valutare in modo specifico se l'intervento in oggetto, per effetto della modifica delle quote del terreno nell'area di nuova realizzazione, dovesse avere qualche impatto sul regime dei fossi di bonifica adiacenti.

Per quanto riguarda il rischio idraulico, dal punto di vista del rischio di esondazione del fiume Tevere l'area oggetto dell'intervento è perimetrata nel PGRA ai sensi del D. Lgs. 49/2010 e del DPCM del 29/9/1998 come area a rischio medio, essendo bassa la pericolosità idraulica pari a P1 ma con un elevato valore dei beni esposti (area portuale), come indicato in figura 1-3.

Il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico per il Bacino del Fiume Tevere è stato aggiornato nella mappatura dell'area in oggetto con Decreto Segretariale n°46/22 del Giugno 2022; la nuova mappa integrata di pericolosità e rischio presenta delle modifiche rispetto alla precedente versione dell'aggiornamento del PAI per il tratto metropolitano del Tevere da Castel Giubileo alla foce (PS5, che riportava l'assetto idraulico con le fasce fluviali e le zone a rischio del Tevere).

Il PAI vigente è rappresentato in figura 1-4 e perimetra l'area di intervento come area a rischio R3.

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA – RETICOLO MINORE

P0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_00

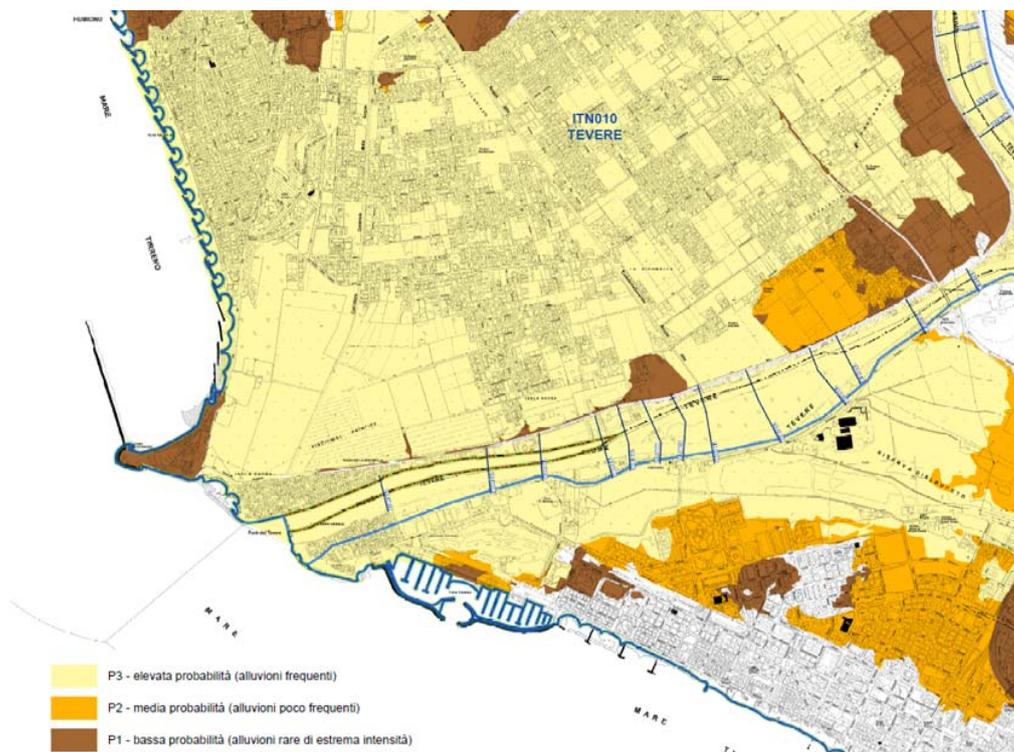


Figura 1-1 - Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (II ciclo) – mappa della pericolosità idraulica per esondazione del fiume Tevere

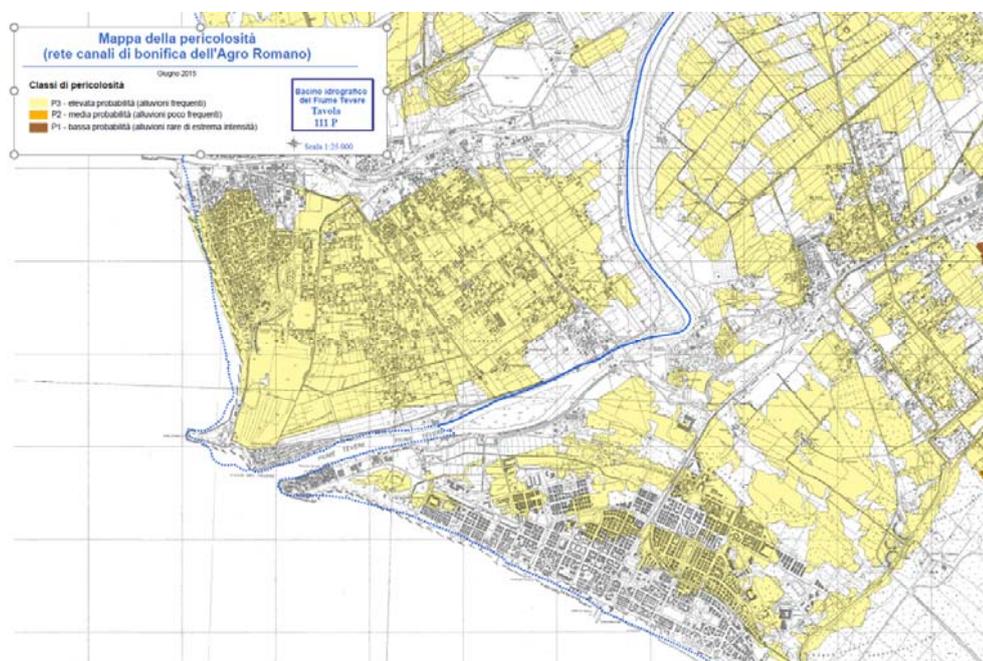


Figura 1-2 - Autorità di Bacino del fiume Tevere - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (I ciclo) – mappa della pericolosità idraulica per esondazione della rete dei canali di bonifica dell'Agro Romano redatta ai sensi della Direttiva Alluvioni (2007/60/CE)

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA – RETICOLO MINORE

P0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_00

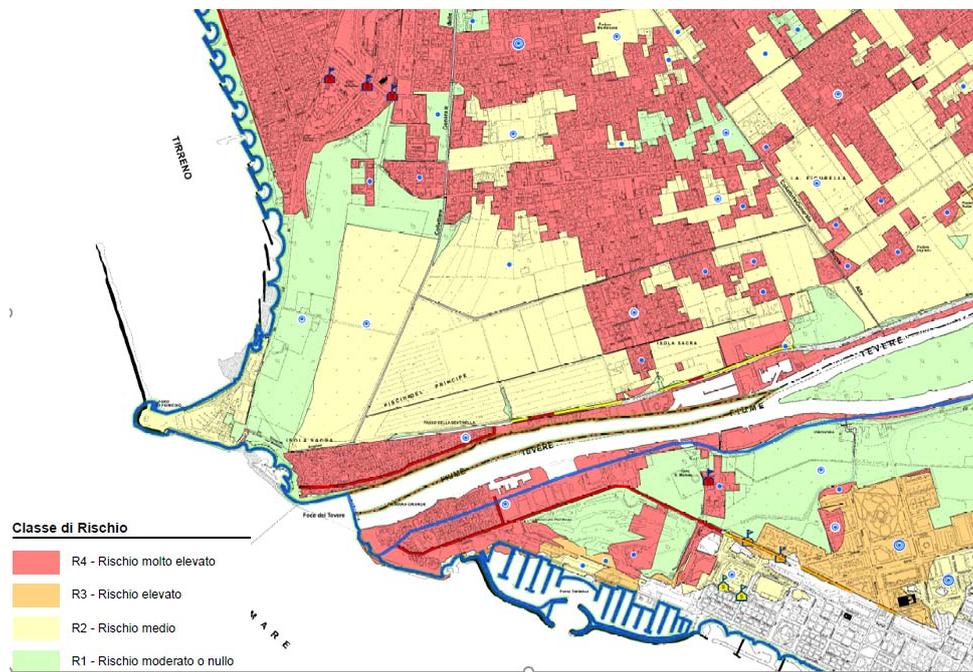


Figura 1-3 - Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (II ciclo) – mappa del Rischio ai sensi del D. Lgs. 49/2010

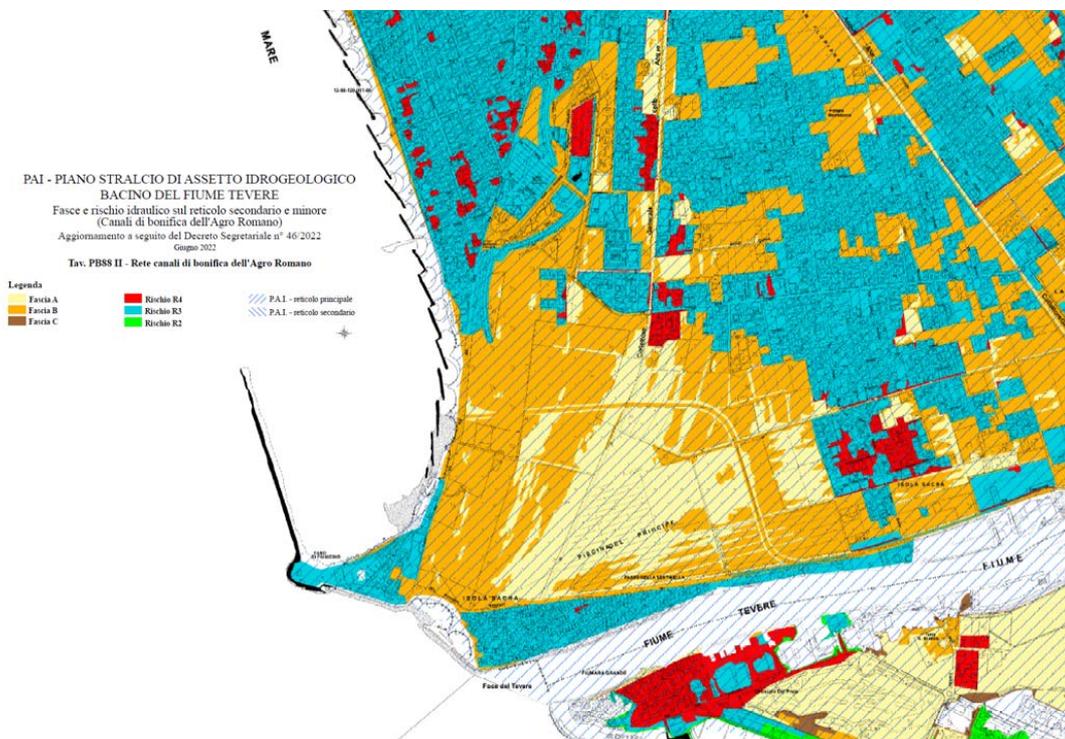


Figura 1-4 Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico per il Bacino del Fiume Tevere aggiornato nella mappatura dell'area in oggetto con Decreto Segretariale n°46/22 del Giugno 2022

2 ANALISI IDROLOGICA

2.1 APPROCCIO METODOLOGICO

Lo studio idrologico del reticolo minore è stato sviluppato allo scopo di verificare la compatibilità delle opere di nuova realizzazione con il deflusso delle acque nei canali di bonifica presenti. Per la determinazione della portata fluente nei canali irrigui, l'analisi è stata basata sulla metodologia di stima delle portate per trasformazione afflussi-deflussi.

Per quanto riguarda la definizione della forzante pluviometrica, si è adottata la metodologia di determinazione delle altezze ed intensità in corrispondenza dei diversi tempi di ritorno e durate. L'area ricade nell'analisi VAPI condotta sull'Italia centrale attraverso una legge di pioggia a 3 parametri.

La parametrizzazione dello ietogramma di progetto è stata ottenuta impostando una forma a ietogramma Chicago, caratterizzata da un picco centrale. Lo ietogramma Chicago consente di non scegliere a priori la durata della pioggia critica, in quanto per ciascuna durata esso racchiudere sempre un intervallo in cui la sollecitazione meteorica è proprio pari, in volume, a quella della curva IDF che lo genera.

2.2 METODOLOGIA VAPI

È riportata brevemente la metodologia generale adottata per la determinazione del clima pluviometrico secondo la metodologia VAPI e i risultati conseguiti per la definizione degli ietogrammi di progetto, utilizzati successivamente per il calcolo delle portate di piena.

La caratterizzazione è avvenuta attraverso uno strumento consolidato e di uso generale: gli ietogrammi di progetto sono stati determinati a partire dalla regionalizzazione delle piogge intense per l'Italia centrale, elaborate nella forma di leggi di probabilità pluviometrica (relazioni Intensità-Durata-Frequenza o IDF) espresse tramite la legge asintotica del massimo valore tipo 1 a due componenti o TCEV (Two Component Extreme Value).

Il progetto di riferimento è denominato "Progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia", portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche. Esso ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e di fornire uno strumento ed una guida ai ricercatori ed ai tecnici operanti sul territorio, per comprendere i fenomeni coinvolti nella produzione delle portate di piena naturali e per effettuare previsioni sui valori futuri delle precipitazioni e piene in una sezione di un bacino idrografico non regolato.

L'adozione della legge TCEV è stata introdotta a seguito della constatazione del fatto che in numerosi pluviometri si sono registrati alcuni eventi assolutamente straordinari, la cui intensità supera di gran lunga le intensità inferiori di pari durata. Tali eventi sono indicati nella letteratura anglosassone come *outliers*. La probabilità di questi eventi

è fortemente sottostimata da una legge di Gumbel o da una legge log-normale.

La distribuzione TCEV definisce la probabilità di non superamento di una mistura di due popolazioni di eventi definite come *componente bassa*, che include gli eventi che potremmo chiamare *ordinari*, e componente alta che include gli eventi che potremmo considerare *straordinari*, di cui fanno parte gli eventuali *outliers*.

La distribuzione TCEV si esprime:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \quad (1.01)$$

dove X è la variabile, x è un generico valore di X e i parametri indicano:

- Λ_1 e Λ_2 il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario, ad esempio l'anno, che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- Θ_1 e Θ_2 il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, in cui è ovviamente:

$$\Theta_2 \geq \Theta_1 \quad (1.02)$$

la (1.01) diventa:

La TCEV può essere messa nella forma:

$$P_X(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)}} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)} \quad (1.03)$$

avendo posto:

$$\alpha_1 = \frac{1}{\Theta_1} \quad \text{e} \quad \alpha_2 = \frac{1}{\Theta_2}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\ln \Lambda_1}{\alpha_1} = \Theta_1 \ln \Lambda_1 \quad \text{e} \quad \varepsilon_2 = \frac{\ln \Lambda_2}{\alpha_2} = \Theta_2 \ln \Lambda_2$$

Derivando la (1.01) rispetto a x si ottiene la densità di probabilità della TCEV:

$$p_X(x) = \left(\frac{\Lambda_1}{\Theta_1} e^{-\frac{x}{\Theta_1}} + \frac{\Lambda_2}{\Theta_2} e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \right) \cdot e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \quad (1.04)$$

che può essere anche espressa nella forma:

$$p_X(x) = \left(\alpha_1 e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)} + \alpha_2 e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)} \right) \cdot e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)}} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)} \quad (1.05)$$

che è la forma della distribuzione di probabilità adottata.

2.3 RISULTATI METODOLOGIA DI REGIONALIZZAZIONE

La zona di riferimento per il nuovo porto turistico di Fiumicino è la zona A.

La sottozona di riferimento è la A4 (come indicato in figura 2.1)

Una volta definita la sottozona caratteristica, risultano definiti i parametri della equazione 1.05, per cui è possibile ricavare in forma implicita l'altezza della precipitazione attesa una volta fissata la probabilità di non superamento (tempo di ritorno) e la durata della precipitazione.

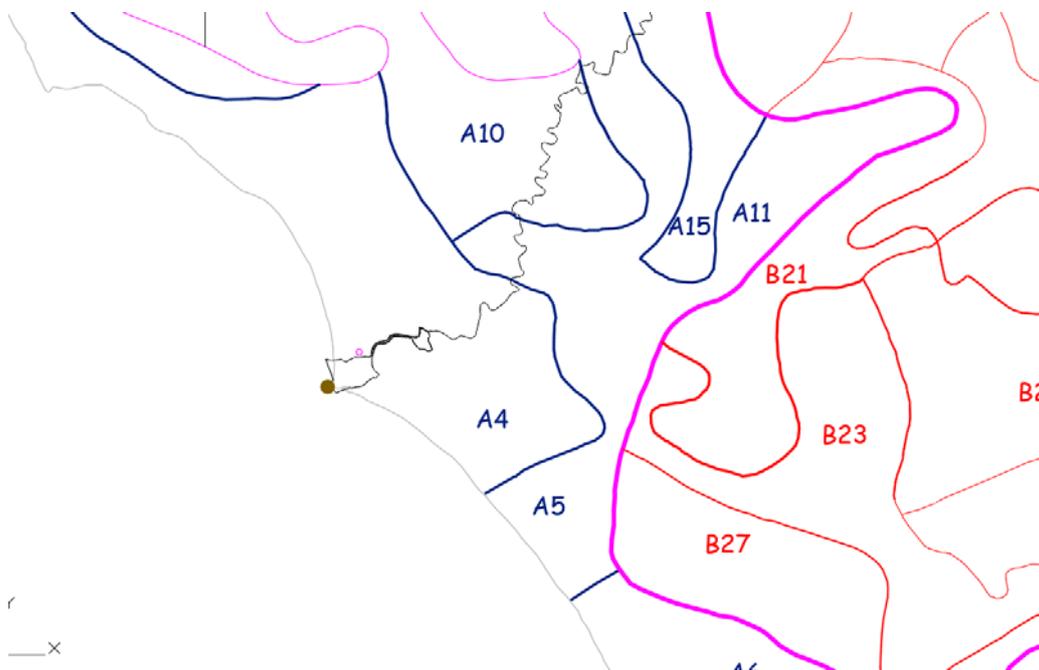


Figura 2-1 – Regionalizzazione VAPI per l'Italia centrale – sottozona della regione laziale costiera – posizionamento del nuovo porto turistico di Fiumicino

Relativamente ai valori dei parametri di regionalizzazione (altezza di pioggia oraria a e parametri di crescita con la durata b ed m), si ottengono i valori riportati nella seguente tabella:

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA – RETICOLO MINORE

P0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_00

Tabella 2-1 – Programma Valutazione Piene del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche - parametri della sottozona A4 -

Probabilità di non superamento	Tempo di ritorno	parametro a_i
P	TR	$a_i(Tr)$
	(anni)	(mm)
0.500	2	31.6
0.667	3	36.8
0.800	5	43.2
0.900	10	52.9
0.950	20	65.3
0.960	25	70.1
0.967	30	74.3
0.980	50	87.2
0.990	100	105.9
0.995	200	125.1
0.997	300	136.3
0.998	500	150.5
0.999	1000	169.7
b	0.17049	
m	0.78811	

L'andamento dell'intensità (mm/h) e dell'altezza di pioggia (mm) è rappresentato per le diverse durate nei seguenti grafici 2-2 e 2-3.

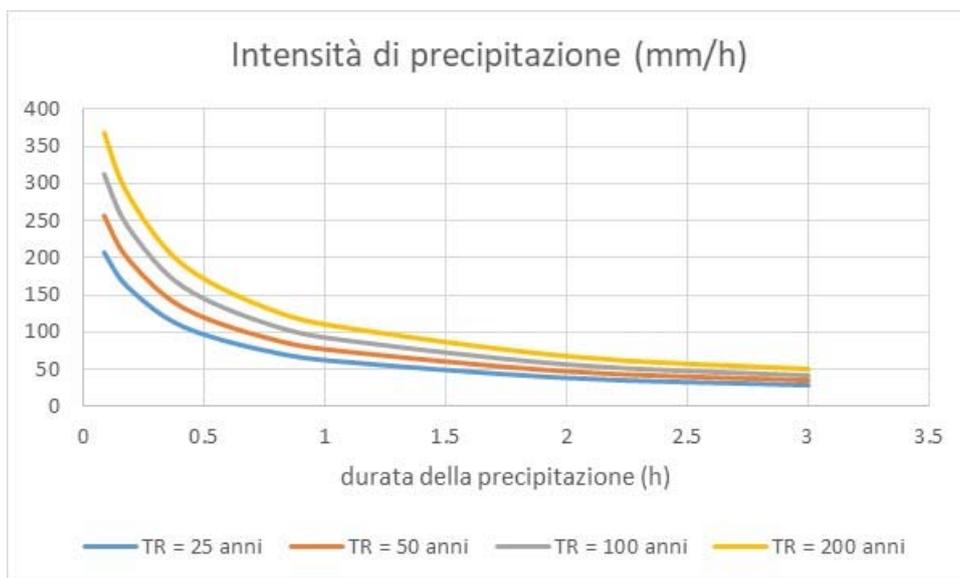


Figura 2-2 – andamento dell'intensità di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata – precipitazioni fino a 3 ore

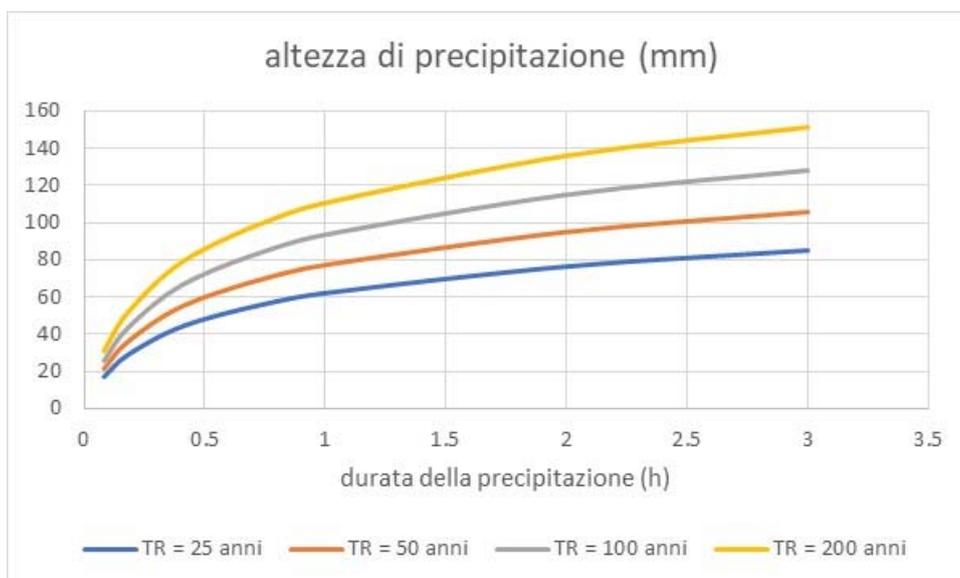


Figura 2-3 - andamento dell'altezza di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata – precipitazioni fino a 3 ore

2.4 IETOGRAMMA DI PROGETTO

Nella definizione della precipitazione da applicare sui canali della rete di bonifica presente nell'area limitrofa a quella di realizzazione del nuovo porto si è scelto di non definire a priori la durata della precipitazione critica per i bacini di scolo afferenti direttamente ai campi. Prescindendo quindi da una stima del tempo di concentrazione caratteristico dei canali in oggetto (comunque di breve durata), è possibile ricorrere all'applicazione dello ietogramma Chicago, che risulta in ogni caso forza il bacino con un volume di pioggia che risulta critico per ciascuna durata.

Per procedere in tal senso, si è scelto di applicare come forzante al modello di propagazione idraulica (di cui nel seguito) uno ietogramma di progetto di tipo Chicago simmetrico centrato.

Si definisce *ietogramma Chicago anticipato* uno ietogramma sintetico in cui la distribuzione temporale delle altezze coincide con la relazione altezza-durata. Lo ietogramma si ottiene semplicemente sostituendo il tempo storico alla durata in detta relazione. Per la relazione a tre parametri lo ietogramma Chicago anticipato è dato, in termini di altezza e d'intensità istantanea, dalle relazioni:

$$h(t) = \frac{at}{(b+t)^m} = i_0 \left(\frac{b}{b+t} \right)^m t$$

$$i(t) = \frac{dh(t)}{dt} = a \frac{b+(1-m)t}{(b+t)^{m+1}} = i_0 \left(\frac{b}{b+t} \right)^m b(1-m)t$$

Forma generale dello ietogramma Chicago

Nella sua forma generale, lo ietogramma Chicago ha il picco ad un generico tempo t_r minore della durata complessiva t_c . Si ponga:

$$r = \frac{t_r}{t_c}$$

Sostituendo nella al posto di t

– per $t \leq t_r$:

$$\frac{t_r - t}{r}$$

e si ha:

$$i(t) = a \frac{b + (1-m) \frac{t_r - t}{r}}{\left(b + \frac{t_r - t}{r} \right)^{m+1}}$$

$$h(t) = a \left[t_r \left(b + \frac{t_r}{r} \right)^{-m} - (t_r - t) \left(b + \frac{t_r - t}{r} \right)^{-m} \right]$$

– per $t \geq t_r$:

$$\frac{t - t_r}{1 - r}$$

e si ha:

$$i(t) = a \frac{b + (1-m) \frac{t-t_r}{1-r}}{\left(b + \frac{t-t_r}{1-r}\right)^{m+1}}$$

$$h(t) = a \left[t_r \left(b + \frac{t_r}{r}\right)^{-m} + (t-t_r) \left(b + \frac{t-t_r}{1-r}\right)^{-m} \right]$$

Se si utilizza la relazione monomia a due parametri avendo posto $n = 1-m$, le precedenti divengono:

– per $t \leq t_r$:

$$i(t) = na \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^{n-1}$$

$$h(t) = ra \left[\left(\frac{t_r}{r}\right)^n - \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^n \right]$$

– per $t \geq t_r$:

$$i(t) = na \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^{n-1}$$

$$h(t) = ra \left[\left(\frac{t_r}{r}\right)^n + \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^n \right]$$

Volendo rappresentare lo ietogramma Chicago con un *istogramma* descritto ad intervalli di tempo:

$$\Delta t = t_j - t_{j-1}$$

con indice:

$$j = \frac{t_j}{\Delta t}$$

l'intensità relativa all'intervallo i -esimo è:

$$i_j = \frac{h(t_j) - h(t_{j-1})}{\Delta t}$$

Nel caso specifico si è scelto di adottare uno ietogramma Chicago simmetrico e con il picco centrale ($r=0,5$).

Adottando i parametri a , b ed n della curva di probabilità pluviometrica del VAPI, per i diversi tempi di ritorno, si hanno gli ietogrammi di figura 2.4; per il tempo di ritorno di 200 anni, si evidenzia invece lo ietogramma di figura 2.5.

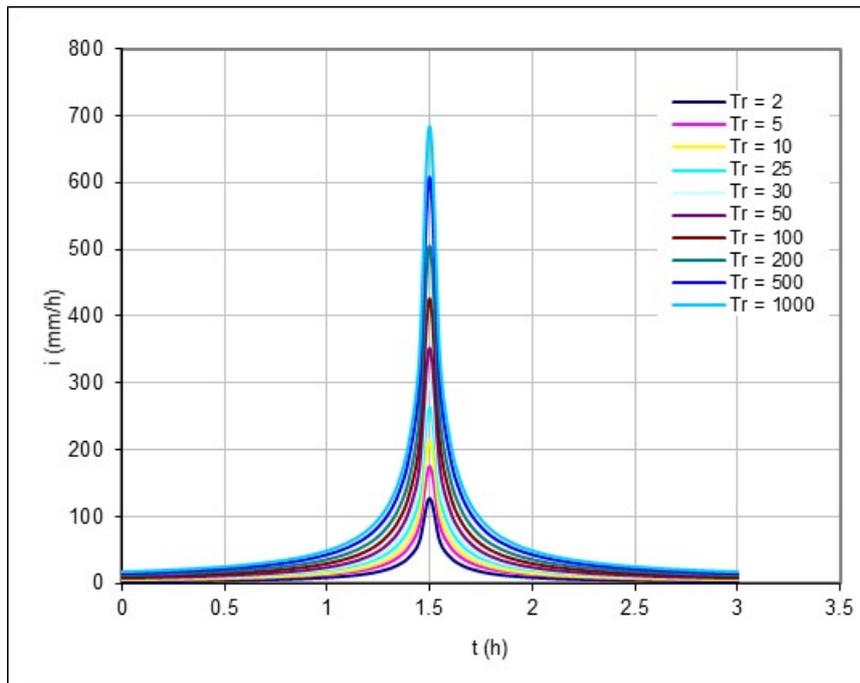


Figura 2-4 – ietogramma Chicago centrato per diversi tempi di ritorno

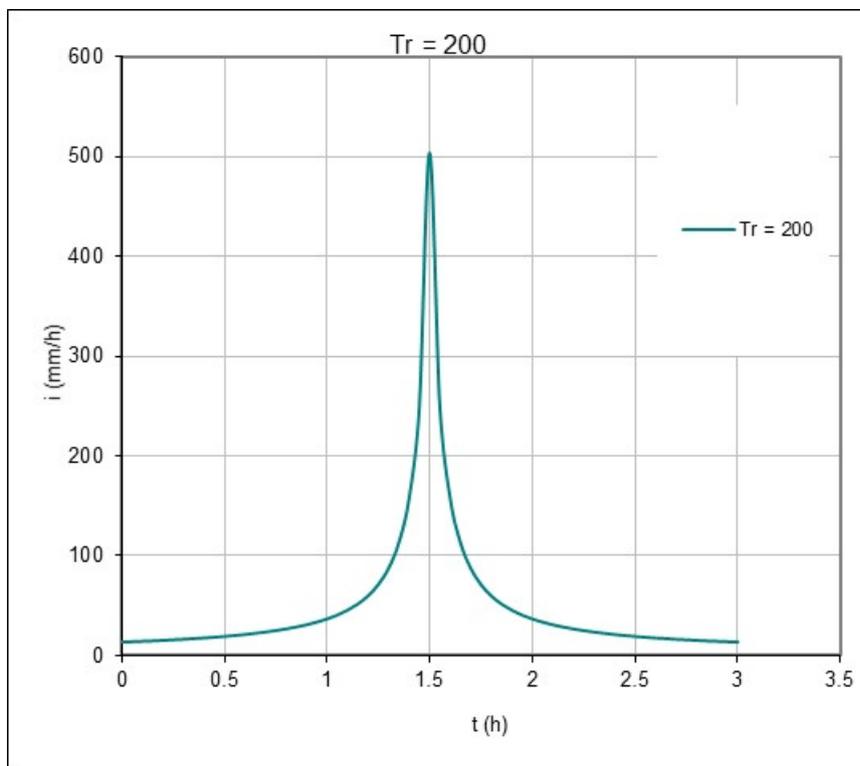


Figura 2-5 – ietogramma chicago di progetto (tempo di ritorno di 200 anni).

3 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO

Il presente capitolo descrive il contesto territoriale attualmente caratterizzante il sito oggetto di studio e l'evoluzione che s'intende intraprendere per lo sviluppo del progetto. L'analisi è rivolta, oltre che ai lotti di edificazione, alla regione limitrofa coinvolta nei processi di formazione e propagazione delle onde di piena afferenti al sito di indagine.

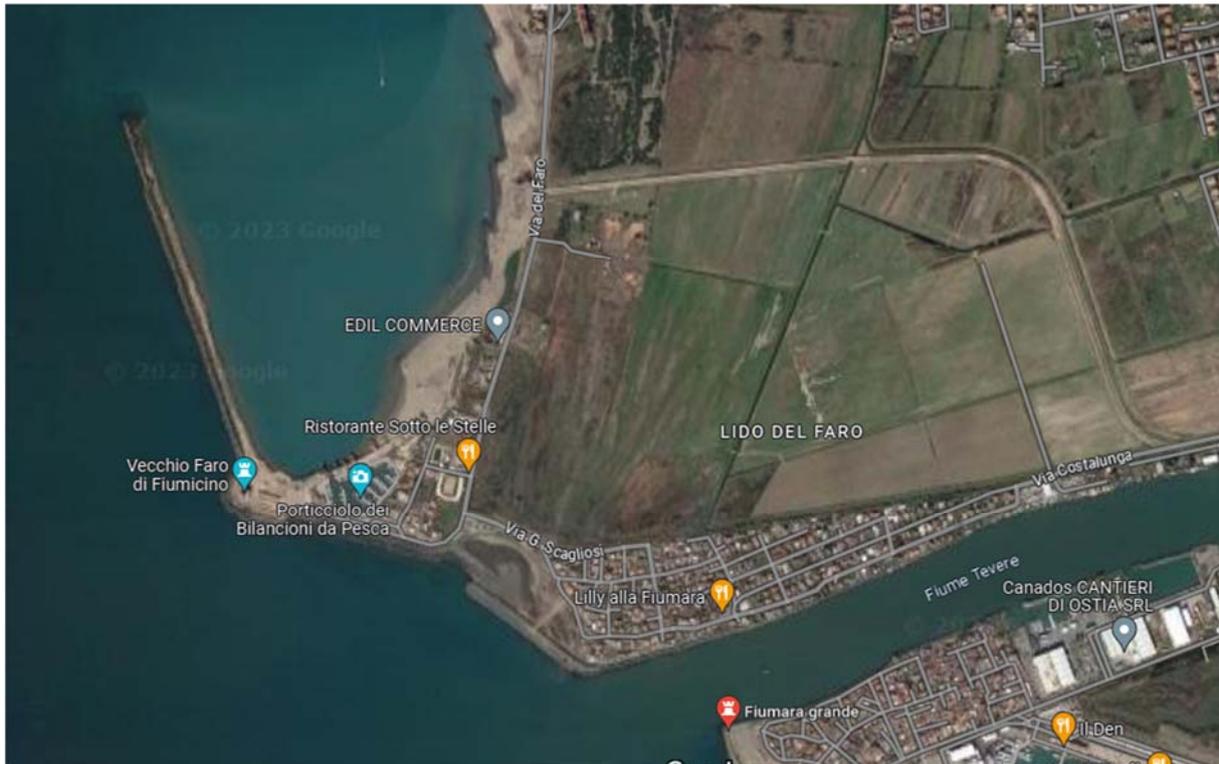


Figura 3-1 - area di realizzazione del nuovo porto turistico

3.1 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

L'area oggetto d'intervento si sviluppa in destra idraulica del tratto in foce del fiume Tevere, nella regione compresa tra via del Faro (comune di Fiumicino) e la linea di costa, in prossimità del borgo di Fiumara Grande. La porzione di territorio, a ridosso della via litoranea, si presenta sotto forma di terreno incolto ed è confinante a Nord-Est con l'area di espansione del Fiume Tevere. La regione in esame è delimitata a Nord-Est dall'argine di recente realizzazione realizzato per consentire la protezione idraulica del quartiere di Isola Sacra dai fenomeni di esondazione del fiume; tale argine ha modificato in modo consistente le dinamiche di espansione del Tevere.

L'argine in oggetto, realizzato dall'ex Ardis, è stato implementato nella modellazione propedeutica al presente studio (sia nelle condizioni ante operam sia post operam), in quanto già portato a termine; tanto per tenere conto anche della richiesta pervenuta con nota dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale – protocollo 1447 - registrata alla Regione Lazio il 27/2/2019.

Dal punto di vista delle elevazioni, il piano di campagna è generalmente caratterizzato da quote altimetriche comprese tra 0 e 1.0 m slm, con valori di minimo collocati in prossimità dei canali di bonifica. La viabilità esistente (Via del Faro), parallela alla costa con direzione prevalente Nord-Est, presenta un assetto in rilevato, con livello compreso tra +0.50-1.8m slm. L'infrastruttura si colloca in media a 50-100cm di elevazione superiore a quella del

piano campagna che caratterizza l'area di espansione del Tevere, delimitata sui lati settentrionale e orientale dall'argine di nuova realizzazione (figura successiva).

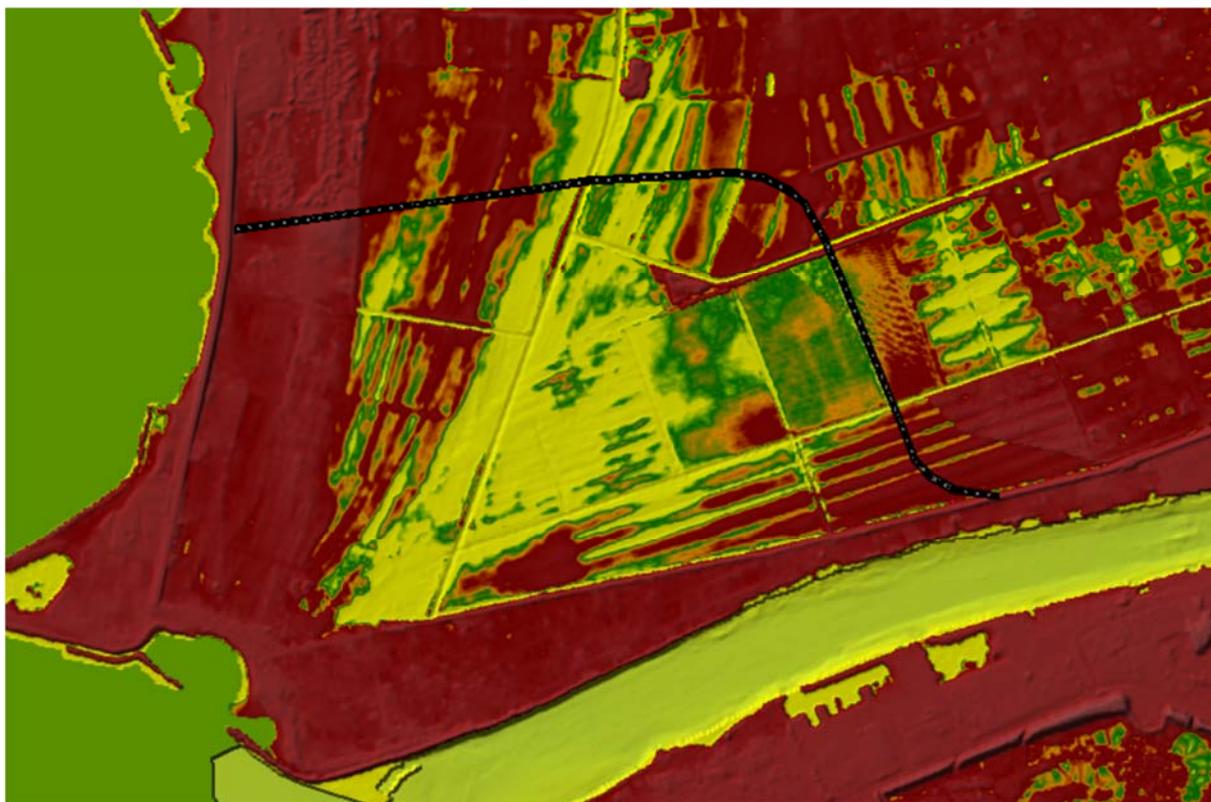


Figura 3-2 - Altimetria del sito oggetto dell'intervento. In nero: argine di nuova realizzazione

L'argine di nuova realizzazione, caratterizzato da un'altezza media compresa tra 250-300cm, presenta un ingombro testa-base rispettivamente pari a 3m e 22m. Come è possibile osservare dalle immagini che seguono, lungo l'argine è presente un tombino idraulico scatolare 200x200m che permette la continuità idraulica del canale di bonifica a sezione trapezoidale di dimensioni 500x150cm.

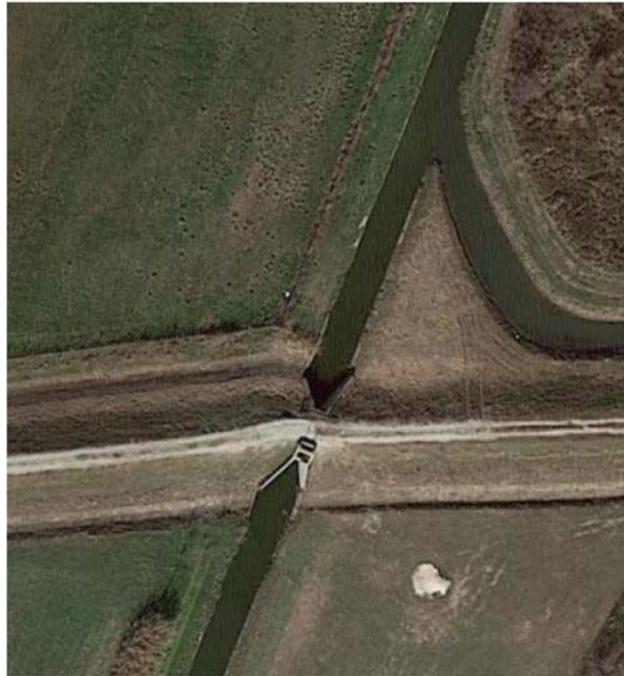


Figura 3-3 - Tombino idraulico – a destra: vista satellitare a sinistra: vista in prospettiva.



Figura 3-4 - Tombino idraulico – a destra: vista satellitare a sinistra: vista in prospettiva.

Collocato centralmente all'area in esame, il presidio attraversa l'abitato di Isola Sacra (direzione Nord-Est) e defluisce all'interno dell'impianto di sollevamento collocato in prossimità del Canale di Fiumicino.

Dal sopralluogo realizzato (maggio 2023) è stato possibile osservare la pressoché totale assenza di deflusso, condizione questa attribuibile alle ridotte pendenze longitudinali del presidio. In caso di evento di piena e attivazione dell'area di laminazione, dunque, appare plausibile che lo svuotamento controllato della regione possa realizzarsi attraverso il tombino/canale per gradiente idraulico generato dai differenti livelli raggiunti a Sud-Ovest e Nord-Est del rilevato arginale.

In sede di verifiche di compatibilità degli interventi di progetto, dunque, si è deciso cautelativamente di non tener conto della presenza del tombino scatolare, ipotizzando che le modeste portate convogliabili dal manufatto possano ritenersi trascurabili in presenza di un evento critico di periodicità statistica media elevata; in tal senso, l'ipotesi risulta appunto cautelativa rispetto alla possibilità che una seppur modestissima quota dei volumi immagazzinati nell'area possa defluire nel canale stesso.

Come è inoltre possibile osservare dall'immagine satellitare a margine del rilevato arginale è presente un controfosso che raccoglie le portate convogliate dai presidi orientati in direzione Est-Ovest e le convoglia al canale di bonifica (direzione Nord-Est).

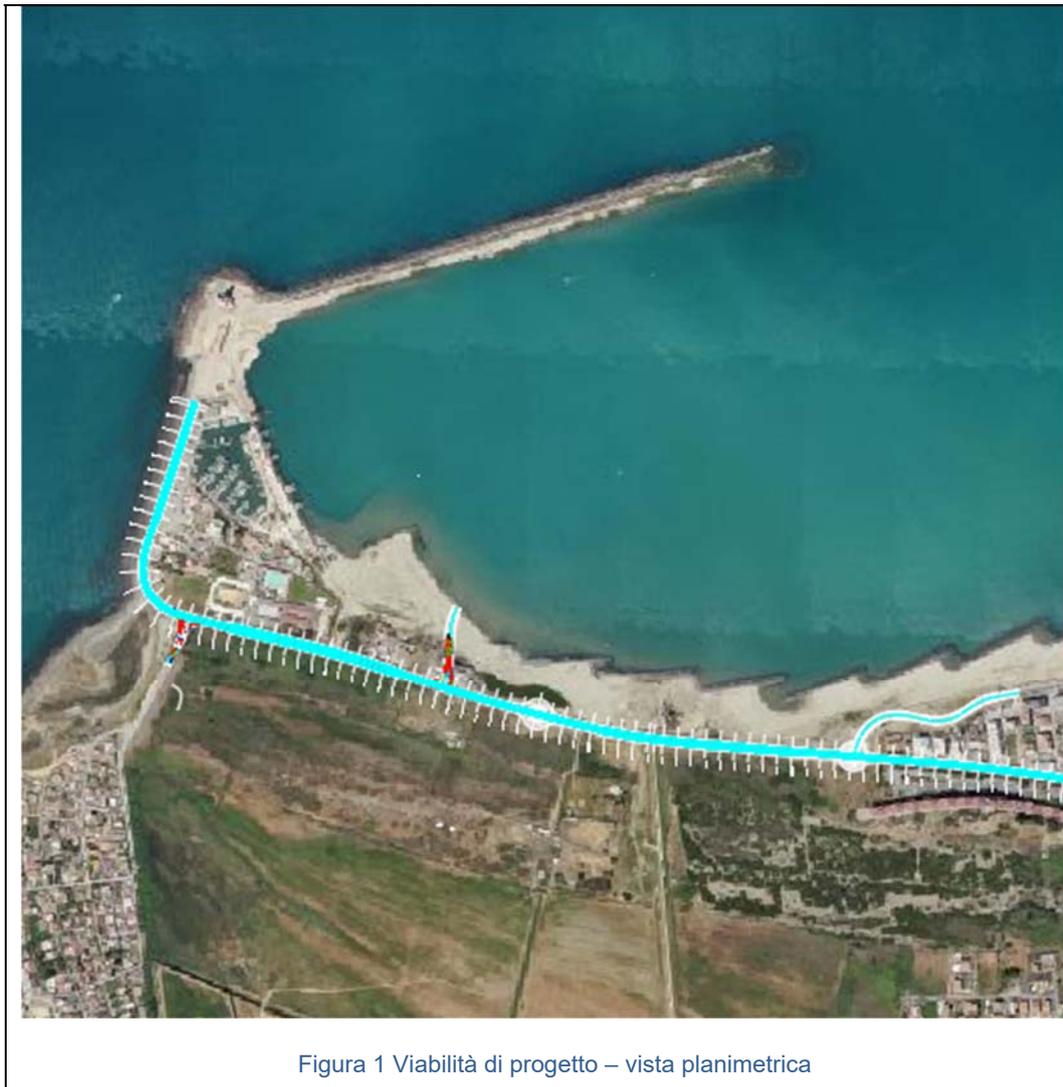


Figura 3-5 - Controfossi argine.

3.2 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

Il Progetto della nuova infrastruttura portuale comporta la modifica della porzione di territorio compresa tra la via litoranea e la costa secondo le modalità che seguono:

Via del Faro – la viabilità di progetto mantiene il tracciato planimetrico e viene modificata nell'assetto altimetrico. Il livello medio del profilo in asse alla strada viene innalzato su valori medi compresi tra 2m e 4m slm. Contestualmente la viabilità è soggetta a locali allargamenti della sezione (rotatorie).



Nell'area portuale vengono realizzati gli edifici, le infrastrutture di collegamento previsti dalla sezione progettuale. Dal punto di vista complessivo, l'area delimitata e sud e ad est dalla via del Faro viene posta a quote superiori a quelle attuali; gli esiti delle verifiche idrauliche dovranno quindi riguardare se la parziale sottrazione dei volumi soggetti alla nuova infrastrutturazione rispetto alla disponibilità di esondazione delle piene del Tevere possa avere una qualche influenza sui tiranti nelle zone limitrofe.

Per tale ragione si è provveduto a realizzare un modello idraulico che tenesse conto:

- della dinamica di trasferimento in alveo della piena del Tevere, comprendendo anche gli effetti di laminazione che si verificano su un lungo tratto della porzione extra-urbana del fiume, a partire dal ponte Guglielmo Marconi a Roma;
- della dinamica di invaso e svaso dell'area limitrofa alla foce del Tevere – sul lato settentrionale che, con la realizzazione del nuovo argine da parte di ex Ardis, si viene a configurare come un importante volume di laminazione in fregio alla porzione terminale del corso d'acqua
- dei deflussi occorrenti sul canale di Fiumicino, che concorrono alla determinazione dei livelli sul tratto finale del fiume compreso tra la diramazione in corrispondenza del lago Traiano e la foce stessa, e della relativa ripartizione delle portate tra i due rami del fiume.

3.3 MODELLAZIONE IDRAULICA

Il presente capitolo ha come obiettivo la descrizione delle modalità adottate per la realizzazione delle simulazioni idrauliche per la regione oggetto di studio. Come già anticipato all'interno della Premessa al presente documento, le simulazioni idrauliche sono state sviluppate mediante Software Open Source Hec-Ras 2D 6.2, annoverato dalla FEMA (Federal Emergency Management Association) degli Stati Uniti d'America tra tra gli strumenti referenziati tecnicamente referenziati per supportare un'indagine modellistica 2D.

Nel dettaglio, considerate le modeste pendenze che il sito, per il caso in esame si è optato per l'adozione di un modello a pioggia distribuita che permetta di definire il ruscellamento superficiale dei bacini drenati dai canali di bonifica. Infine, viste le differenze che caratterizzano la durata critica dei canali di bonifica in esame rispetto al fiume Tevere, si è deciso di separare le verifiche del reticolo secondario da quelle attinenti al corso d'acqua principali.

3.4 SCHEMA MATEMATICO DEL MODELLO

Il modello idraulico implementato è il software HEC-RAS 6.02 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center (HEC), divisione dell'Institute of Water Resources (IWR) dello US Army Corps of Engineers. HEC-RAS consente il calcolo sia monodimensionale sia bidimensionale, ovvero una loro combinazione, del profilo idraulico per corsi d'acqua naturali o artificiali, in condizioni di moto permanente o di moto vario.

Nel dominio di calcolo 1D il modello integra le equazioni di De Saint Venant 1D per le correnti a pelo libero (sistema alle derivate parziali di tipo iperbolico a due incognite, che dipendono dalla progressiva spaziale x e dal tempo), ricavate dalle equazioni di conservazione della massa (equazione di continuità) e di bilancio della quantità di moto, sotto opportune ipotesi (fluido incomprimibile, correnti lineari o gradualmente variate - ossia con traiettorie delle particelle fluide rettilinee e parallele, dove le componenti del vettore velocità sono nulle nel piano normale alla direzione della corrente, e distribuzione idrostatica della pressione sulla sezione trasversale – e pendenza di fondo limitata):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Qv}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial H}{\partial x} + S_f \right) \end{array} \right.$$

dove (per la generica sezione fluviale, identificata nello spazio dall'ascissa curvilinea x , e per il generico istante di tempo t):

Q è la portata;

v è la velocità media della corrente;

A è l'area bagnata della sezione trasversale;

H è la quota sul livello del mare del pelo libero ($H=h+z_0$, con h tirante idrico e z_0 quota del fondo sul livello medio del mare);

S_f è la cadente, ovvero la perdita di energia per unità di peso della corrente e per unità di lunghezza del corso d'acqua;

q_l è l'eventuale termine sorgente (portata per unità di lunghezza dovuta agli apporti laterali);

g è l'accelerazione di gravità.

Il sistema di equazioni alle derivate parziali non lineare del primo ordine, generalmente non integrabile in forma analitica, viene approssimato alle differenze finite e risolto numericamente dal codice di calcolo attraverso la tecnica iterativa Newton-Raphson.

Il codice HEC-RAS suddivide l'area interessata al moto in tre zone principali perpetuando la convenzione introdotta con HEC-2: zona golenale sinistra (left overbank, lob), alveo ordinario (channel, ch), zona golenale di destra (right overbank, rob). Per tener conto dell'andamento curvilineo dell'asse, la distanza di calcolo tra due sezioni viene ponderata rispetto alla frazione di portata che fluisce rispettivamente in golena sinistra (lob), nel canale ordinario (ch) e nella golena destra (rob). La lunghezza mediata del tratto L è calcolata quindi nel seguente modo:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

con

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} lunghezze del tratto relative rispettivamente all'area golenale sinistra (lob), al canale principale (ch) e all'area golenale destra (rob);

\bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} , \bar{Q}_{rob} portate medie attraverso la sezione rispettivamente in golena sinistra, canale principale e golena destra.

La determinazione della conveyance della sezione e del coefficiente α di ragguglio delle altezze cinetiche richiede di norma una maggior suddivisione del flusso in porzioni di sezione all'interno delle quali la velocità possa ritenersi uniformemente distribuita. Nelle zone golenali, l'approccio usato da HEC-RAS (o meglio l'approccio di default, ma il programma ne contempla anche altri di carattere opzionale) consiste nell'assumere come base della suddivisione linee verticali, in corrispondenza dei punti di discontinuità nel valore della scabrezza n . La valutazione della conveyance per ogni elemento viene quindi effettuata con la formula di Manning scritta per unità di misura del sistema internazionale:

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}, \quad K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3}$$

con i parametri:

K = conveyance (m³/s)

n = coefficiente di scabrezza di Manning (m^{-1/3}s)

A = area di flusso (m²)

R = raggio idraulico (m)

tutti riferiti alla singola porzione di flusso. Le conveyance parziali di ogni area golenale vengono quindi sommate per ottenere infine i due valori di conveyance relativi rispettivamente alla golena destra e sinistra. Di norma, il canale principale è invece trattato come un unico elemento dotato di un solo valore di conveyance. Il valore finale unico di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (lob, ch, rob).

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguglio α , ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. Pertanto, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come un valor medio pesato alla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: golena sinistra, canale, golena destra. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la seguente relazione generale:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{tot}}$$

da cui α risulta:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot V_i^2}{Q \cdot V^2}$$

Il programma considera, riguardo alle perdite di carico concentrate, una contrazione ogni volta che l'altezza cinetica della sezione di monte risulta maggiore di quella della sezione più a valle, viceversa per l'espansione.

La modalità attraverso cui il programma calcola per ogni sezione il valore incognito dell'altezza della superficie libera, a partire da dati geometrici e di portata assegnati in input, è costituita da una soluzione iterativa delle equazioni dell'energia e delle perdite di carico. La procedura di calcolo consiste, più in dettaglio, nei seguenti passi:

scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera (WS1, water surface) in corrispondenza della sezione di monte, per correnti lente, o di valle, per correnti veloci;

calcolo, a partire dal valore assunto al passo 1, dei corrispondenti valori di conveyance totale e di altezza cinetica;

stima di \bar{S}_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali he;

soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS2;

confronto fra il valore di WS2 calcolato ed il valore assunto al passo 1 e reiterazione dei passi 1-5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza fra i due valori inferiore a 0,003 m (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

La scelta del valore dell'altezza della superficie libera di partenza viene effettuata con metodi che variano fra la prima e le successive iterazioni: per il primo tentativo si adotta un valore ottenuto dalla proiezione dell'altezza calcolata alla sezione precedente; alla seconda iterazione il valore di primo tentativo viene incrementato del 70% dell'errore (WScalcolata - WSassunta) relativo al primo step; infine il terzo tentativo e seguenti sono basati sul metodo "secante", che proietta il valore della differenza fra quota calcolata e quota assunta ai due tentativi precedenti, secondo la relazione:

$$WS_i = WS_{i-2} - Err_{i-2} \cdot \frac{Err_{ass}}{Err_{dif}}$$

con

WS_i = valore di WS assunto al passo i-esimo

WS_{i-1} = valore di WS assunto nella (i-1)-esima iterazione

WS_{i-2} = valore di WS assunto nella (i-2)-esima iterazione

Err_{i-2} = errore relativo alle due iterazioni precedenti (WScalcolato, i-2 – WS_{i-2});

Err_{ass} = WS_{i-2} – WS_{i-1};

Err_{dif} = WS_{i-1} – WScalcolato, i-1 + Err_{i-2}

La variazione di WS fra un tentativo e il successivo è vincolata ad un massimo di □50% del valore assunto allo step precedente. Il numero massimo delle iterazioni risulta comunque limitato (per default pari a 20) e nel corso di esse il programma tiene traccia del valore di WS che produce il minimo errore fra valore assunto e valore calcolato, indicato come "superficie libera di minimo errore". Qualora il massimo delle iterazioni venga eguagliato prima del raggiunto bilanciamento, il programma calcola l'altezza critica e verifica se l'errore associato alla superficie libera di minimo errore è inferiore ad una prefissata tolleranza. Se questo accade e se tale superficie è ben posta rispetto all'altezza critica calcolata (ovvero è maggiore dell'altezza critica per corrente lenta e minore per corrente veloce), allora il programma assume proprio tale valore come risposta finale del processo iterativo, altrimenti adotta l'altezza critica, producendo in entrambi i casi una nota informativa. L'incapacità di bilanciare l'equazione dell'energia entro il dato numero di iterazioni è generalmente da imputarsi ad un inadeguato numero di sezioni. L'altezza critica viene assunta anche ogniqualvolta la superficie libera calcolata risulta "mal posta" rispetto ad essa, ovvero quando risulta al di sotto dell'altezza critica per correnti lente e al di sopra per correnti veloci. HEC-RAS calcola l'altezza critica mediante un processo iterativo in cui viene assunto un valore di WS cui corrisponde il valore minimo del carico

totale H.

I metodi impiegati per sviluppare tale processo sono due: il metodo “parabolico” ed il metodo “secante”. Il primo risulta più veloce a livello computazionale, ma in grado di localizzare un solo punto di minimo. Dal momento che per la maggior parte delle sezioni esiste un solo minimo del carico totale, il metodo parabolico rappresenta il metodo di default di HEC-RAS, riservandosi il programma la facoltà di passare al metodo secante qualora il primo non converga.

Il passaggio attraverso l'altezza critica rende tuttavia inapplicabile l'equazione dell'energia, la quale si basa sull'ipotesi di condizioni di flusso gradualmente variato.

Tutti i fenomeni che producono una transizione corrente lenta - corrente veloce e viceversa, quali variazioni di pendenza, costrizioni associate alla presenza di un ponte, confluenze, ecc., sono quindi affrontati da HEC-RAS col ricorso all'equazione dei momenti.

Nel dominio di calcolo 2D (non previsto nella presente trattazione) il programma utilizza le equazioni di Shallow Water (o equazioni di De Saint Venant 2D), semplificazioni delle equazioni di Navier-Stokes mediate (su un periodo di tempo sufficientemente piccolo rispetto ai fenomeni che si vogliono seguire e sufficientemente grande rispetto ai disturbi della turbolenza); oltre all'ipotesi di fluido incomprimibile, si assume che la scala verticale delle lunghezze sia molto più piccola della scala orizzontale e quindi che la componente verticale della velocità risulti trascurabile e che la pressione sia distribuita in maniera idrostatica. Assumendo infine trascurabili i termini inerziali nell'equazione di bilancio della quantità di moto si semplifica ulteriormente l'equazione di bilancio della quantità di moto ottenendo l'equazione di diffusione dell'onda:

$$\frac{n^2|V|V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H$$

da cui si ricava:

$$V = -\frac{(R(H))^{2/3}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{1/2}}$$

dove V è il vettore velocità, n è il coefficiente di Manning, R(H) è il raggio idraulico della sezione e ∇H è il gradiente della quota della superficie idrica sul livello del mare.

Combinando quest'ultima con l'equazione di continuità, in forma vettoriale:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot hV + q_l = 0$$

si ottiene il modello Diffusive Wave Approximation of the Shallow Water equations (DSW) utilizzato da Hec-Ras nel calcolare il moto all'interno del dominio bidimensionale nel modello, rappresentato dall'equazione:

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q_l = 0$$

$$\beta = \frac{(R(H))^{5/3}}{n|\nabla H|^{1/2}}$$

La soluzione ai volumi finiti adottata da Hec-Ras sfrutta infine le informazioni idrauliche fornite dal modello digitale del terreno (DTM) utilizzato, che definisce area bagnata, volume e raggio idraulico del livello H in un generico istante temporale.

La portata in uscita dal dominio 1D è regolata dall'equazione dello stramazzo, implementata lungo gli sfioratori laterali disposti tra le sezioni per le quali i tiranti idraulici eccedono l'altezza degli argini golenali:

$$Q = C_d L H^{3/2}$$

In cui L è la lunghezza di sfioro, H è la differenza di altezza tra la superficie libera della corrente e la quota di sfioro; il coefficiente di sfioro, C_d , è definito in base al dislivello tra il ciglio spondale dell'alveo e il terreno adiacente, in base alle indicazioni fornite dalla tabella:

What is being modeled with the Lateral Structure	Description	Range of Weir Coefficients
Levee/Roadway – 3ft or higher above natural ground	Broad crested weir shape, flow over levee/road acts like weir flow	1.5 to 2.6 (2.0 default) SI Units: 0.83 to 1.43
Levee/Roadway – 1 to 3 ft elevated above ground	Broad crested weir shape, flow over levee/road acts like weir flow, but becomes submerged easily.	1.0 to 2.0 SI Units: 0.55 to 1.1
Natural high ground barrier – 1 to 3 ft high	Does not really act like a weir, but water must flow over high ground to get into 2D flow area.	0.5 to 1.0 SI Units: 0.28 to 0.55
Non elevated overbank terrain. Lat Structure not elevated above ground	Overland flow escaping the main river.	0.2 to 0.5 SI Units: 0.11 to 0.28

3.5 IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO

Come anticipato in fase di introduzione, la ricostruzione del dominio bidimensionale è stata ottenuta per sovrapposizione di modelli digitali del terreno derivati da differenti fonti e caratterizzati da livello di risoluzione differente. Nel dettaglio:

1. Rilievo Lidar 100x100cm fornito dal Ministero dell'Ambiente e Sicurezza Energetica – esteso dalla foce del Fiume Tevere (Isola Sacra) alla città di Roma;
2. Rilievo Lidar 200x200cm fornito dal Ministero dell'Ambiente e Sicurezza Energetica – copertura della fascia costiera.

La figura (3.6) che segue riproduce l'estensione del dominio di interesse.

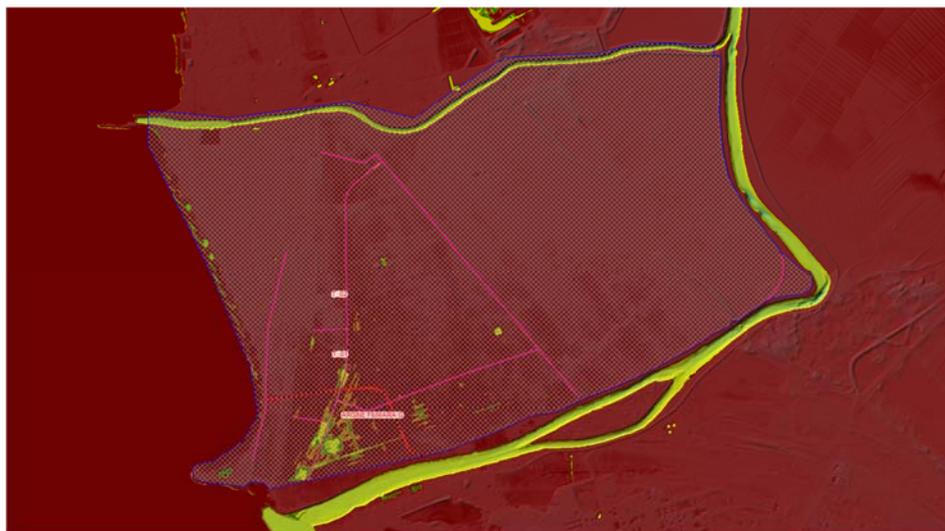


Figura 3-6 - Inquadramento del modello digitale del terreno utilizzato e della mesh di calcolo

La modellazione numerica è stata sviluppata in ragione del dato topografico riportato nel precedente paragrafo. In riferimento alla richiesta dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale (Prot. 0001447), le simulazioni includono l'argine di difesa dell'abitato di Isola Sacra (Ante-Post Operam) e la strada di nuova progettazione di Via del Faro (Post Operam).

Il campo di simulazione bidimensionale è realizzato a mezzo di maglie regolari di dimensione variabile:

1. 10.0x10.0m – 5.0x5.0m: foce del fiume Tevere – fasce limitrofe all'argine collocato in destra idraulica dal ramo di Fiumara Grande;
2. 2.0x2.0m: zona di Isola Sacra – area di progetto;
3. 20.0x20.0m: fasce esterne alle zone di interesse.

Il coefficiente di scabrezza n di Manning rappresenta un parametro di taratura dei modelli e andrebbe definito, nel rispetto degli intervalli presenti in letteratura, attraverso analisi granulometriche e morfologiche dei corsi d'acqua. Per la presente progettazione di fattibilità tecnico – economica si è ritenuto opportuno procedere in solo riferimento ai valori attribuibili alla superficie rispetto alla classe di uso del suolo (figura 3.7).

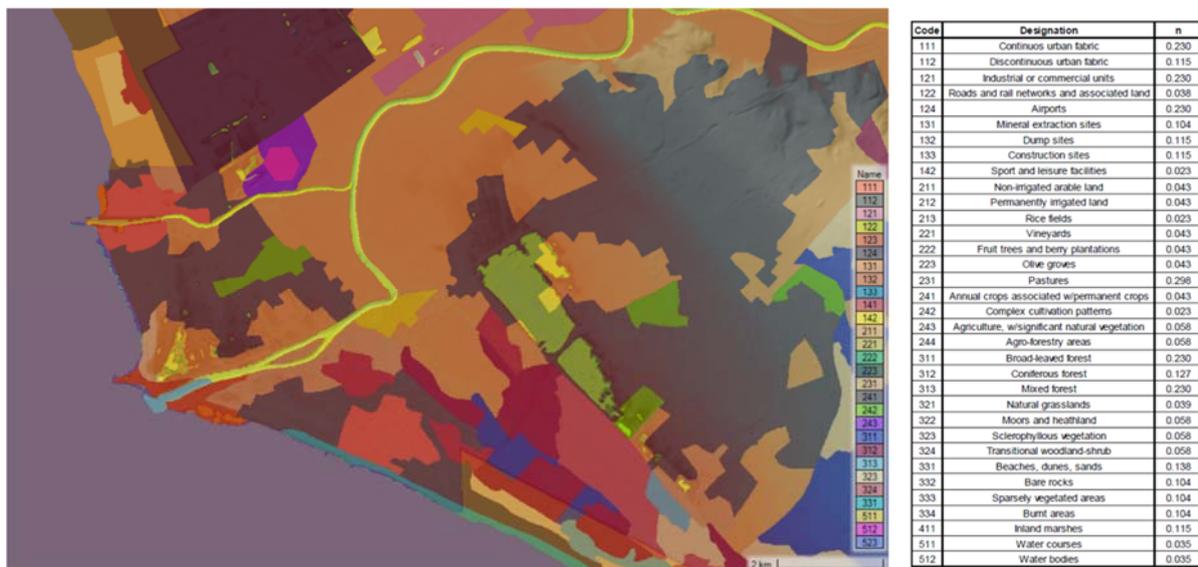


Figura 3-7 - Mappatura delle classi di uso del suolo

3.6 CONDIZIONI AL CONTORNO

La simulazione del campo di studio è stata realizzata in riferimento a un evento di pioggia di progetto di durata complessiva pari a 3h, con altezza di pioggia cumulata pari a 150mm (tempo di picco dell'evento pari a 90 minuti) e distribuzione tipo Chicago.

Cautelativamente, l'evento simulato non tiene conto delle perdite idrologiche che caratterizzano le superfici di indagine, ipotizzando che le condizioni di saturazione del terreno impediscano il deflusso per infiltrazione. Come anticipato in introduzione al presente capitolo, infine, l'analisi del reticolo minore è condotta nell'ipotesi di assenza di fenomeni di allagamento riconducibili all'esonazione del fiume Tevere.

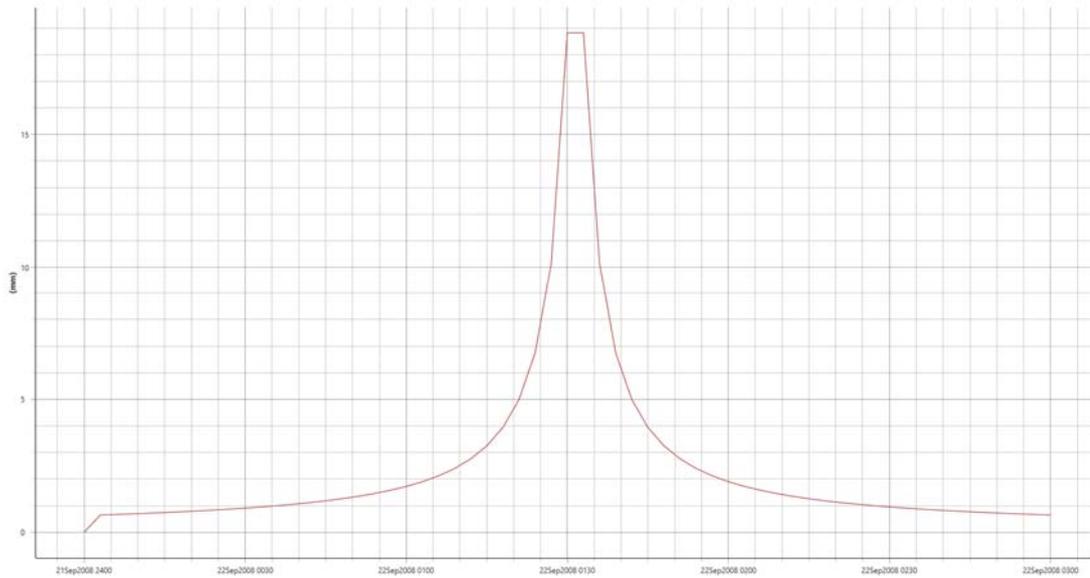


Figura 3-8 Evento di progetto – intensità di pioggia dello ietogramma Chicago utilizzato

3.7 SIMULAZIONI

La tabella che segue riassume gli scenari di simulazione modellati.

Nella simulazione S1 lo ietogramma di progetto è applicato alla configurazione ante operam.

Nella simulazione S2 lo ietogramma di progetto è applicato alla configurazione post operam.

Tabella 3-1 – simulazioni condotte e caratterizzazione dell’evento di progetto

SIMULAZIONE	DOMINIO	Evento di progetto
S1	ANTE OPERAM	EVENTO DI PIOGGIA TR=200 anni – d=180min
S2	POST OPERAM	EVENTO DI PIOGGIA TR=200 anni – d=180min

3.8 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

In questa sezione vengono presentati i risultati in forma grafica delle simulazioni condotte.

Come già riportato tutte le modellazioni sono state realizzate nell'ipotesi di un evento critico di riferimento pari a 200 anni. I risultati sono illustrati in forma di planimetrie, sezioni e grafici delle variabili idrauliche di interesse (flusso, velocità e livelli).

Condizioni ante operam

Vengono presentati i valori delle quote idriche (figura 3.9) nelle condizioni ante operam; dal punto di vista dei valori dei tiranti risultano particolarmente contenuti ovunque (allagamenti sul piano campagna di circa 40 cm al massimo). Valori superiori vengono raggiunti nell'area adiacente il canale di Fiumicino, che non interessa però la fascia di progetto.

Un dettaglio nell'area di interesse è riportato in figura 3.10.

In figura 3-11 viene infine riportato in forma grafica il campo di moto con indicazione numerica delle velocità, in generale attese di pochi centimetri al secondo.



Figura 3-9 – condizioni ante operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento generale

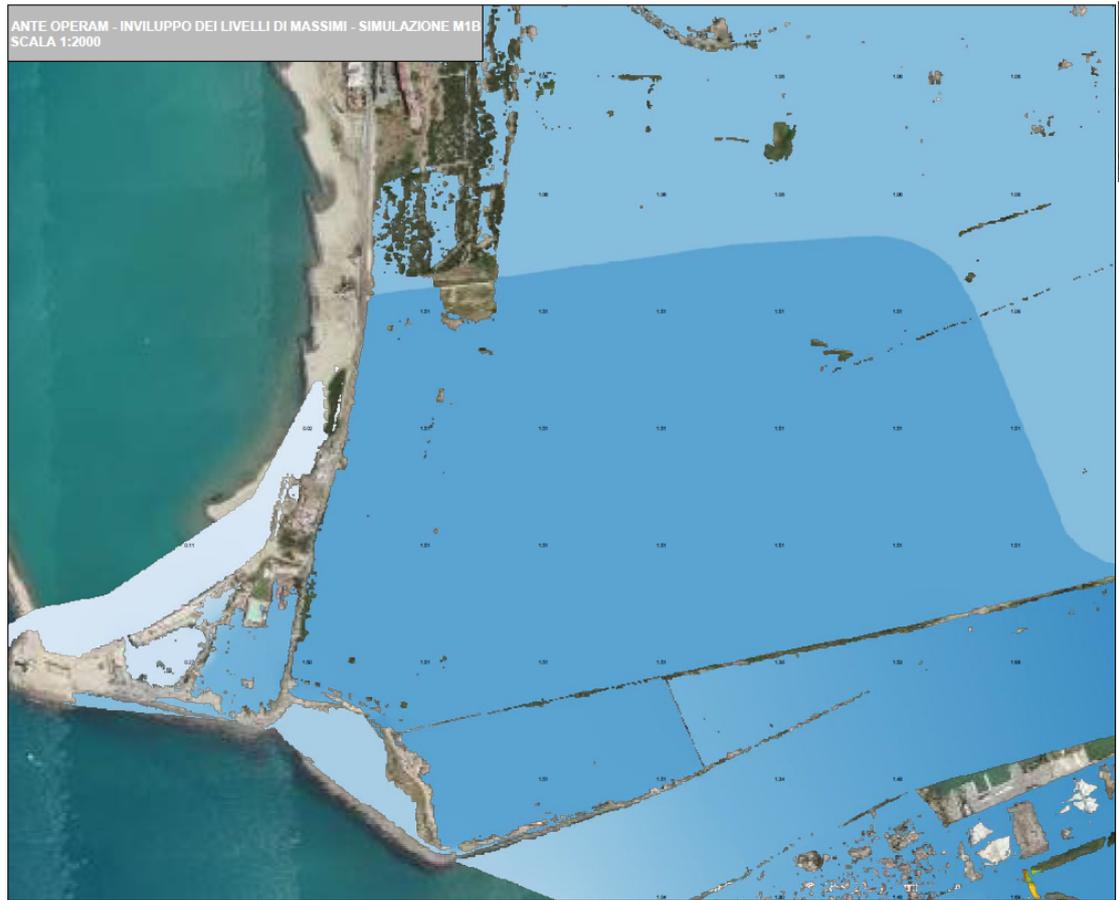


Figura 3-10 – condizioni ante operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento di dettaglio

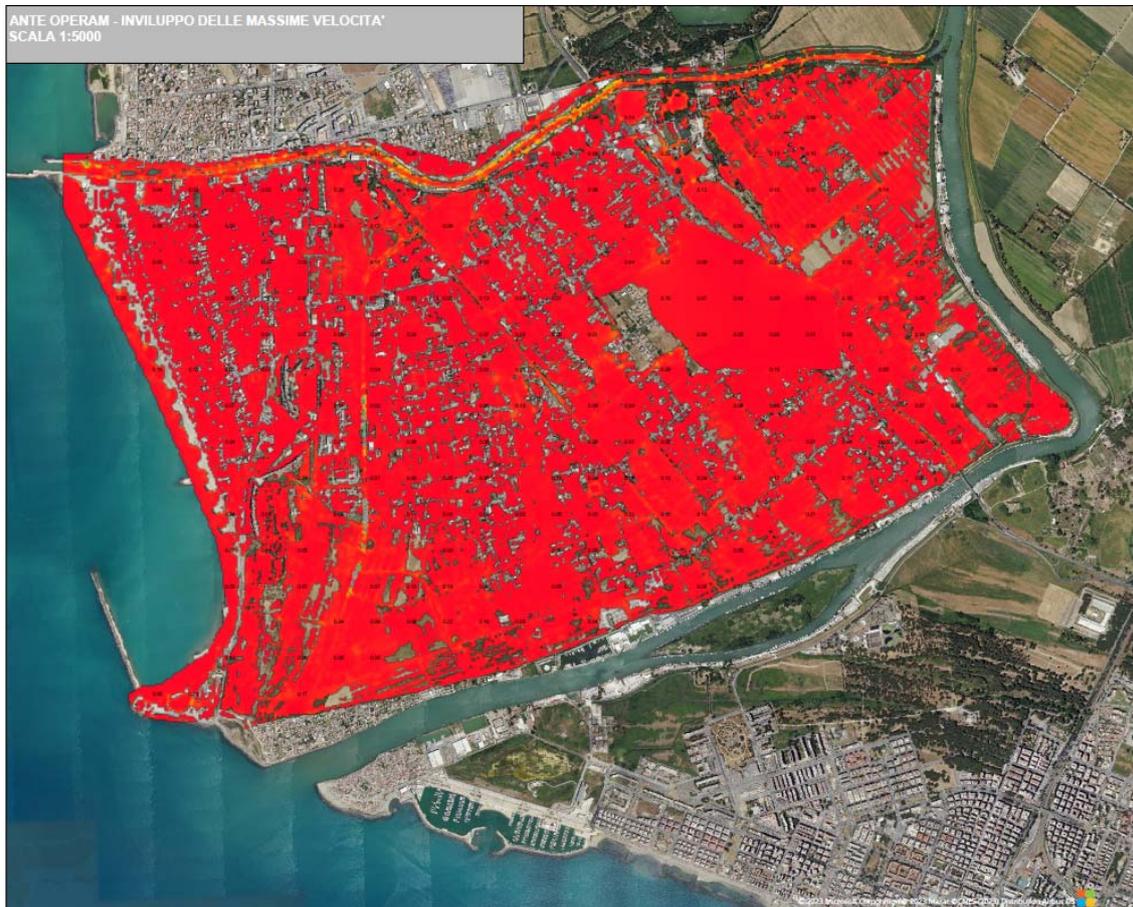


Figura 3-11 - condizioni ante operam - Inviluppo delle massime velocità di deflusso – dettaglio nell'area di realizzazione dell'intervento

Condizioni post operam

Nelle condizioni post operam non si attendono variazioni apprezzabili del valore delle elevazioni idriche raggiunte in corrispondenza della piena duecentennale, né per il campo di moto (velocità).

I risultati in forma grafica delle simulazioni condotte sono riportati nelle figura 3-12, 3-13 e 3-14.



Figura 3-12 condizioni post operam - Inviluppo delle massime elevazioni idriche – inquadramento generale

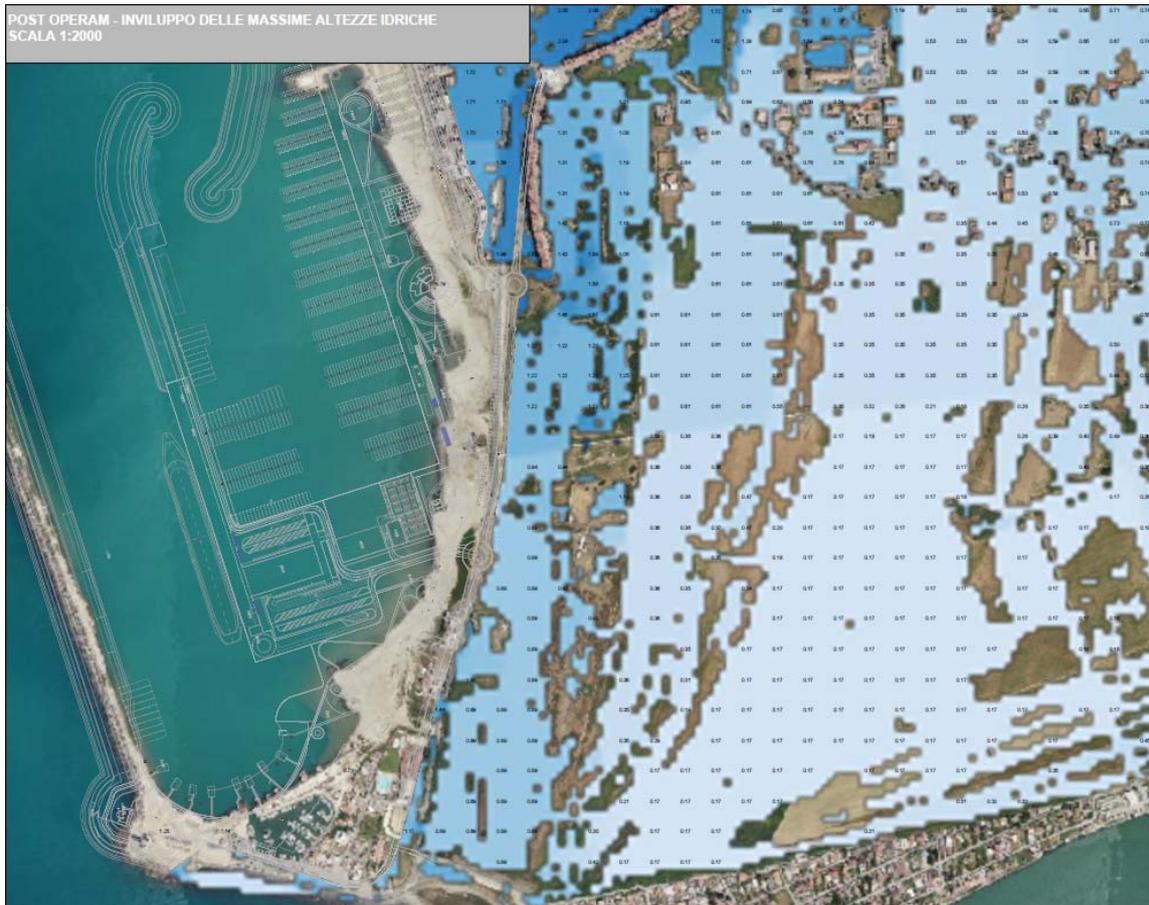


Figura 3-13 - condizioni post operam - Inviluppo delle massima elevazioni idriche – inquadramento di dettaglio

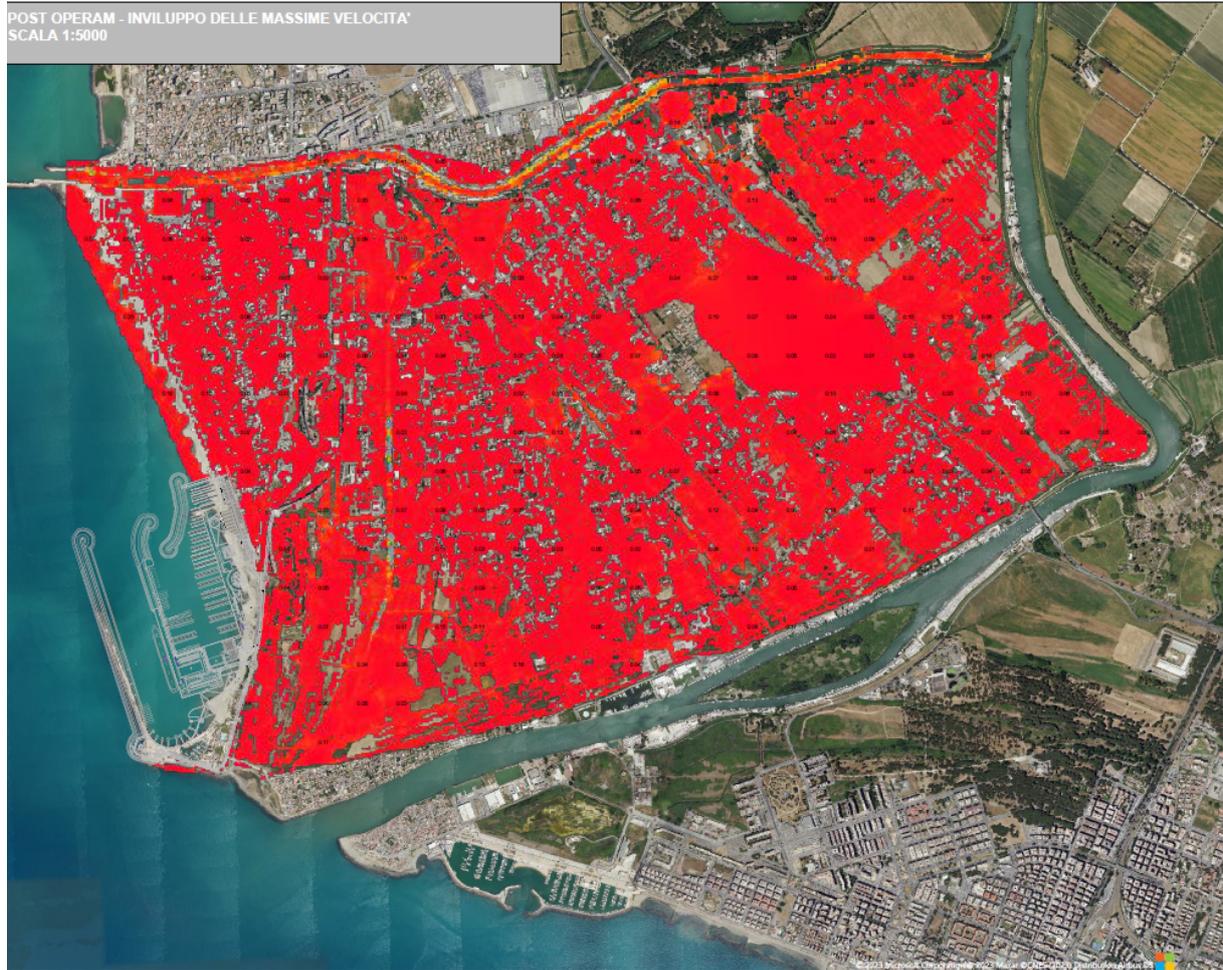


Figura 3-14 - condizioni post operam - Inviluppo delle massime velocità di deflusso – dettaglio nell'area di realizzazione dell'intervento

3.9 ANALISI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

Dal punto di vista idrologico, è stata condotta una analisi basata sulla caratterizzazione delle precipitazioni con la tecnica VAPI e adottando la distribuzione di probabilità TCEV.

Il dominio comprendente l'area vasta limitrofa alla zona su cui ricadrà il nuovo porto turistico di Fiumicino, il cui terreno è stato rappresentato mediante un DTM, è stato sollecitato con una precipitazione caratterizzata da volumi critici secondo tutte le durate di pioggia (modello Chicago).

La determinazione delle portate e la propagazione nella rete dei canali è stata ottenuta attraverso il codice di calcolo Hec Ras.

Alla luce dei risultati riportati all'interno dei paragrafi precedenti è possibile osservare che in generale, tra le condizioni Ante e Post Operam, non devono essere attese modifiche significative dello stato di allagamento in termini di tiranti e di elevazione della superficie idrica, né del campo di velocità nella rete dei canali di bonifica.

Più in generale, la modellistica adottata per le aree limitrofe alla via del Faro, che costituisce il limite del nuovo intervento, non consente di individuare variazioni di rilievo indotte dal nuovo intervento.

Dal confronto tra i risultati ottenuti alle condizioni Ante Operam e il *Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico – Bacino del Fiume Tevere – Fasce fluviali e zone a rischio* è possibile osservare la sostanziale coerenza delle aree soggette a inondazione ad opera del reticolo idrografico minore.

Le mappe del massimo inviluppo dei tiranti idraulici mostrano valori compresi tra 100-150cm all'interno dei canali di bonifica (tiranti nel canale) e 0-50 cm per le porzioni di bacino limitrofo.

Nelle aree oggetto d'intervento si riscontrano -nelle condizioni ante operam - tiranti dell'ordine dei 20-30cm, con zone di accumulo localizzate in presenza di minimi altimetrici locali. Le velocità sono ovunque inferiori ai 30 cm/s.

Il raffronto Ante e Post Operam non rappresenta variazioni di rilievo delle fasce di esondazione e delle variabili di deflusso (tiranti/velocità), come è possibile desumere anche dalle seguenti figure 3-15 (confronto delle massime elevazioni idriche), 3-16 (confronto delle massime velocità)



Figura 3-15 Confronto tra ante e post operam sull'area di progetto e limitrofe –Inviluppo delle massime elevazioni idriche; a sinistra, ante operam; a destra: post operam.



Figura 3-16 -Confronto tra ante e post operam sull'area di progetto e limitrofe – Involuppo delle massime velocità; a sinistra, ante operam; a destra: post operam.

Le modifiche introdotte dalla realizzazione del progetto in esame non determinano, secondo i modelli utilizzati nello studio, alcuna variazione significative neanche sulle portate dei canali di bonifica dell'area.

A tale scopo si sono analizzati i risultati relativi alle sezioni di controllo del canale di bonifica che attraversa con direzione sud ovest nord est (figura 3-17) l'area posta ad Est di via del Faro e contenuta all'interno dell'argine realizzato dall'impresa ARDIS. Si verifica che l'andamento delle portate su tale canale non subisce alcuna variazione di rilievo attribuibile agli interventi di progetto.

A tal fine sono state identificate 3 sezioni (Sz 01, Sz 02 e SZ 03) sui quali è stato registrato l'andamento delle portate in condizioni ante e post operam, riportati nell'Figura 3-17, 3-18 e 3-19.



Figura 3-17 - canale di bonifica nell'area ad est di via del Faro - stralcio planimetrico con sezioni di controllo

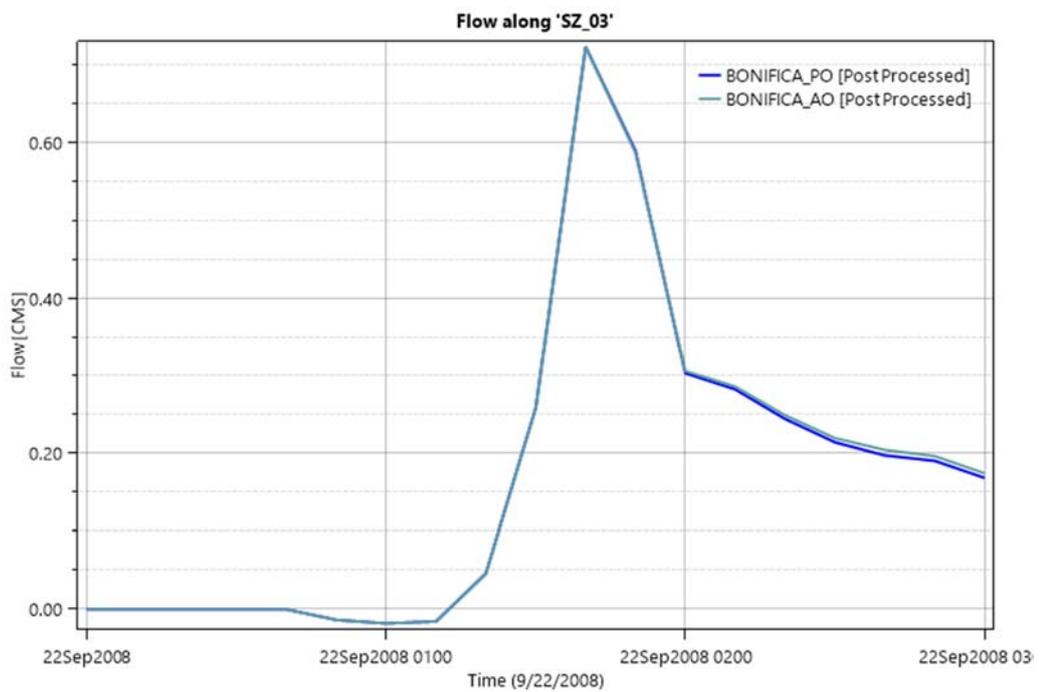


Figura 3-18 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°3 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17)

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA – RETICOLO MINORE

P0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_00

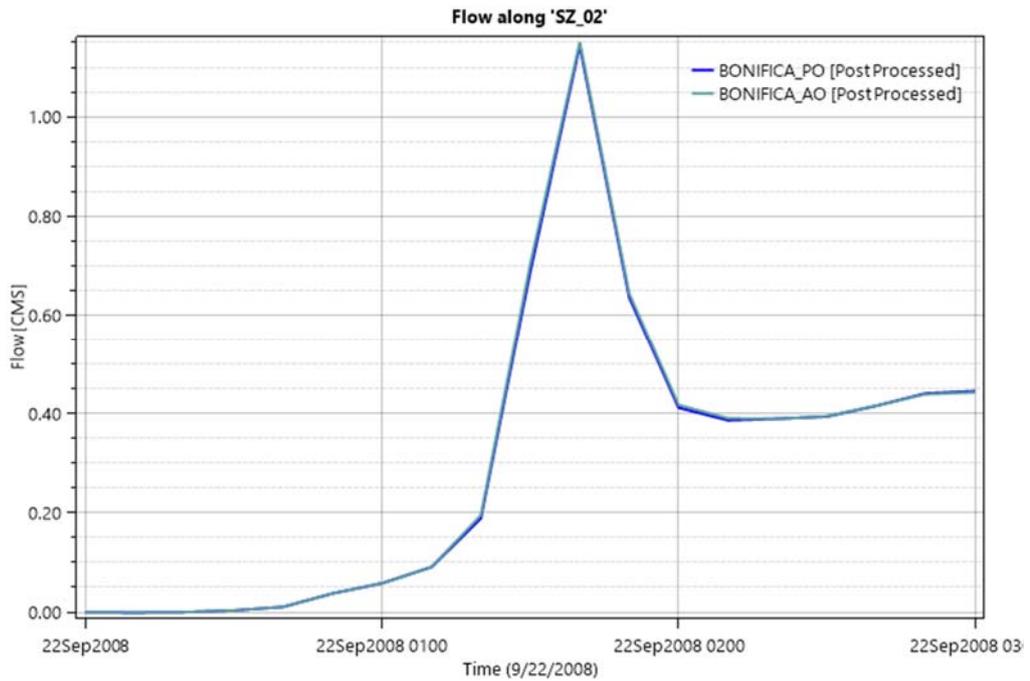


Figura 3-19 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°2 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17)

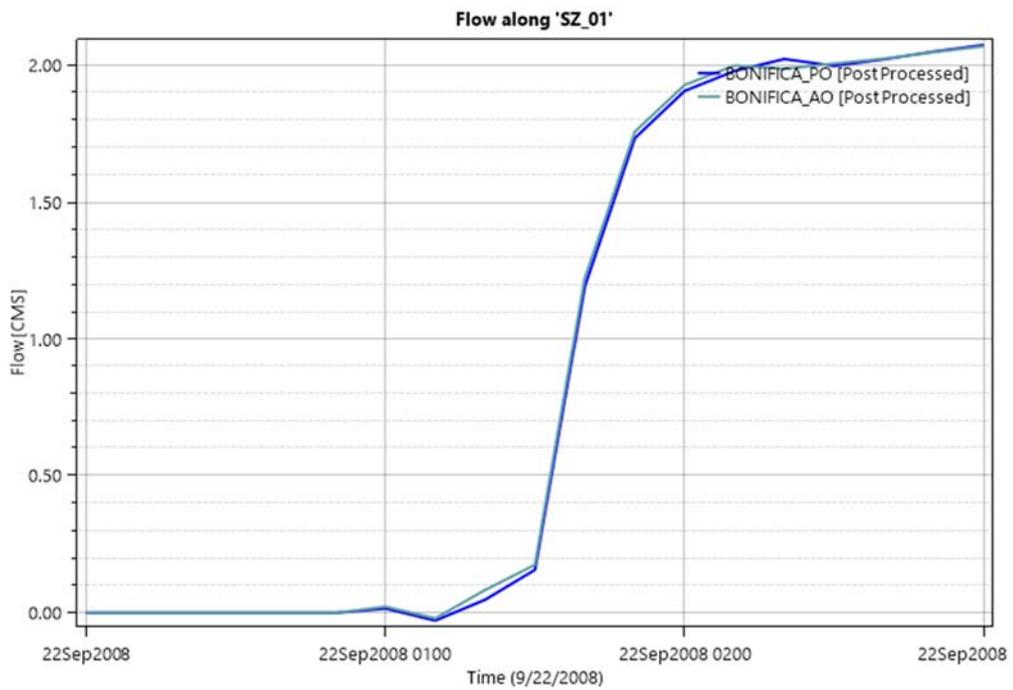


Figura 3-20 – Sezione di verifica e confronto ante e post operam n°1 (vedere stralcio planimetrico di figura 3-17)

RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA – RETICOLO MINORE

P0031150-D-0-MP00-GI-REL-02_00

Le variazioni delle portate per ciascun tempo di simulazione, nel raffronto tra condizioni ante e post operam, sono trascurabili.

In considerazione dei risultati ottenuti è possibile asserire che l'intervento di progetto risulta idraulicamente compatibile con il contesto esistente e non conduce ad alcuna variazione del regime idraulico dei presidi esistenti.

È inoltre possibile affermare che i modesti volumi di pioggia generati dalla porzione di bacino caratterizzata da nuova urbanizzazione possono essere gestiti a mezzo del sistema di drenaggio adottato a presidio dell'area in esame, per il quale si rimanda alla specifica relazione.