

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI

FD002

F-PROGETTO IDRAULICO

**FD- STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA DEI
TORRENTI RILE E TENORE
Relazione Idraulica**

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

MI533 **E** **1801**

NOME FILE

FD002-P00ID03IDRRE02_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. **P00ID03IDRRE02**

A

-

C

B

A

EMISSIONE

Maggio 2021

ING. NICOLA DEL
DUCA

ING. VALERIO
BAJETTI

ING. RENATO
DEL PRETE

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'AREA DI STUDIO	5
3	SINTESI DELLO STUDIO IDROLOGICO EFFETTUATO SULL'AREA IN ESAME	6
3.1	Modello afflussi deflussi per i torrenti Rile e Tenore	6
3.2	Applicazione del Metodo di Horton per la massimizzazione dei volumi	6
3.3	Applicazione del Metodo del SCS-CN per la massimizzazione dei colmi di piena	8
4	ASSETTO GEOMETRICO	10
4.1	VALUTAZIONE DELLA SOTTRAZIONE DI VOLUME PER EFFETTO DELLA REALIZZAZIONE DEL TRACCIATO PREVISTO NEL PROGETTO DEFINITIVO	11
4.2	DIMENSIONAMENTO DEL VOLUME D'INVASO DELL'OPERA DI COMPENSAZIONE	11
5	VERIFICHE IDRAULICHE IN REGIME DI MOTO BIDIMENSIONALE	12
5.1	CODICE DI CALCOLO	12
5.2	EQUAZIONI DEL MODELLO (CASO MOTO PERMANENTE)	12
5.3	EQUAZIONI DEL MODELLO (CASO MOTO VARIO)	15
5.4	PERDITE DI CARICO IN MOTO VARIO	17
5.5	MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE	18
6	APPLICAZIONI AL CASO DI STUDIO	20
6.1	PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CARATTERIZZATA DA TR=200 ANNI, OTTENUTA PER EFFETTO DELLA MASSIMIZZAZIONE DEI VOLUMI NEI BACINI ENDOREICI MEDIANTE APPLICAZIONE DEL METODO DI HORTON	22
6.1.1	SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE	22
6.1.2	SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA ATTUALE	27
6.1.3	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	31
6.1.4	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA, CON INCREMENTO DELLE FORNICI	35
6.1.5	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) SENZA VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	36
6.1.6	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) CONSIDERANDO L'ESTENSIONE DELLA VASCA DI LAMINAZIONE	37
6.1.7	SIMULAZIONI POST-OPERAM: 1°SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	38
6.1.8	SIMULAZIONI POST-OPERAM: 2°SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	42
6.2	PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CARATTERIZZATA DA TR=200 ANNI, OTTENUTA PER EFFETTO DELLA MASSIMIZZAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA MEDIANTE APPLICAZIONE DEL METODO SCS-CN	46
6.2.1	SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE	47
6.2.2	SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA ATTUALE	49
6.2.3	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA.	52

6.2.4	SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	54
6.2.5	SIMULAZIONI POST-OPERAM: 2° SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA	58
6.3	PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CONTENUTA ALL'INTERNO DELLE AREEE DI SPAGLIAMENTO METODO HORTONIANO TR=20 ANNI	62
7	VERIFICA DEI FRANCHI IDRAULICI	65
7.1	DETERMINAZIONE DEI MASSIMI LIVELLI ATTESI IN CORRISPONDENZA DEL VIADOTTO DALLA PROGRESSIVA 8+228 (KM) ALLA PROGRESSIVA 8+064 (KM)	65
7.2	DETERMINAZIONE DEL FRANCO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI VIA CADORNA SUL T.TENORE	65
8	DINAMICA DI PIENA ALL'INTERNO DELLA VASCA DI SPAGLIAMENTO	73
8.1	DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI STRADALI PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO	73
8.2	DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA CORRISPONDENTE alla prima soluzione alternativa con viadotto unico	74
8.3	DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA dei rilevati corrispondente alla seconda soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo	76
8.4	dinamica di riempimento per lo scenario tr=200 anni con applicazione del metodo scs-cn considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali proposta nel progetto definitivo	77
8.5	dinamica di riempimento per lo scenario tr=200 anni con applicazione del metodo scs-cn considerando la configurazione geometrica corrispondente alla prima soluzione alternativa con viadotto unico	78
8.6	dinamica di riempimento per lo scenario tr=200 anni con applicazione del metodo scs-cn considerando la configurazione geometrica dei rilevati corrispondente alla seconda soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo	79
9	DINAMICA DI SVUOTAMENTO	81
9.1	CONFRONTO ANTE/POST-OPERAM, CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA SOLUZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	81
9.2	CONFRONTO ANTE/POST-OPERAM, CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA seconda soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo	83
10	CONCLUSIONI	84
A.	APPENDICE	86
A.1	SIMULAZIONE ANTE-OPERAM: APPLICAZIONE DEL MODELLO BIDIMENSIONALE AL FINE DI CALCOLARE LA QUOTA IPOTETICAMENTE RAGGIUNTA ALL'INTERNO DEL BACINO DI ESPANSIONE IN ASSENZA DEL FENOMENO DI SFIORO DALLA ROTATORIA A NORD, COLLOCATA TRA VIALE DELL'UNIONE EUROPEA E VIA GRAN BRETAGNA NELL'IPOTESI DI PIENA DUECENTENNALE; QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE.	87
A.2	SIMULAZIONE POST-OPERAM: 2° SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA CHE PREVEDE UN PROLUNGAMENTO VERSO SUD DELLA VASCA T.	90

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica idraulica accompagna il Progetto Esecutivo delle opere in intestazione, ed ha per oggetto la porzione di territorio interessata dal tracciato del nuovo Collegamento stradale tra Samarate ed il confine con la Provincia di Novara, nel tratto compreso tra l'Autostrada A/8 (Bretella di Gallarate) e la S.S. n. 527, nel Comune di Vanzaghello lungo la S.S. n° 341.

La versione originaria del Progetto Preliminare (PP) del presente intervento prevedeva la realizzazione di un viadotto le cui pile interessavano le vasche di spagliamento dei T. Rile e Tenore. In seguito alle prescrizioni CIPE (ed al parere Regione Lombardia ex D.G.R. n. VII/14402 del 30.9.2003) ANAS produceva una nuova revisione PP adottando una variazione di tracciato che consentisse di evitare l'impatto diretto con le vasche di spagliamento in parola, pur perdurando una interferenza tra il rilevato stradale e le aree contermini a tali vasche, costituenti il bacino endoreico che funge da recapito finale dei citati corsi d'acqua.

Nella successiva fase di progettazione definitiva (PD), i progettisti hanno proposto di compensare i volumi sottratti all'invaso, ruscigliamento ed infiltrazione delle acque dalla presenza dei rilevati di progetto, realizzando, all'interno dell'area di spagliamento, una vasca interrata (scavata sotto il piano campagna) di capacità pari al volume in parola.

Questa soluzione ha generato perplessità da parte del CSLLPP e dell'AIPo, i quali hanno prescritto che nella successiva fase esecutiva si provvedesse a supportare tale scelta con idonei studi idraulici. Come verrà illustrato nel proseguo della presente relazione, gli approfondimenti tecnici, sviluppati anche con il supporto di un modello di calcolo bidimensionale, hanno consentito di affinare la soluzione proposta nel PD, addivenendo ad una configurazione che garantisse la effettiva invarianza idraulica del sito.

In particolare nel presente progetto esecutivo, è stata sviluppata e testata una soluzione che, attraverso la realizzazione di un viadotto (in parziale sostituzione del previsto rilevato stradale), consente di minimizzare le interferenze con il deflusso idrico nell'area di spagliamento.

Le elaborazioni idrologiche ed idrauliche poste alla base della presente relazione sono state effettuate coerentemente alle indicazioni contenute nella "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B", in ottemperanza alle disposizioni del PAI riportate all'art. 19, 1° comma, delle N.T.A. e secondo le metodologie di studio contenute negli Allegati 3 e 4 alla D.G.R. del 29 ottobre 2001, n. VII/6645.

Accogliendo le ulteriori prescrizioni formulate dai diversi soggetti chiamati ad esprimersi sul PD, la presente relazione sviluppa uno studio idraulico di dettaglio in regime di moto vario e bidimensionale, volto a definire gli effetti degli idrogrammi duecentennali di riferimento dei T. Rile e Tenore (ottenuti mediante l'aggiornamento delle valutazioni idrologiche sulla base dei dati attualmente disponibili) oltre che valutare le dinamiche di riempimento e svuotamento interne alla vasca di spagliamento dei suddetti Torrenti.

Inoltre, le analisi condotte sono state svolte in ottemperanza alla richiesta di AIPo effettuata a seguito della riunione con ANAS, avvenuta presso la sede dell'Unità Operativa di Milano dell'AIPo in data 13/11/2018; nella suddetta richiesta si precisa che la relazione idraulica deve esplicitare:

- le condizioni al contorno utilizzate;
- le determinazioni delle scabrezze;
- il modello utilizzato per il calcolo;
- la verifica dell'equivalenza idraulica delle aree a tale scopo identificate;
- la verifica dei manufatti idraulici presenti nel dominio di calcolo interessati dall'esondazione e la loro eventuale necessità di adeguamento;
- l'andamento nel tempo delle linee di corrente nell'area di esondazione, e della loro variazione conseguente alla realizzazione delle opere;
- le interazioni dell'area di compenso con la falda e delle modalità e tempistiche del suo svuotamento.

L'area in studio è delimitata a sud dall' **argine HUPAC** la cui quota nominale risulta pari o superiore a 244.70 m s.l.m., così come indicato negli elaborati idraulici ed idrologici del progetto dell'Autostrada Pedemontana Lombarda e ripreso dall'estensore del Progetto Definitivo del presente intervento (cfr. pagina 15 Relazione di Compatibilità idraulica... allegato T00_IDR_RE_02_A del Progetto Definitivo).

La funzione di questo manufatto è quella di contenere la piena centenaria dei corsi d'acqua Rile e Tenore, proteggendo le aree di valle e consentendo l'infiltrazione nel sottosuolo del volume accumulato a tergo dell'argine.

A questo proposito è utile evidenziare che in altri documenti (cfr. e.g. la relazione Idraulica allegata al Progetto Esecutivo delle opere di realizzazione di presidio arginale dei torrenti Rile e Tenore nei comuni di cassano Magnago e Busto Arsizio) tale quota sia indicata come pari a 244,20 m s.l.m..

Allo scopo di addivenire ad una definizione certa della quota arginale, propedeuticamente alla redazione del presente Progetto Esecutivo è stato commissionato uno specifico rilievo di questo manufatto che ha evidenziato come lo stesso sia caratterizzato da una quota di coronamento variabile da 244,26 a 244,70 m s.l.m., con presenza di alcuni punti singolari a quote anche molto più basse, pari a 243,60 m s.l.m.

Attesa la funzione di contenimento idraulico dell'argine, la variabilità della sua quota può essere imputata unicamente a fenomeni di assestamento o di erosione. Vi è pertanto da ritenere che la quota effettiva di progetto fosse di 244,70 m s.l.m.

A supporto di questa assunzione si evidenzia che, dalle simulazioni idrauliche effettuate assumendo l'andamento altimetrico attuale dell'argine, è risultato che lo stesso sarebbe sormontato in occasione della piena ventennale (il cui volume è pari a circa 1,5 Mm³), pur essendo stato progettato per contenere la piena centenaria. E' evidente, pertanto, che il manufatto dovrà essere oggetto di interventi di manutenzione straordinaria che ne riportino l'intero coronamento alla quota nominale prima citata.

Occorre precisare che qualora ciò non avvenisse e si verificasse la tracimazione di cui le simulazioni numeriche hanno dato evidenza, il manufatto sarebbe soggetto ad una rapida rovina per erosione della parete causata dal flusso idrico di sormonto.

Alla luce di tali considerazioni, le simulazioni ritenute significative e pertanto introdotte nella presente relazione sono le seguenti:

Situazione ANTE OPERAM: Modellazione effettuata sia con le quote reali attuali dell'argine (da rilievo) che con quella nominale (coronamento a quota uniforme pari a 244,70 m s.l.m.).

SITUAZIONE POST OPERAM: si è assunto che sia ripristinata la quota nominale di coronamento dell'argine, e le modellazioni sono state effettuate considerando diverse soluzioni progettuali.

Ai fini della verifica della invarianza idraulica, l'unico confronto che ha un significato fisico è quello tra la situazione ante operam con argine a quota nominale e tutte quelle post operam. Non ha infatti alcun senso, a parere degli scriventi, ricercare l'invarianza idraulica con riferimento ad una configurazione che, all'attualità, entra in crisi in presenza di una piena ventennale.

2 DESCRIZIONE DELL'AREA DI STUDIO

I Torrenti Rile e Tenore sono dotati di fasce fluviali e costituiscono un sistema di tipo endoreico, ossia senza recapito finale, che ha funzionato storicamente attraverso lo spaglio delle portate su vaste aree nei tratti finali del loro corso e lo smaltimento delle stesse tramite l'infiltrazione in falda in terreni di natura alluvionale.

Il Rile nasce nella parte meridionale del Comune di Caronno Varesino, scende in direzione Nord-Sud attraversando Carnago e, dopo Milanello, penetra nel territorio di Cassano Magnago. Presenta un bacino idrografico di forma allungata e stretta, caratterizzato nella sua porzione più centrale da una valle piuttosto incassata; sono assenti rami tributari rilevanti,

Il Torrente Tenore ha origine nel Comune di Morazzone, nella parte montana confina a Ovest con quelli dell'Arno e del Rile e a Est con quello dell'Olonza, scende verso meridione attraverso i territori di Caronno Varesino e di Castelserpio ed a valle, a cominciare della frazione di Preveranza riceve gli scarichi fognari di vaste aree urbanizzate, si adagia nella pianura alluvionale di Cairate e Fagnano Olona, terminando il proprio corso, che grosso modo è parallelo a quello del Rile, nella zona meridionale di Cassano Magnano nelle già citate in vasche di accumulo e disperdimento comuni al torrente Rile. La superficie di bacino idrografico del torrente Tenore è di 18.92 Km².

Le vasche di laminazione e spagliamento riportate nel progetto definitivo sono caratterizzate dai seguenti volumi:

- il bacino R alimentato dal torrente Rile; volume d'invaso: 90 000 m³;
- il bacino T alimentato dal torrente Tenore; volume d'invaso: 85 000 m³;
- il bacino RT costituito dalle vasche Rtm1, Rtm2 alimentabile dalle vasche R e T; volume d'invaso: 8 000 m³;
- il bacino Rtp alimentato per sfioro dai bacini R e T; volume d'invaso: 190 000 m³.
- il volume totale disponibile di tali vasche risulta dunque essere pari a 373 000 m³.

Poiché i volumi delle vasche sopra indicati non sono sufficienti a contenere neanche i volumi della piena centenaria di Torrenti Rile e Tenore, in fase di progettazione definitiva si è individuata una estesa area, all'interno della fascia B di progetto (v. allegato T.2) a valle dell'abitato di Cassano Magnago, per l'accumulo temporaneo ed il disperdimento in falda del volume di piena eccedente la capacità di invaso delle attuali vasche.

Il tracciato della strada in oggetto dalla progressiva 7+800 alla progr 8+843 insiste in fascia B delle suddette vasche di spagliamento.

3 SINTESI DELLO STUDIO IDROLOGICO EFFETTUATO SULL'AREA IN ESAME

Al fine di determinare con sufficiente approssimazione quale sia la più plausibile portata di piena dei corsi d'acqua in oggetto, è necessario rifarsi a misure dirette oppure utilizzare operazioni di ricostruzione indirette. Nell'ambito delle ricostruzioni indirette del valore di massima piena, risulta essenziale la definizione delle precipitazioni che, attraverso differenti metodologie di calcolo, consentono di stimare, appunto, la portata di massima piena di un corso d'acqua.

La previsione quantitativa delle piogge intense in una determinata area è effettuata tramite la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, ovvero la relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

La relazione idrologica riporta il confronto tra differenti curve di pioggia dei torrenti Rile e Tenore al fine di definire quella più cautelativa per la stima degli idrogrammi di piena per prefissato tempo di ritorno; in particolare si sono confrontate le curve di pioggia proposte nel progetto definitivo, quelle individuate mediante utilizzo dei dati pluviometrici aggiornati all'anno 2017 e quelle ricavate dal portale ARPA con aggiornamento al 2011. Dal confronto si evince che le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica che utilizzano i dati ARPA aggiornati al 2011 risultano più cautelative; pertanto si sono utilizzate queste ultime per le analisi idrologiche. Nelle tabelle che seguono si riportano i parametri delle curve segnalatrici di possibilità climatica ottenute a partire dai dati ARPA aggiornati al 2011 per T=20, 100 e 200 anni, considerando sia durate inferiori che durate superiori a 24 ore.

Parametri delle curve segnalatrici di possibilità climatica adottate per T=20, 100 e 200 anni e per durate inferiori alle 24 ore.

Durata inferiore alle 24 ore						
Parametri	Torrente Rile			Torrente Tenore		
	T=20 anni	T=100 anni	T=200 anni	T=20 anni	T=100 anni	T=200 anni
a (mm/ora)	53,77	69,12	75,76	53,795	69,12	75,73
n	0,342	0,342	0,342	0,343	0,343	0,343

Parametri delle curve segnalatrici di possibilità climatica adottate per T=20, 100 e 200 anni e per durate superiori alle 24 ore.

Durata superiore alle 24 ore						
Parametri	Torrente Rile			Torrente Tenore		
	T=20 anni	T=100 anni	T=200 anni	T=20 anni	T=100 anni	T=200 anni
a (mm/ora)	62,39	81,12	83,36	62,39	81,065	83,159
n	0,287	0,283	0,306	0,288	0,284	0,308

3.1 MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI PER I TORRENTI RILE E TENORE

Il modello afflussi deflussi utilizzato è un modello idrologico che consente di simulare l'idrogramma di deflusso di un bacino in risposta ad un afflusso meteorico sufficientemente intenso. La determinazione dell'idrogramma di piena al variare del tempo di ritorno da inserire nella modellazione idraulica è stata effettuata considerando due scenari idrologici differenti:

1. massimizzazione dei volumi nei bacini endoreici mediante applicazione del metodo di Horton;
2. massimizzazione delle portate al colmo di piena mediante applicazione del metodo del SCS-CN.

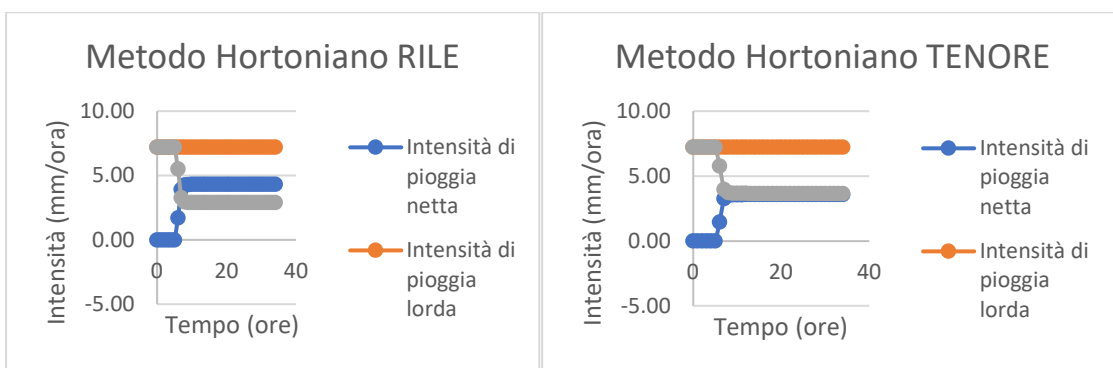
3.2 APPLICAZIONE DEL METODO DI HORTON PER LA MASSIMIZZAZIONE DEI VOLUMI

Definita la curva di pioggia si è proceduto alla valutazione della precipitazione di progetto da utilizzare come input nella modellazione idrologica afflussi-deflussi; a tal fine è stata utilizzata la

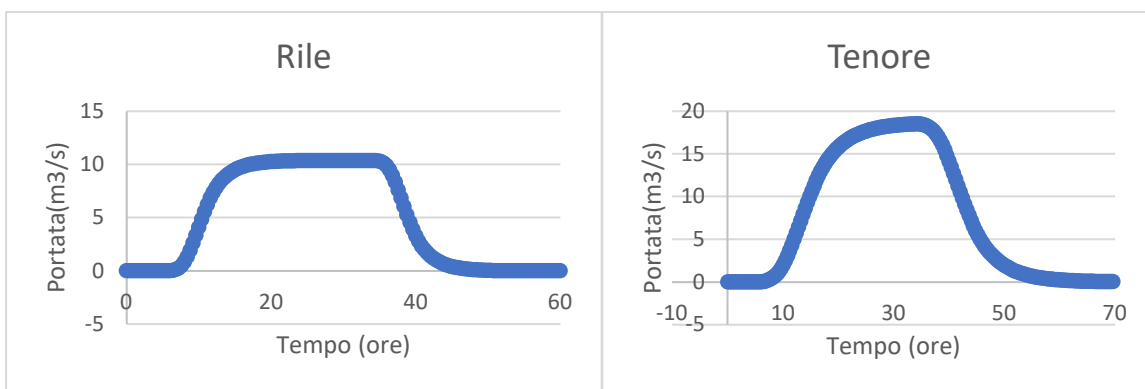
metodologia di Horton per individuare la durata di precipitazione critica che massimizza i volumi di ruscellamento superficiale; Il modello hortoniano è stato applicato sfruttando il legame tra i parametri della curva della capacità di infiltrazione di Horton e le caratteristiche fisiche dei bacini idrografici, sulla base della classificazione dei suoli suggerita dal Soil Conservation Service; si rimanda alla relazione idrologica per i dettagli di calcolo.

Nota l'intensità di precipitazione lorda a partire dalle curve di pioggia riportate nel paragrafo precedente, è stato possibile applicare la procedura hortoniana per ricavare i volumi di ruscellamento superficiale in funzione della durata dell'evento per i due bacini idrografici analizzati; in particolare poiché l'intensità di precipitazione media diminuisce all'aumentare della durata dell'evento meteorico e la curva della capacità di infiltrazione di Horton tende ad un valore asintotico all'aumentare della durata stessa, i volumi di ruscellamento superficiale assumono conseguentemente andamento parabolico con un massimo in corrispondenza della durata critica; in particolare dal calcolo effettuato (riportato nella relazione idrologica) si evince che per entrambi i bacini idrografici l'evento critico, per $T=200$ anni, è caratterizzato da una durata pari a 34 ore e volume di ruscellamento superficiale pari a 1.05 Mm^3 per il Rile e pari a 1.89 Mm^3 per il Tenore.

L'applicazione della metodologia ha consentito di ricavare l'intensità di pioggia netta per i due bacini idrografici analizzati; nella figura di seguito riportata si rappresenta, per ciascun bacino analizzato e per $T=200$ anni, l'intensità di pioggia lorda (in arancione), l'intensità di pioggia netta (in blu) e il tasso di infiltrazione in grigio ricavato mediante la stima del tempo di Ponding. L'altezza di pioggia netta totale (per $T=200$ anni) risulta pari a 101.12mm per il Tenore e pari a 122.08 mm per il Rile.



La stima degli idrogrammi di piena bicentenari (così come disposto dal Consiglio superiore dei lavori pubblici) è stata effettuata mediante applicazione numerica del metodo dell'idrogramma adimensionale e unitario proposto dal Soil Conservation Service [SCS 1972, USDA-SCS 1985]. Nelle figure che seguono si riportano gli idrogrammi di piena del Rile e del Tenore ottenuti mediante applicazione della metodologia sopra esposta per un tempo di ritorno pari a 200 anni, considerando un evento di durata pari a 34 ore per entrambi i corsi d'acqua e utilizzando la curva di pioggia più cautelativa ovvero quella estratta dai dati ARPA aggiornati al 2011.



Nella tabella che segue si riportano le quantità idrologiche principali per i torrenti Rile e Tenore per effetto dell'applicazione del metodo di Horton, considerando i tempi di ritorno di 10, 20, 100 e 200

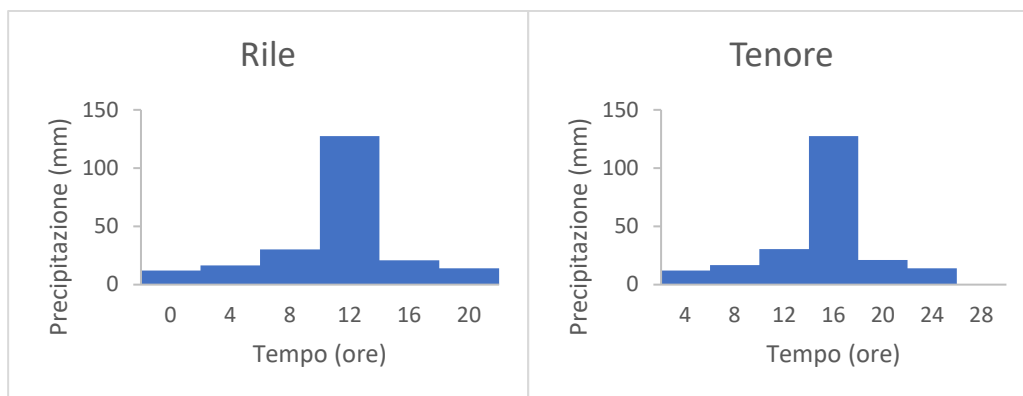
anni; si riportano in particolare i valori di precipitazione netta, i valori delle portate al colmo di piena ed i volumi degli idrogrammi di piena.

	Scenario Max Volume					
	TR 10 anni		TR 20 anni		TR 20 anni	
	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)
T. Rile	49,37	10,77	0,43	64,17	9,58	0,55
T. Tenore	40,93	15,75	0,77	53,16	17,70	1,00
Volumi totali	90,30		1,20	117,33		1,55
	Scenario Max Volume					
	TR 100 anni		TR 200 anni		TR 200 anni	
	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)
T. Rile	101,44	10,83	0,88	122,08	10,35	1,05
T. Tenore	84,08	21,13	1,58	101,12	18,49	1,89
Volumi totali	185,53		2,45	223,20		2,95

La somma dei due idrogrammi per T=200 anni comporta un volume risultante di 2.95 Mm³.

3.3 APPLICAZIONE DEL METODO DEL SCS-CN PER LA MASSIMIZZAZIONE DEI COLMI DI PIENA

Per la massimizzazione del colmo di piena si è applicata la metodologia del SCS CN; a tal fine, definita la curva di pioggia, si è proceduto alla valutazione della precipitazione di progetto da utilizzare come input nella modellazione idrologica afflussi-deflussi. Alla distribuzione spaziale uniforme per ciascun bacino si è accoppiata una distribuzione temporale di pioggia non uniforme, utilizzando la stessa metodologia riportata nel progetto definitivo che consiste nella determinazione del pluviogramma a blocchi alterni, ovvero dello ietogramma Chicago discretizzato, caratterizzato da durata pari a 24 ore. Nella figura seguente si riportano i pluviogrammi dei due bacini idrografici analizzati.

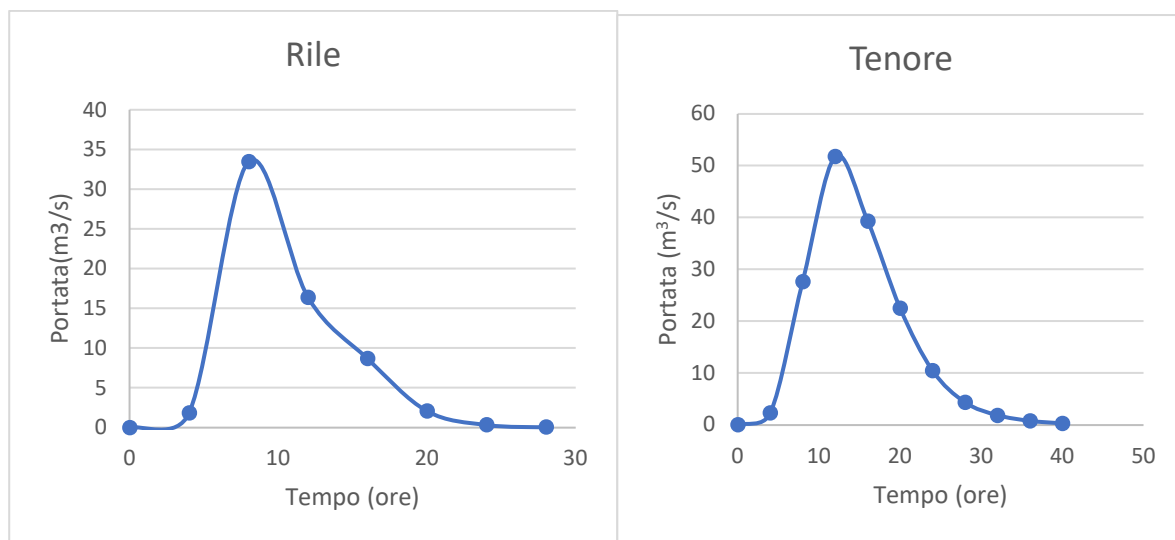


Per applicare il modello idrologico è stato necessario ricavare il volume di precipitazione netta a partire dal volume di precipitazione totale, mediante l'utilizzo del metodo del SCS Soil Conservation Service Method, in funzione del tipo di suolo, di copertura e delle precipitazioni antecedenti. L'analisi idrologica è stata effettuata mediante applicazione numerica del metodo del Soil Conservation Service dimensionless unit hydrograph [SCS 1972, USDA-SCS 1985]; la metodologia prevede la combinazione tra la pioggia netta, ricavata mediante applicazione del metodo SCS-CN, e l'idrogramma unitario ricavato a partire dall'idrogramma adimensionale di Mokus utilizzando la portata al colmo dell'idrogramma unitario e la durata della precipitazione che produce l'idrogramma unitario, dipendente dal tempo di ritardo del bacino; nella tabella che segue si riportano le caratteristiche principali (estratte dal progetto definitivo) dei bacini idrografici, utilizzate per applicare la metodologia descritta.

	Torrente Rile	Torrente Tenore
Area (km ²)	8.63	18.74
CN II	62.0	68.8
Tempo di ritardo (ore)	3.58	6.83
Tempo di corrivazione (ore)	5.97	11.38

Si sono pertanto ricostruiti gli idrogrammi di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (così come disposto dal Consiglio superiore dei lavori pubblici) relativamente ai bacini del Rile e del Tenore, mediante applicazione numerica della metodologia sopra descritta.

Nelle figure 14 e 15 che seguono si riportano gli idrogrammi di piena del Rile e del Tenore ottenuti mediante applicazione della metodologia sopra esposta per un tempo di ritorno pari a 200 anni, considerando un evento di durata pari a 24 ore e utilizzando la curva di pioggia riportata nel progetto definitivo.



Nella tabella che segue si riportano le quantità idrologiche principali per i torrenti Rile e Tenore per effetto dell'applicazione del metodo del SCS-CN per i tempi di ritorno di 10, 20, 100 e 200 anni; si riportano in particolare i valori di precipitazione netta, i valori delle portate al colmo di piena ed i volumi degli idrogrammi di piena.

	Scenario Max Portata					
	TR 10 anni		TR 20 anni		TR 200 anni	
	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)
T. Rile	42,35	13,39	0,36	55,07	17,80	0,48
T. Tenore	56,51	23,37	1,06	71,15	29,68	1,33
Volumi totali	98,86		1,42	126,22		1,81
	Scenario Max Portata					
	TR 100 anni		TR 200 anni		TR 200 anni	
	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)	Pioggia netta (mm)	Portata (m ³ /s)	Volume (Mm ³)
T. Rile	87,30	28,85	0,75	103,94	33,47	0,90
T. Tenore	107,10	45,07	2,01	125,30	51,79	2,35
Volumi totali	194,40		2,76	229,24		3,25

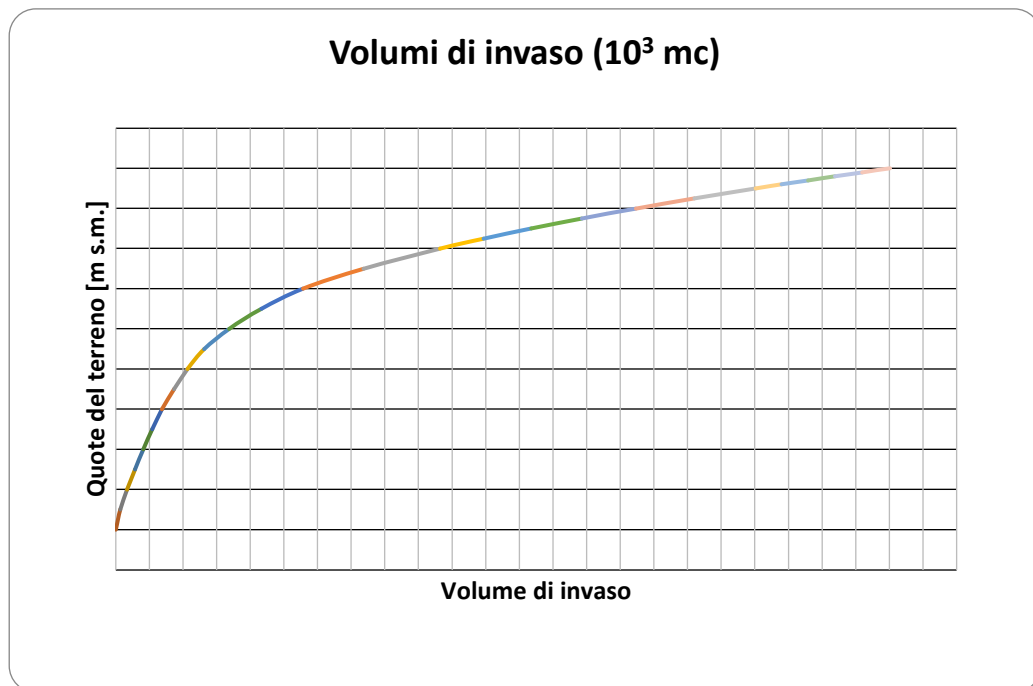
La somma dei due idrogrammi, per T=200 anni, comporta un volume risultante di 3.25 Mm³.

4 ASSETTO GEOMETRICO

Sulla base del rilievo 3d eseguito lungo il tracciato in progetto per una congrua fascia, si sono ricavate le sezioni utilizzate nel seguito per le successive verifiche idrauliche della sistemazione del T. Tenore riportate nel paragrafo 7.2. Come riportato nel progetto definitivo, tale tratto è soggetto a verifica in quanto il tracciato esecutivo proposto dell'Autostrada Pedemontana Lombarda avrebbe interferito con i rilevati stradali della SS431 in progetto e pertanto si è resa necessaria una ulteriore modifica di tracciato del Tenore al fine di consentire l'ingresso nella vasca di spagliamento senza interferenze. Il nuovo corso del Tenore comporta la realizzazione di un attraversamento in corrispondenza di Via Cadorna che verrà nel seguito verificato idraulicamente.

Come si è detto l'area di interesse è delimitata a S ed ad Ovest dall'Argine HUPAC, la cui quota di coronamento è stata assunta pari a 244,70 m s.l.m.

Si riporta di seguito la curva d'invaso dell'area di spagliamento estratta dagli elaborati idraulici ed idrologici del progetto di "Collegamento Autostradale Dalmine – Como – Varese – Valico Del Giaggiolo e opere connesse" – Tratta A dell'Autostrada Pedemontana Lombarda cui la presente strada si raccorda; tale curva riporta il volume invasato in funzione della quota del terreno fino alla quota nominale dell'argine pari a 244.7.



Il rilievo integrativo svolto in fase di progettazione esecutiva ha consentito di aggiornare le quote di fondo delle vasche di laminazione nonché i conseguenti volumi di seguito riportati:

- bacino R alimentato dal torrente Rile: quota di fondo: 238.9 m.s.l.m, volume d'invaso: 92300 m³, altezza media:8.52m;
- bacino T alimentato dal torrente Tenore: quota di fondo: 239.05 m.s.l.m, volume d'invaso: 90200 m³, altezza media:6.02m;
- bacino RT costituito dalle vasche Rtm1, Rtm2 alimentabile dalle vasche R e T: quota di fondo 240.80, volume d'invaso: 7000 m³; altezza media:1.05;
- il bacino Rtp alimentato per sfioro dai bacini R e T; quota di fondo: 236.85 m.s.l.m., volume d'invaso: 187 600 m³, altezza media: 10.40m;
- il volume totale disponibile di tali vasche risulta dunque essere pari a 377 100 m³.

4.1 VALUTAZIONE DELLA SOTTRAZIONE DI VOLUME PER EFFETTO DELLA REALIZZAZIONE DEL TRACCIATO PREVISTO NEL PROGETTO DEFINITIVO

I vincoli geometrici di livelletta e curvatura e la necessità di raccordo con le altre infrastrutture esistenti escludono la possibilità di individuare soluzioni di tracciato alternative, tali da non interferire con la fascia B.

Il tracciato, pur evitando l'ingresso diretto nelle vasche, determina l'attraversamento e l'interessamento della fascia B per la quale, ai sensi delle NTA del PAI art 30 comma 2a, non è consentita la riduzione del volume di invaso di pertinenza fluviale. Risulta pertanto necessaria la valutazione del volume di invaso in sottrazione per effetto della realizzazione del tracciato in oggetto ai fini di dimensionare una corretta opera di compensazione. A tal proposito si fa riferimento al calcolo della sottrazione di volume per effetto della realizzazione del tracciato in progetto svolto nel progetto definitivo, ritenendo ininfluenti da questo punto di vista le variazioni apportate nel presente progetto esecutivo. Il valore così ottenuto si attesta a **116.349 mc**.

4.2 DIMENSIONAMENTO DEL VOLUME D'INVASO DELL'OPERA DI COMPENSAZIONE

In coerenza con quanto riportato nel progetto definitivo, il volume di invaso proposto (utilizzato nelle successive simulazioni idrauliche per la configurazione del tracciato stradale corrispondente a quella proposta nel progetto definitivo) può essere calcolato sulla base delle superfici interessate mediante la seguente formulazione generalizzata per il calcolo del volume del tronco di cono (m³).

$$Vol = \left[S_{inf} + S_{sup} + \sqrt{S_{inf} \cdot S_{sup}} \right] \cdot \frac{h}{3}$$

Dove S rappresenta le aree superiori ed inferiori della vasca (m²) ed h l'altezza (m); La superficie superiore risulta 26950 m², la quota media del terreno nell'area della vasca è assunta pari a 240.8. La superficie inferiore risulta 20450 m², la quota di fondo è stata assunta pari a 235.8. L'altezza media di scavo pertanto risulta di 5 m. Si ha un volume totale di invaso pari a: Vol= 118.130 m³.

L'area scelta per la realizzazione di un adeguato volume di compensazione presenta le seguenti caratteristiche significative:

- Risulta anche dal punto di vista fondiario interclusa tra il rilevato stradale, via Cadorna, Strada comunale della Villa e l'arginatura a sud.
- Non interferisce con le aree di naturalizzazione Hupac a monte del rilevato SS431
- Dal punto di vista idraulico ripartisce i volumi significativi di invaso e le aree di infiltrazione per una quota parte anche a valle del viadotto evitando quindi scompensi sulla distribuzione dell'invaso tra monte e valle rilevato all'interno della vasca.
- Si rende disponibile un volume di invaso analogo a quello sottratto ma a quote inferiori aumentando di fatto la sicurezza complessiva dell'argine.
- Si prevede una quota di fondo a 235.80 quindi rispetto a 240.8 che è la quota media dei cigli di sponda uno scavo di soli 5 m.

5 VERIFICHE IDRAULICHE IN REGIME DI MOTO BIDIMENSIONALE

Le verifiche idrauliche con ipotesi di moto bidimensionale sono state effettuate mediante l'utilizzo del modello HEC-RAS in regime di moto vario; si riporta di seguito una breve descrizione del modello, dei parametri e delle condizioni al contorno utilizzate.

HEC-RAS, sviluppato da Hydrologic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers, è il codice di calcolo che permette di eseguire modellazioni idrauliche di corsi d'acqua naturali o canali artificiali al fine di ricostruire il profilo di corrente e le caratteristiche idrauliche in tutte le sezioni, River Analysis System (RAS).

Le modellazioni idrauliche possono essere eseguite, secondo le necessità, in regime di moto permanente o vario e con schema di moto monodimensionale, bidimensionale o combinato. La versione 5.0.3 presenta un'interfaccia grafica del tutto paragonabile a quella dei precedenti software sviluppati da HEC; le differenze principali si riscontrano nell'editor Geometric Data, dove sono state aggiunte opzioni per la creazione delle aree 2D e nel potenziamento degli strumenti GIS attraverso il modulo RAS Mapper.

5.1 CODICE DI CALCOLO

Nelle precedenti versioni, il software HEC-RAS offriva già la possibilità di effettuare diversi tipi di simulazioni:

- Simulazioni in condizioni stazionarie, note come condizioni di moto permanente, (*steady flow*) in corrente lenta, veloce o mista, calcolando i corrispettivi profili di corrente;
- Simulazioni in condizioni non stazionarie, note come condizioni di moto vario, (*unsteady flow*);
- Simulazioni per la classificazione e quantificazione di processi di idrodinamica del trasporto solido relativi a fenomeni di erosione o deposizione generalizzata e/o localizzata.

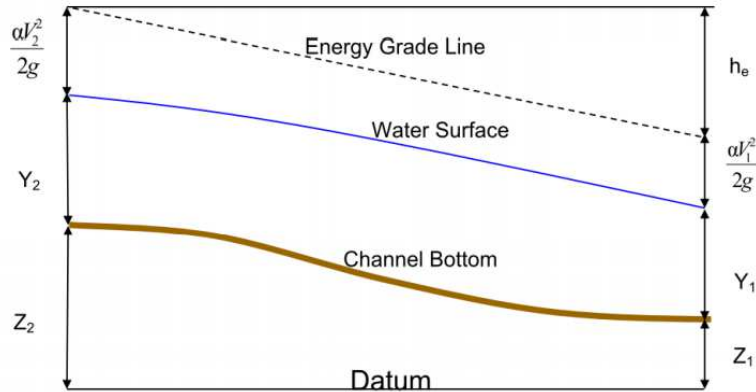
La nuova versione, offrendo la possibilità di costruire modelli di tipo integrato, come quello costruito in questo lavoro, permette di adottare, in un unico codice di simulazione, entrambi gli schemi di calcolo monodimensionale e bidimensionale, accoppiando in maniera dinamica la risoluzione delle equazioni del moto (equazioni DSV e modello diffusivo) attraverso una comune interfaccia grafica. Le aree di flusso bidimensionali possono essere utilizzate in diversi modi e per diversi scopi; a titolo dimostrativo di seguito sono elencati degli esempi di come le aree 2D implementate nella nuova versione possono essere utilizzate come supporto alla modellazione di HEC-RAS:

- Dettagliata modellazione 2D del canale;
- Dettagliata modellazione 2D del canale e delle aree golenali;
- Combinazione tra canale 1D e aree golenali 2D;
- Combinazione tra canale 1D e aree inondabili esterne agli argini;
- Connessione diretta del corpo idrico 1D all'interno delle aree inondabili 2D;
- Connessione diretta tramite l'ausilio di strutture idrauliche tra aree inondabili 2D e aree di accumulo 1D;
- Aree inondabili 2D multiple all'interno di una singola geometria;
- Connessione diretta multipla di aree 2D con strutture idrauliche;
- Analisi semplificate e molto dettagliate in presenza di dighe;
- Analisi semplificate e molto dettagliate degli argini;
- Modellazione mono e bidimensionale in grado di gestire moto supercritico e subcritico e passaggio attraverso risalti idraulici.

5.2 EQUAZIONI DEL MODELLO (CASO MOTO PERMANENTE)

La procedura di calcolo di HEC-RAS si basa sulla soluzione di Sistemi ed Equazioni, caratterizzanti l'Idraulica dei canali a pelo libero, secondo gli schemi monodimensionale, bidimensionale o combinato e con diversi regimi di moto in funzione delle esigenze.

Il calcolo del profilo di corrente, in condizioni di moto permanente, viene effettuato all'interno del software attraverso la risoluzione delle Equazioni dell'Energia fra due sezioni successive attraverso un processo iterativo denominato *standard step method*. Indicate con 1 e 2 rispettivamente le sezioni di monte e di valle, l'equazione dell'energia è scritta nella seguente forma:



$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Dove:

- Y_i sono i tiranti idrici;
- Z_i sono le quote geodetiche;
- V_i sono le velocità medie;
- α_i sono i coefficienti di ragguglio delle altezze cinetiche;
- g è l'accelerazione di gravità;
- h_e è la perdita di carico totale nel tratto considerato.

Il valore di h_e è definito dalla somma delle perdite dovute all'attrito (*perdite distribuite*) e delle perdite di carico dovute alla contrazione o all'espansione della vena liquida (*perdite localizzate*), pertanto sono espresse dalla seguente relazione:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

- L è la lunghezza del tratto fluviale mediata sulle portate
- S_f è la cadente della linea dei carichi totali;
- C è il coefficiente di espansione/contrazione compreso tra 0 e 1, che tiene conto delle perdite di carico dovute all'espansione e alla contrazione della vena fluida.

Il codice HEC-RAS suddivide l'area interessata al moto in tre zone principali, perpetuando la convenzione introdotta con HEC-2, zona inondabile in sinistra (*left overbank, lob*), alveo ordinario (*channel, ch*), zona inondabile in 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 nella zona inondabile in sinistra (*lob*), nel canale ordinario (*ch*) e nella zona inondabile in destra (*rob*). La lunghezza mediata del tratto L è calcolata quindi nel seguente modo:

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

con:

- L_i lunghezze del tratto relative rispettivamente alla zona inondabile in sinistra ($i = lob$), al canale principale ($i = ch$) e alla zona inondabile in destra ($i = rob$);
- \bar{Q}_i portate medie attraverso la sezione rispettivamente nella zona inondabile in sinistra, nel canale principale e nella zona inondabile in destra.

La determinazione della *Conveyance* K (capacità di portata) della sezione e delle altezze cinetiche ragguagliate richiede di norma una maggiore suddivisione del flusso in porzioni di sezione all'interno delle quali la velocità possa ritenersi uniformemente distribuita. Nelle zone inondabili, 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 combinando la formula di Chezy (per il calcolo delle portate) con la formula di Manning (relativa alla scabrezza) scritta per unità di misura del sistema internazionale (SI):

$$V = \chi \sqrt{RS_f} \quad Q = A\chi \sqrt{RS_f}$$

Se si pone

$$K = A\chi \sqrt{R} \quad \text{e} \quad \chi = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

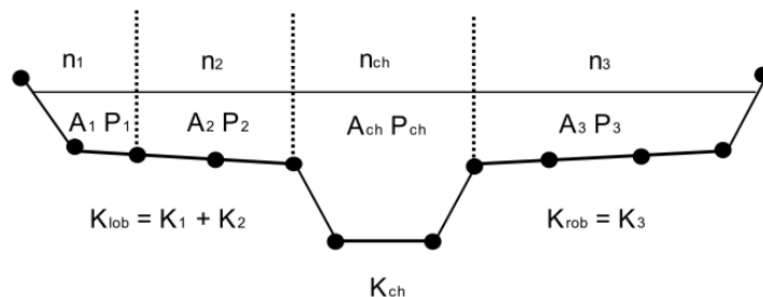
$$Q = K \sqrt{S_f}, \quad K = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_f}$$

con:

- K Conveyance espressa in $[m^3/s]$;
- n indice di scabrezza di Manning espressa in $[s/m^{1/3}]$;
- A area relativa al deflusso espressa in $[m^2]$;
- R raggio idraulico espresso in $[m]$
- χ coefficiente di scabrezza $[m^{1/2}/s]$

Tutte le grandezze sono riferite alla singola porzione di flusso. Le *conveyance* parziali di ogni zona inondabile vengono quindi sommate per ottenere infine i due valori di *conveyance* relativi rispettivamente alla zona inondabile in destra e in sinistra. Di norma, il canale principale viene 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*).

La procedura di calcolo consiste, più in dettaglio, nei seguenti passi:

1. Scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera (WS_1 , *water surface*) in corrispondenza della sezione di monte per correnti lente, o di valle, per correnti veloci;
2. Calcolo, a partire dal valore assunto al passo 1, dei corrispondenti valori di *conveyance* totale e di altezza cinetica;
3. Stima di S_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e ;
4. Soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2 ;
5. Confronto fra il valore di WS_2 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 $0,003\text{ m}$ (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 ($WS_{calcolata} - WS_{assunta}$) 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:

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

dove:

- WS_i è il valore di WS assunto al passo i -esimo
- WS_{i-1} è il valore di WS assunto nella $(i-1)$ -esima iterazione
- WS_{i-2} è il valore di WS assunto nella $(i-2)$ -esima iterazione

e gli errori sono:

- Err_{i-2} è l'errore relativo alle due iterazioni precedenti ($WS_{calcolato, i-2} - WS_{i-2}$);
- $Err_{ass} = WS_{i-2} - WS_{i-1}$
- $Err_{diff} = WS_{i-1} - WS_{calcolato, i-1} + Err_{i-2}$

La variazione di WS fra un tentativo e il successivo è vincolata a un massimo di $\pm 50\%$ 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 numero di sezioni non adeguato. L'altezza critica viene assunta anche ogniqualevolta 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.

5.3 EQUAZIONI DEL MODELLO (CASO MOTO VARIO)

Tale modello è stato costruito a partire dalle *Equazioni differenziali di Continuità e del Moto*. Per la derivazione delle equazioni del moto vario si adottano le seguenti ipotesi:

- La distribuzione delle pressioni è di tipo idrostatico (ipotesi valida se le linee di flusso non presentano curvatura accentuata);
- La pendenza di fondo alveo è piccola, cosicché la sezione trasversale normale alla corrente si confonde con la sezione verticale;
- L'alveo è prismatico, le variazioni nella sezione trasversale e nella pendenza di fondo possono essere prese in considerazione approssimando il corso d'acqua con una serie di tratti prismatici;
- Le perdite di carico possono essere espresse tramite una delle classiche formule adottate per il moto uniforme (si utilizza l'equazione di Manning); con questa ipotesi si assume che in regime di moto vario ad una data velocità V della corrente si abbiano le stesse perdite di carico che si avrebbero in moto uniforme con la stessa velocità;
- La velocità e le accelerazioni lungo la verticale sono trascurabili rispetto alle analoghe grandezze in direzione del moto;
- Le variazioni della densità del fluido sono trascurabili.

Adottando le ipotesi sopra elencate e considerando uno schema, ancora di tipo monodimensionale, si ottengono le classiche equazioni di De Saint-Venant; la prima di esse è l'*Equazione di Continuità*:

$$\frac{\partial A(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} - q_{lat}(s, t) = 0$$

La seconda, l'*Equazione del Moto*, si ottiene dall'applicazione dell'equazione globale dell'equilibrio dinamico applicata ad un opportuno volume di controllo:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \left(\frac{\partial z}{\partial x} - i + S_f \right) = 0$$

I cui termini rappresentano rispettivamente: l'accelerazione locale, l'accelerazione convettiva, l'effetto di pressione, l'effetto della gravità e l'effetto delle resistenze.

Lo schema monodimensionale è applicabile nel caso di corsi d'acqua con un alveo a sezione semplice, privo cioè di zone inondabili laterali. Tuttavia, tale schema viene applicato anche al caso di alvei a sezione composta, considerando le zone inondabili al di fuori del canale come un'unica area di accumulo o di espansione. Essa scambia acqua con il canale ed il flusso in tali aree è considerato come se si muovesse in un canale separato. Per i due flussi separati vengono scritte le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto e, per semplificare il problema, si ipotizza che la superficie dell'acqua sia definita da un'unica superficie orizzontale in ogni sezione normale alla direzione del flusso, in maniera tale che lo scambio di quantità di moto tra il canale e le aree laterali sia trascurabile e la portata sia distribuita secondo l'intera sezione.

La suddivisione della portata defluente tra l'alveo centrale (*channel*) e l'area costituita dalle zone inondabili (*floodplain*) viene effettuata attribuendo al primo una frazione della portata complessiva del canale Q_c determinata come segue:

$$Q_c = \frac{K_c}{K_c + K_f} Q$$

Con

$$K_c = \frac{1}{n} A_c R_c^{\frac{2}{3}} \quad \text{e} \quad K_f = \frac{1}{n} A_f R_f^{\frac{2}{3}}$$

I pedici c ed f indicano rispettivamente l'alveo centrale e l'area golenale, K è la conduttività idraulica (*conveyance*). L'accoppiamento delle equazioni per il canale e per la zona inondabile è effettuato attraverso un coefficiente di velocità β che mette in relazione i coefficienti convettivi, espresso come

$$\beta = \frac{V_c Q_c + V_f Q_f}{Q A}$$

Sotto queste ipotesi le equazioni del moto scritte in forma differenziale diventano:

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} x_e + \frac{\Delta A_f}{\Delta x_f} x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} x_f - \bar{Q}_l = 0$$

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(QV\beta)}{\Delta x_e} + g\bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f \right) = 0$$

nelle quali:

- x_e è l'*equivalent flow path*, ovvero un contorno bagnato equivalente in cui si considerano i contributi di resistenza esercitati dalle zone inondabili laterali sul flusso;
- S_f la pendenza piezometrica per l'intera sezione;
- \bar{A} la somma delle aree del canale e delle zone inondabili;
- S è l'accumulo nella parte non contribuyente della sezione;
- In ultimo $\Delta(QV\beta) = (\Delta V_c Q_c + \Delta V_f Q_f)$

5.4 PERDITE DI CARICO IN MOTO VARIO

Per la determinazione delle perdite di carico distribuite, come visto per il moto permanente, si risolve l'equazione di Chezy tenendo conto delle diverse scabrezze tra l'alveo centrale, *channel*, e le due aree golenali, *right e left overbank*.

Riguardo alle perdite di carico concentrate, il programma considera una contrazione ogni volta che l'altezza cinetica della sezione di monte risulta maggiore di quella della sezione più a valle, viceversa un'espansione. Le perdite concentrate sono espresse dalla seguente equazione:

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right|$$

dove C è il coefficiente di contrazione/espansione ed i pedici 1 e 2 sono relativi alla sezione di monte ed alla sezione di valle. Le perdite di carico concentrate si hanno soprattutto in corrispondenza di ostacoli al deflusso, ovvero nel caso di ponti, dighe e altre particolarità idrauliche, per il calcolo delle quali sono stati incorporati gli stessi codici di calcolo sviluppati nel modulo relativo al moto permanente. Il programma calcola le perdite di carico come somma di tre contributi: le perdite dovute alla contrazione e all'espansione del flusso rispettivamente a monte e a valle della struttura e una perdita in corrispondenza della struttura. Quest'ultima viene calcolata, nel caso particolare dei ponti, tramite i metodi seguenti:

- l'*Energy Method*, per i casi in cui il livello idrico rimane al di sotto della quota minima di intradosso (*low cord*); il programma risolve l'equazione di bilancio energetico tra le sezioni a monte ed a valle del ponte, il calcolo avviene sottraendo all'area contribuyente al deflusso le zone occupate dalle strutture del ponte ed aggiungendo le superfici del ponte a contatto con l'acqua nella perimetrazione del contorno bagnato;
- il *Pressure and Weir flow method*, che prevede di considerare il ponte in pressione non appena il livello idrico raggiunge una percentuale prefissata dell'altezza delle aperture; quando il livello idrico è superiore al *low cord* nella sezione di monte, il programma sceglie una modellazione del comportamento idrico come deflusso attraverso una luce a battente (libero o rigurgitato a seconda che il livello idrico sia più basso o più alto del *low cord* nella sezione di valle):

$$Q = C_d A_{bu} \sqrt{2g \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \alpha_3 \frac{V_3^2}{2g} \right)}$$

dove Q è il flusso totale attraverso il ponte, C_d è il coefficiente di flusso, A_{bu} è l'area della sezione di monte del ponte al netto delle zone occupate dal ponte, Y_3 è il tirante idrico nella sezione subito a monte del ponte, Z è la massima distanza tra la quota del low cord e la profondità media della sezione di monte del ponte. Quando la quota del pelo idrico supera, invece, anche il livello di high cord (quota di impalcato del ponte), si usa l'equazione per gli stramazzi liberi o rigurgitati:

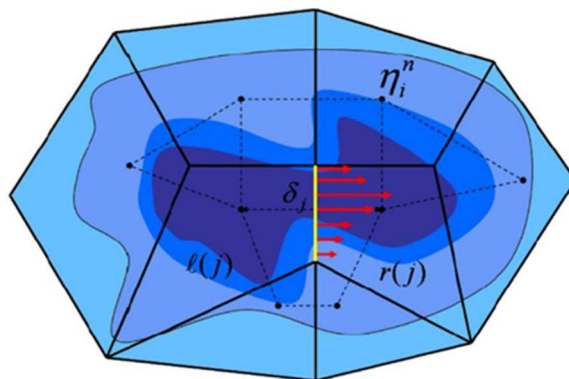
$$Q = C_d L H^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}$$

5.5 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE

La nuova versione di HEC-RAS consente di eseguire uno schema di modellazione bidimensionale all'interno della simulazione condotta in regime di moto vario. Viene creata un'area 2D tracciando il perimetro della stessa in modo che lo stesso circoscriva l'area di indagine.

In generale l'algoritmo di modellazione del moto, su dominio bidimensionale è caratterizzato dalle seguenti caratteristiche e potenzialità:

- Modellazione combinata 1D e 2D: prevede la possibilità di eseguire una simulazione combinata 1D e 2D all'interno dello stesso modello in regime di moto vario che permettendo di lavorare su schemi fluviali più complessi, utilizzando la modellazione 1D per l'alveo, e la modellazione 2D aree inondabili esterne.
- Equazioni complete di Saint Venant o di diffusione dell'onda in 2D: il programma risolve sia le equazioni 2D di diffusione dell'onda o quelle complete di Saint Venant. Questa opzione è selezionabile dall'utente, offrendo quindi una maggiore flessibilità. In generale, le equazioni di diffusione dell'onda in 2D consentono al software di funzionare più velocemente garantendo inoltre una maggiore stabilità. Le equazioni 2D in forma completa di Saint Venant sono applicabili a una gamma più ampia di problemi, ma la grande maggioranza delle situazioni può essere modellata con sufficiente precisione con le equazioni di diffusione dell'onda.
- Algoritmo di soluzione ai volumi finiti: il risolutore delle equazioni di moto bidimensionale utilizza un algoritmo implicito ai volumi finiti. L'algoritmo di soluzione consente di utilizzare step temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti. L'approccio ai volumi finiti fornisce una misura dei miglioramenti in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi agli elementi finiti.
- Algoritmo per la soluzione accoppiata dei modelli 1D e 2D: gli algoritmi di soluzione 1D e 2D sono strettamente accoppiati nello stesso passo temporale di calcolo permettendo una perfetta coerenza a ogni step tra i modelli 1D e 2D. Ad esempio, se un fiume è modellato in 1D, ma l'area dietro un argine è modellata in 2D, il deflusso al di sopra dell'argine o eventualmente attraverso una breccia nell'argine è valutato utilizzando come carico di monte il livello nel fiume 1D e come carico di valle il livello nell'area 2D. L'equazione dello stramazzo è utilizzata per calcolare il deflusso al di sopra dell'argine o attraverso la breccia.
- Maglie computazionali strutturate e non strutturate: il software è stato progettato per utilizzare mesh computazionali strutturate o non strutturate. Ciò significa che le cellule computazionali possono essere triangoli, quadrati, rettangoli o anche elementi a cinque e sei facce. La maglia può essere una miscela di forme e dimensioni delle celle. Il contorno esterno della maglia computazionale è definito con un poligono.



- Tabella dettagliata delle proprietà idrauliche per le celle di calcolo: all'interno di HEC-RAS le celle e le facce delle celle si basano sui dati del terreno sottostante (DTM). Ogni cella della maglia computazionale è pre-elaborata per sviluppare dei grafici dettagliati sulle proprietà idrauliche basate sul terreno sottostante che vengono utilizzati nella modellazione di HEC. Inoltre, ogni faccia delle celle viene valutata come una sezione trasversale dove vengono elaborate in tabelle che descrivono le proprietà idrauliche. Il flusso si muove in tutta la faccia (tra le celle) basandosi su questi dati. Questo permette agli utenti di utilizzare delle celle molto grandi senza però perdere troppo il dettaglio del terreno sottostante che governa il movimento del flusso. Il vantaggio è un minor numero di calcoli e quindi tempi di esecuzione molto più veloci.
- Dettaglio mappatura dello scenario degli allagamenti con animazioni: la perimetrazione delle aree allagabili così come le animazioni dello scenario degli allagamenti in funzione del tempo può essere fatta all'interno di HEC-RAS utilizzando le funzionalità di RAS-Mapper. La mappatura delle aree allagate si basa sul DTM, ciò significa che la reale superficie bagnata sarà basata sui dettagli della morfologia del terreno sottostante e non sulla dimensione della cella di calcolo. Le celle quindi possono anche essere parzialmente bagnate/asciutte.
- Algoritmo di calcolo basato su sistemi Multi-Processore: Il modello di calcolo 2D è stato programmato per sfruttare i sistemi multi-processore presenti sui computer moderni (architettura parallela). In questo l'algoritmo di soluzione presenta una maggiore velocità e quindi i computer dotati di più processori saranno in grado di eseguire la modellazione 2D più velocemente rispetto ai computer a singolo processore.
- Motori di calcolo a 64 e 32 bit: HEC-RAS è ora dotato di motori di calcolo sia a 64 bit che a 32 bit. Il software utilizzerà automaticamente i motori di calcolo a 64 bit se si installa su un sistema operativo a 64 bit.

6 APPLICAZIONI AL CASO DI STUDIO

Il dominio di calcolo viene creato attraverso l'inserimento di un'area 2D che viene aggiunta al modello disegnando un poligono 2D. Ai fini di una corretta modellazione idraulica in campo bidimensionale il primo step fondamentale è stato la generazione di un corretto e dettagliato modello del terreno, che è la discriminante principale degli output relativi all'estensione delle aree inondabili e ai livelli raggiunti dall'acqua in queste ultime.

Il software prevede una sezione dedicata per l'inserimento dei file che descrivono il modello del terreno, il RAS Mapper. RAS Mapper è uno strumento che permette la visualizzazione dei dati cartografici associati alla modellazione 2D, oltre che l'osservazione dei risultati delle simulazioni.

Definito e generato lo "sfondo" per il progetto in analisi, cioè l'andamento digitale del terreno e del corpo idrico, si passa alla creazione dei grigliati di calcolo (poligoni) che costituiranno il corpo delle aree 2D, per lo sviluppo della simulazione vera e propria.

Lo schema risolutivo della versione HEC-RAS 5.0.6 è basato su un algoritmo ai volumi finiti che permette di utilizzare per il calcolo una maglia computazionale strutturata e non strutturata che può essere composta da celle di varia forma.

Nell'ambito dell'approccio bidimensionale, la scelta della tipologia di maglia di calcolo da adottare è funzione di diversi aspetti, spesso correlati tra di loro:

- morfologia del territorio;
- grado di urbanizzazione e presenza di manufatti;
- estensione del dominio di calcolo;
- dettaglio di rappresentazione del territorio;
- complessità e dimensione dell'alveo fluviale;
- tempi di calcolo

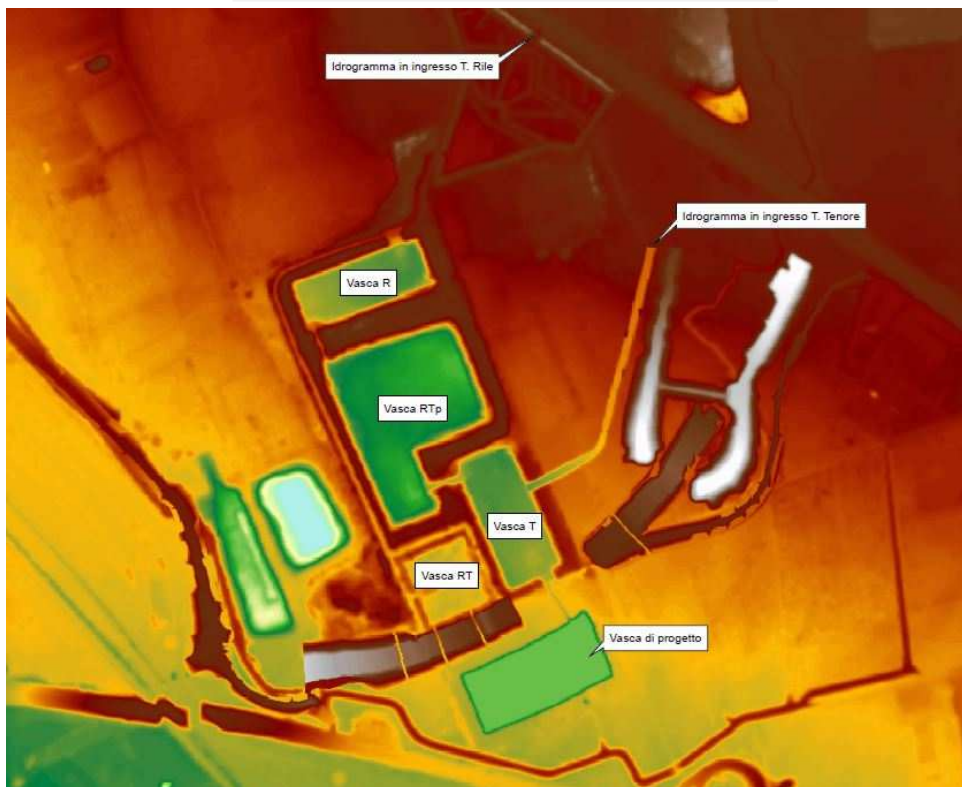
L'introduzione dello schema ai volumi finiti fondato su una maglia di calcolo non-strutturata ha incrementato la possibilità di applicazione di un modello bidimensionale su domini di calcolo maggiormente estesi, infatti la possibilità di variare spazialmente la griglia di calcolo permette di utilizzare un maggior dettaglio laddove necessario e di impostare una risoluzione grossolana nelle aree del dominio di minore interesse o solo marginalmente interessate dai flussi di piena. Definiti i poligoni delle aree 2D il passaggio successivo è stato quello della creazione della maglia di calcolo (mesh) all'interno delle aree stesse.

Per le modellazioni condotte è stato utilizzato il rilievo lidar fornito dal Geoportale Nazionale, integrato con il rilievo aggiornato effettuato in fase di progettazione esecutiva; pertanto è stato necessario adeguare il lidar di partenza sia per le modellazioni Ante-operam (adeguamento agli ultimi rilievi ricevuti) che per le modellazioni Post-operam (adeguamento allo stato di progetto).

Nel caso specifico è stata creata un'area bidimensionale che circoscrive tutta la zona di spagliamento; la discretizzazione del dominio è stata effettuata utilizzando celle correnti quadrate di lato 5 m. In prossimità delle vasche, del canale e di tutte le aree caratterizzate da brusche variazioni di quote sono state inserite delle "breakline" in corrispondenza delle quali le dimensioni delle celle sono state ridotte sino a 1 m. All'area bidimensionale creata è stato associato un valore di **scabrezza costante pari a $0.05 \text{ s/m}^{1/3}$** .

L'argine a sud è stato simulato attraverso l'inserimento di una struttura tipo muratura (internal structure) avente quota costante pari a 244,70 m s.l.m. nelle simulazioni Post Operam, e quota variabile come da rilievo in quelle Ante Operam.

I dati di input utilizzati nel modello idraulico sono costituiti dagli idrogrammi di piena (per diversi Tempi di Ritorno) dei corsi d'acqua del Rile e del Tenore riportati nel paragrafo 3, il tutto come rappresentato nella figura sotto riportata, relativa ad uno dei numerosi casi oggetto di analisi.



Trattandosi di bacino endoreico si è ritenuto di dover effettuare le verifiche idrauliche individuando la durata di precipitazione critica che massimizza i volumi di ruscellamento superficiale mediante l'utilizzo dell'approccio Hortoniano, più appropriato per la tipologia di bacini idrografici oggetto di indagine. Si è inoltre ritenuto di utilizzare anche il classico approccio basato sull'applicazione del metodo del SCS-CN per la massimizzazione delle portate al colmo di piena. Infine, poiché si è idraulicamente riscontrato che l'area di spagliamento individuata in fase di progettazione definitiva non è sufficiente al contenimento della piena duecentennale, si è ritenuto di effettuare la propagazione idraulica della piena il cui volume risulta contenuto all'interno delle aree di spagliamento, ovvero la piena caratterizzata da tempo di ritorno pari a circa 20 anni. Alla luce di tali considerazioni si sono pertanto considerati differenti scenari per la valutazione della propagazione idraulica delle piene generate dai torrenti Rile e Tenore nelle aree di spagliamento:

1. Propagazione idraulica della piena caratterizzata da $Tr=200$ anni, ottenuta per effetto della massimizzazione dei volumi nei bacini endoreici mediante applicazione del metodo di Horton;
2. Propagazione idraulica della piena caratterizzata da $Tr=200$ anni, ottenuta per effetto della massimizzazione delle portate al colmo di piena mediante applicazione del metodo del SCS-CN;
3. Propagazione idraulica della piena contenuta all'interno delle aree di spagliamento, con $Tr=20$ anni.

Occorre precisare che nella modellazione post-operam sono stati introdotti i rilevati di progetto, considerando anche i drenaggi (chiamati "fornici") posti all'interno di questi, dimensionati nel progetto definitivo; si è inoltre considerata la presenza del canale del Torrente Tenore che si riversa nella vasca T; si sono anche rappresentate le connessioni tra le vasche di laminazione così come la connessione tra la vasca T e la vasca di compensazione.

Inoltre, **nella modellazione post-operam si sono considerate altre due soluzioni alternative rispetto a quella proposta nel progetto definitivo. In particolare, la prima soluzione (denominata 1° sol. alternativa e riportata in allegato T.4.3) è caratterizzata da un viadotto più esteso rispetto a quello riportato nel progetto definitivo che va dalla progressiva 7+963 alla progressiva 8+367; la seconda (denominata 2° sol. alternativa e riportata in allegato T.4.4),**

costituisce un aggiornamento rispetto a quella proposta nel progetto definitivo per la presenza di un viadotto aggiuntivo tra le progressive 7+963 e 8+063. Nel seguito verranno pertanto descritte e verificate idraulicamente le opere proposte.

6.1 PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CARATTERIZZATA DA TR=200 ANNI, OTTENUTA PER EFFETTO DELLA MASSIMIZZAZIONE DEI VOLUMI NEI BACINI ENDOREICI MEDIANTE APPLICAZIONE DEL METODO DI HORTON

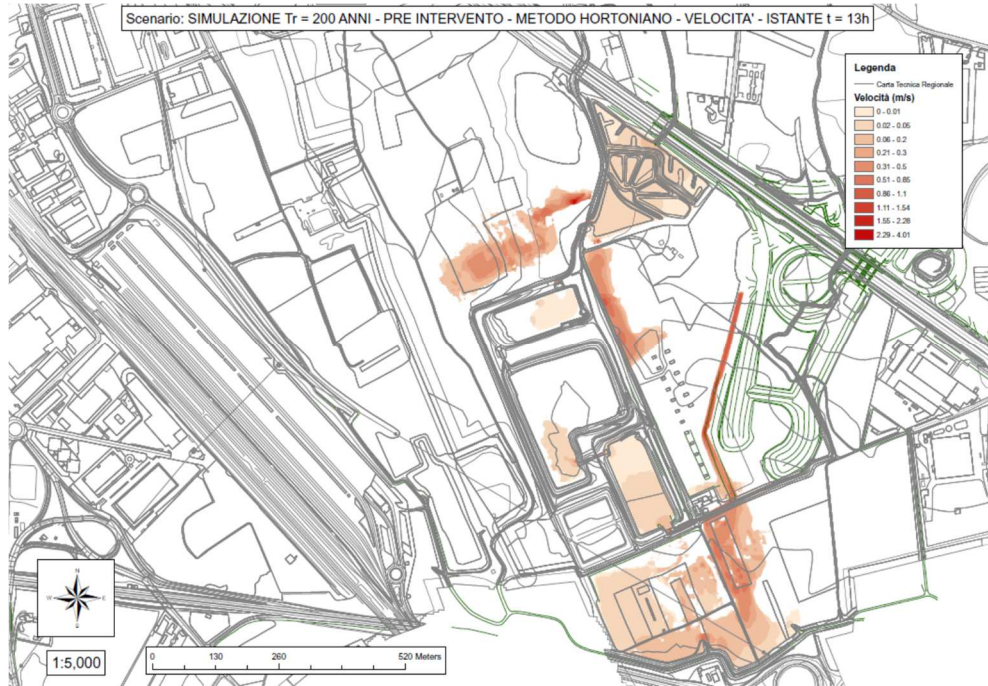
Le simulazioni sono state effettuate utilizzando per il T. Rile e per il T.Tenore gli idrogrammi di piena, riportati nel paragrafo 3.2 della presente relazione, ed ottenuti applicando la metodologia di Horton per la massimizzazione del volume nei bacini endoreici per T=200 anni.

Nelle figure che seguono si riportano le risultanze della modellazione applicata ante-operam e post operam; queste ultime sono state effettuate sia in presenza che in assenza della vasca di laminazione compensativa; si riportano in particolare le mappe dei tiranti idrici e delle velocità all'interno dell'area di indagine, calcolate agli istanti temporali corrispondenti a: 13, 17h30min, 28h15min, 45 ore dall'inizio dell'evento simulato.

6.1.1 SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE



Mappa dei tiranti idrici dopo 13 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.



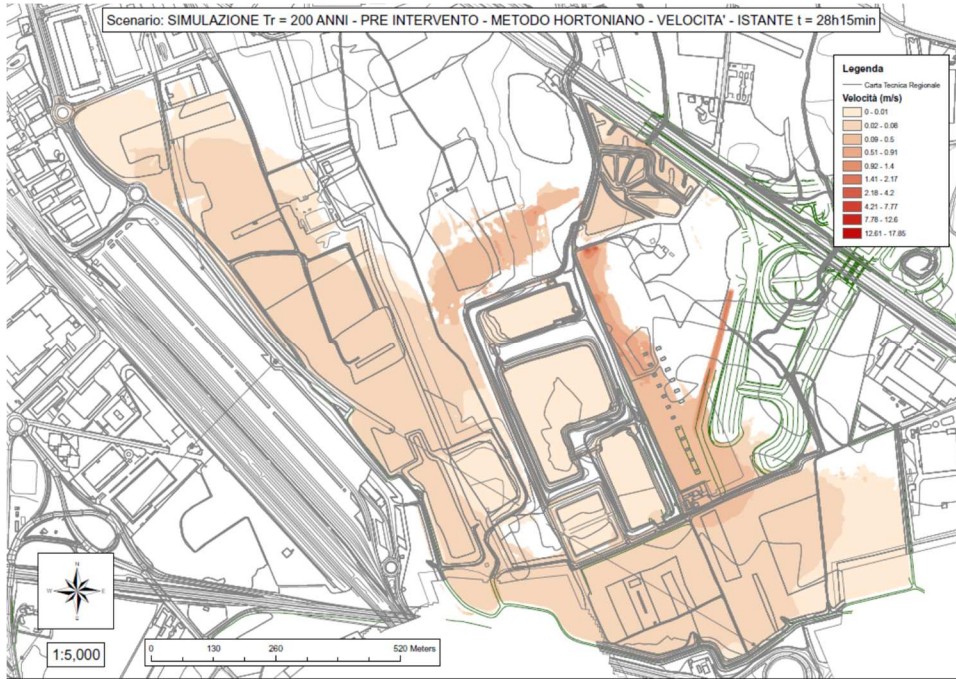
Mappa dei tiranti idrici dopo 17h30min di simulazione.



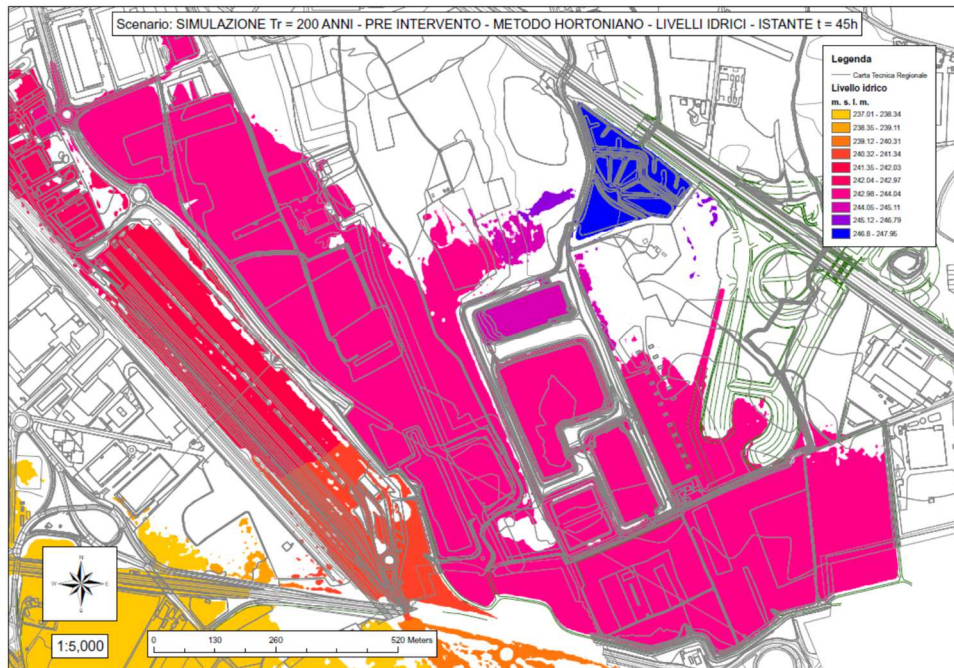
Mappa delle velocità dopo 17h30min di simulazione.



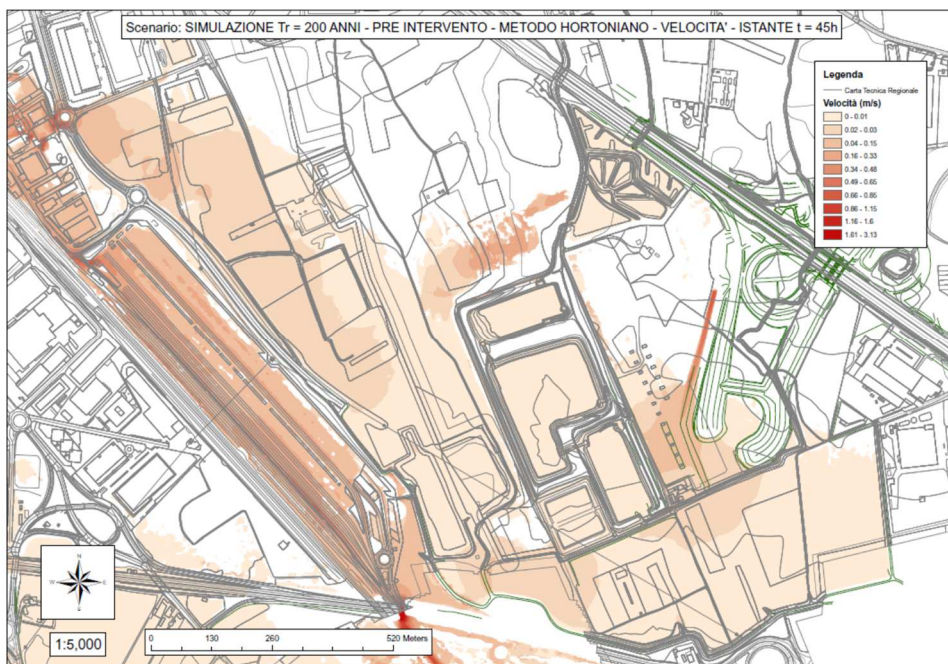
Mappa dei tiranti idrici dopo 28h15min di simulazione.



Mapa delle velocità dopo 28h15min di simulazione



Mapa dei tiranti idrici dopo 45 ore di simulazione



Mappa delle velocità dopo 45 ore di simulazione.

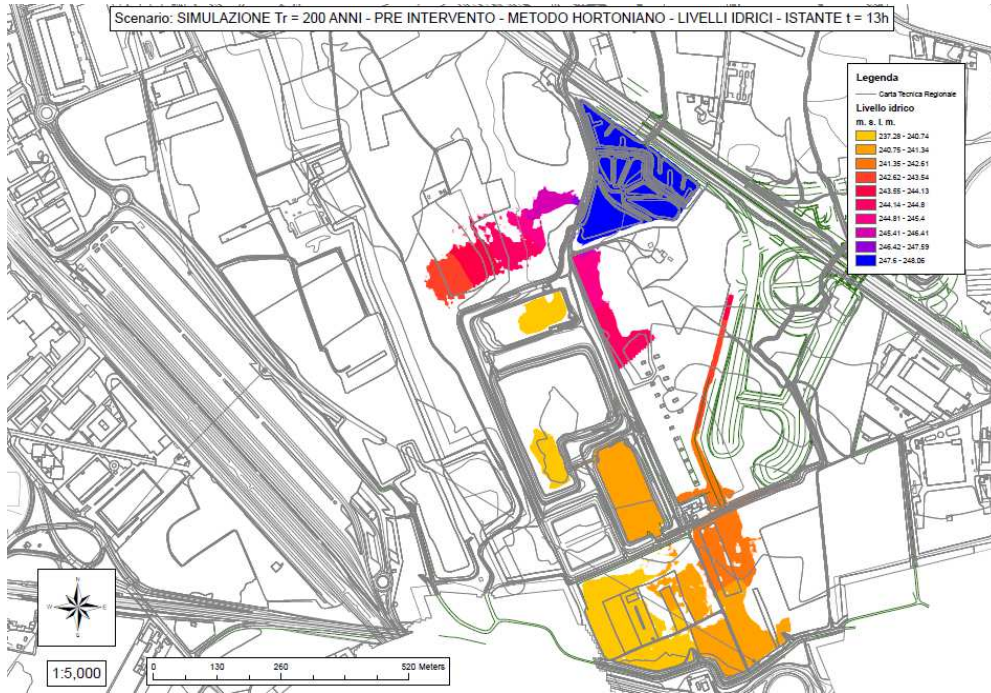
La simulazione ha consentito di evidenziare un elemento molto importante, in realtà deducibile già dall'analisi della topografia del sito, consistente nello sfioro della portata che dopo 28h15min ore dall'inizio dell'evento simulato si verifica in un tratto non arginato tra via dell'unione Europea e via Gran Bretagna, in corrispondenza di una rotatoria stradale avente quota di 243.2 m s.l.m..

E' evidente che la presenza di questo "varco" (verificata anche a seguito degli specifici rilievi integrativi qui effettuati) vanifica nella sostanza la funzione dell'argine, la cui quota nominale, come si è più volte detto è pari a 244,70 m s.l.m.

Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.29 m.s.l.m., al quale corrisponde un volume accumulato all'interno delle aree di spagliamento di circa 1.55 Mm³.

Alla luce di questa prima importante evidenza, si deve ritenere che la ricerca della invarianza idraulica non possa essere effettuata con riferimento ad un evento di piena duecentenaria (e neanche centenaria, come quella posta alla base della progettazione dell'argine Hupac) ma debba essere limitata a fenomeni meteorologici che diano al più luogo ad un volume di piena pari a 1.55 Mm³.

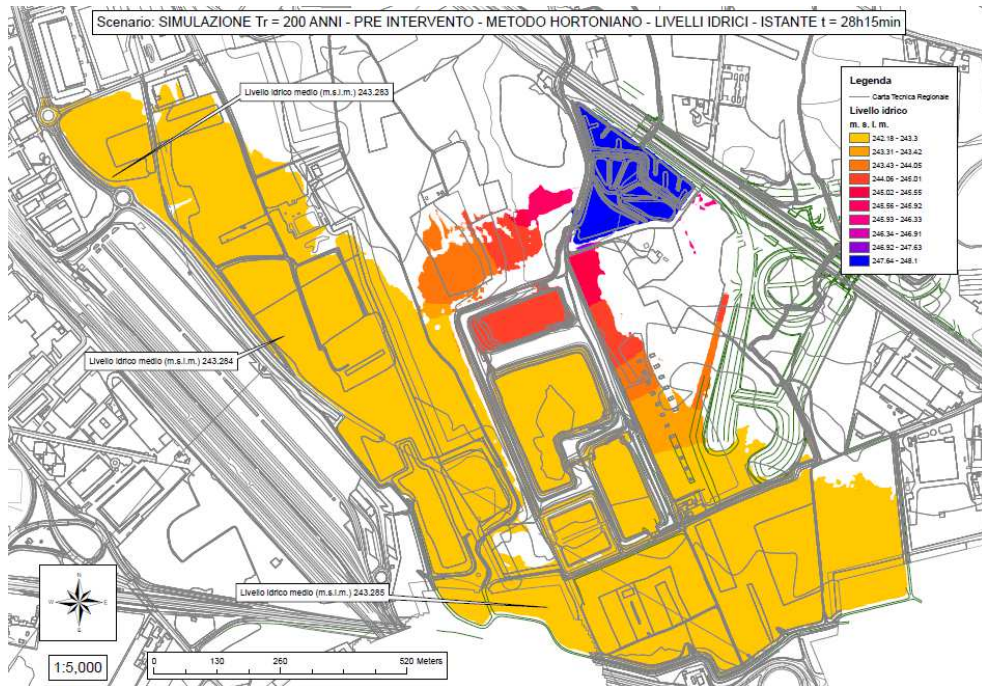
6.1.2 SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA ATTUALE



Mappa dei tiranti idrici dopo 13 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.



Mappa dei tiranti idrici dopo 28h15min di simulazione (sfioro dalla rotonda).



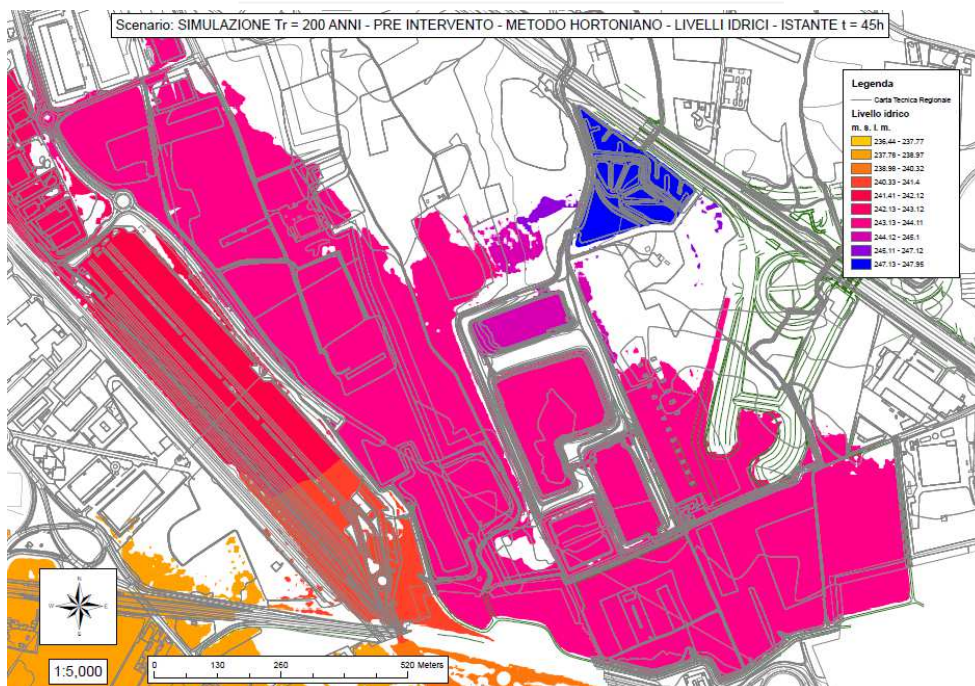
Mappa delle velocità dopo 28h15min di simulazione (sfioro dalla rotonda).



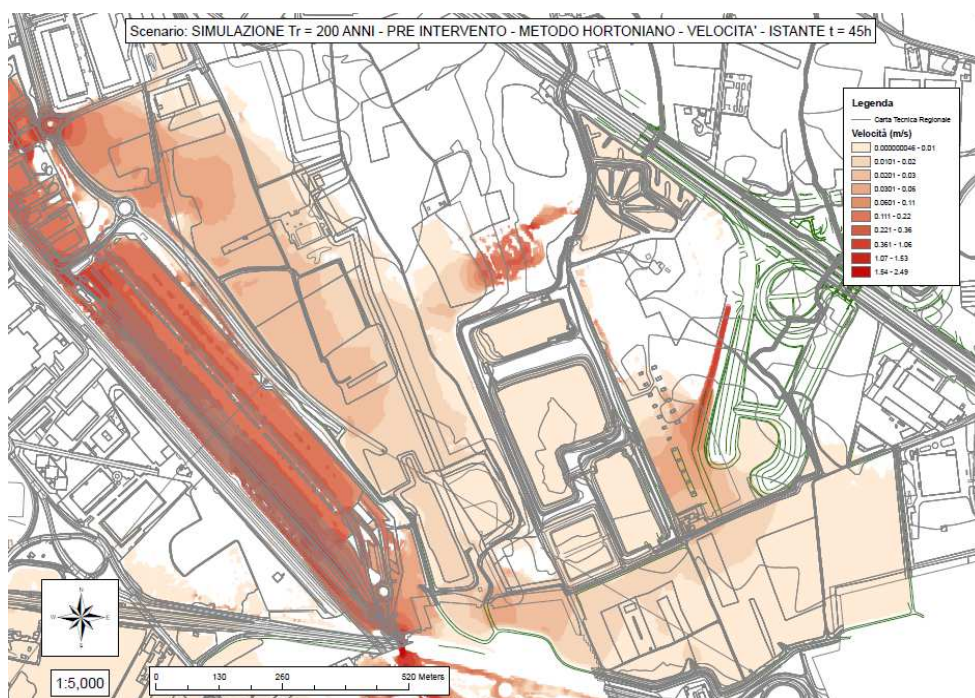
Mappa dei tiranti idrici dopo 31h30min di simulazione (sfioro dall'argine).



Mappa delle velocità dopo 31h30min di simulazione (sfioro dall'argine).



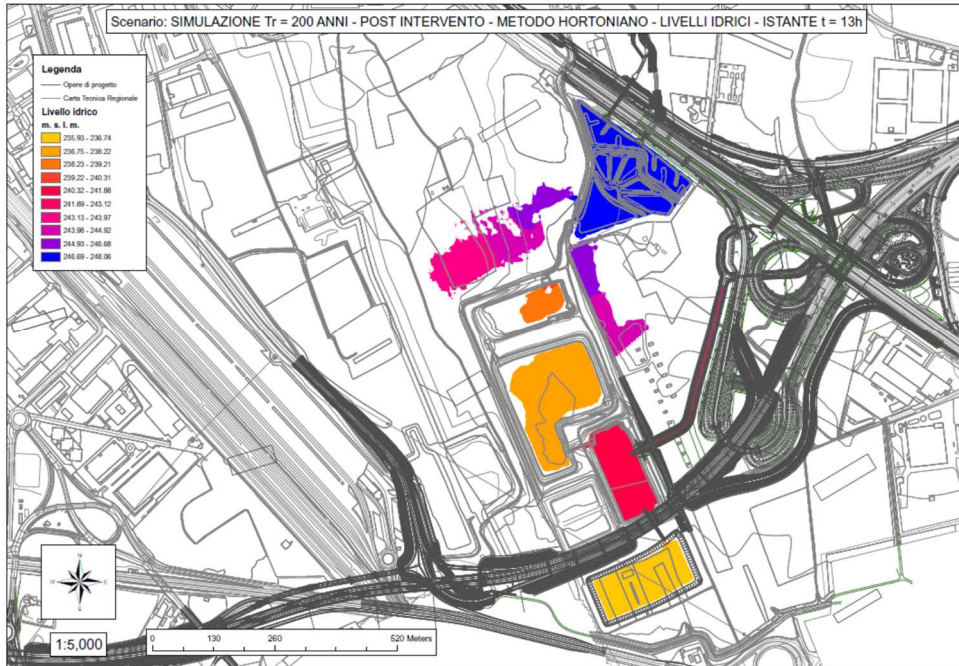
Mappa dei tiranti idrici dopo 45 ore di simulazione.



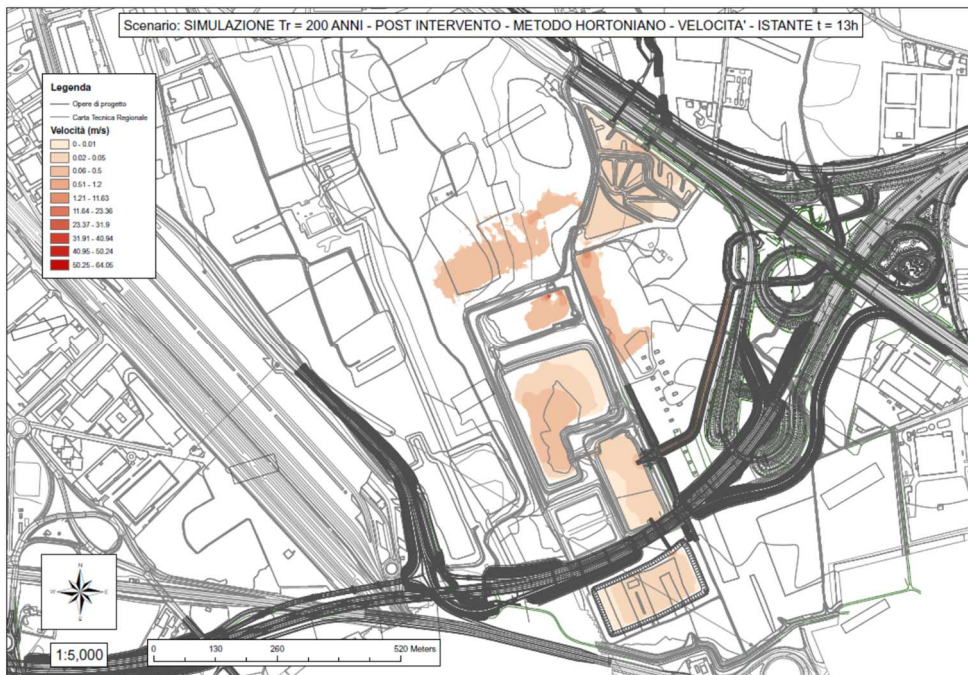
Mappa delle velocità dopo 45 ore di simulazione.

Le simulazioni evidenziano ancora una volta lo sfioro dalla rotondella all'istante 28h15min. Successivamente, dopo 31h30min ha inizio lo sfioro dall'argine nella parte posta ad ovest, in corrispondenza del punto basso di cui si è detto in premessa. In particolare il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.72 m.s.l.m..

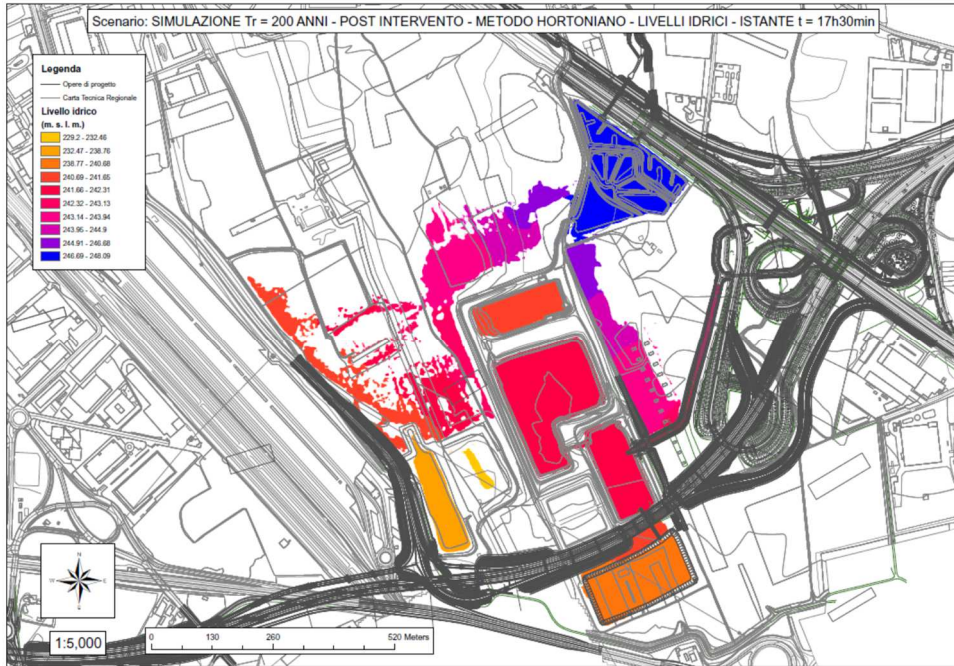
6.1.3 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA



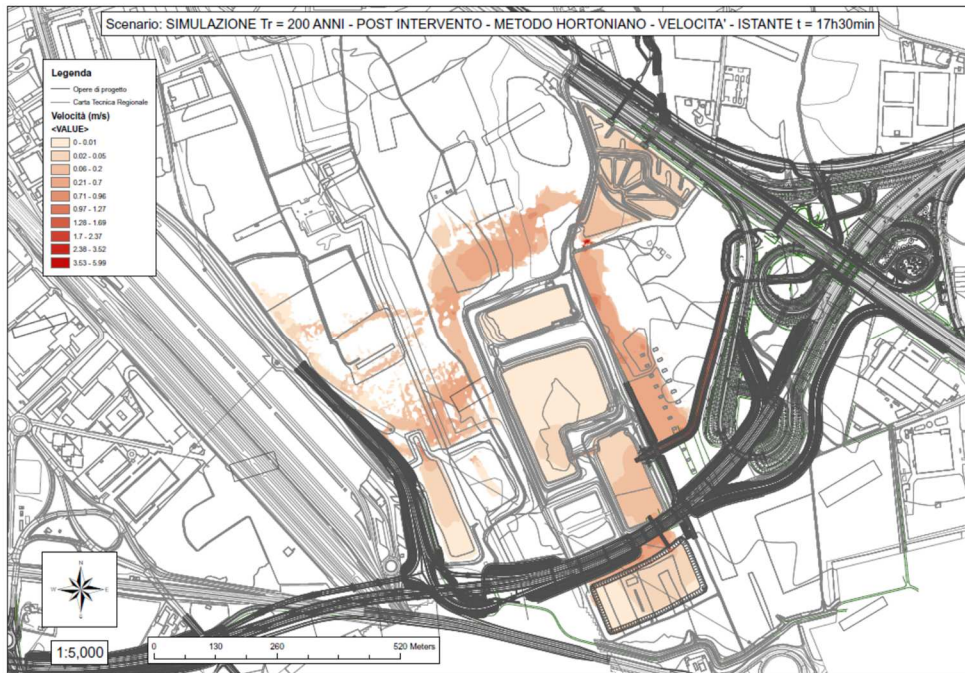
Mappa dei tiranti idrici dopo 13 ore di simulazione.



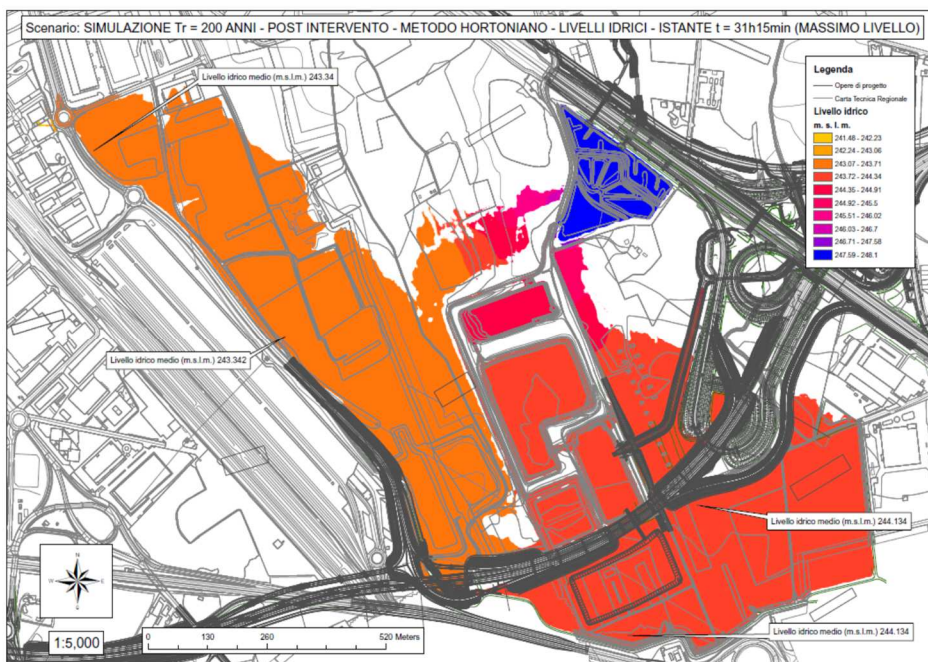
Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.



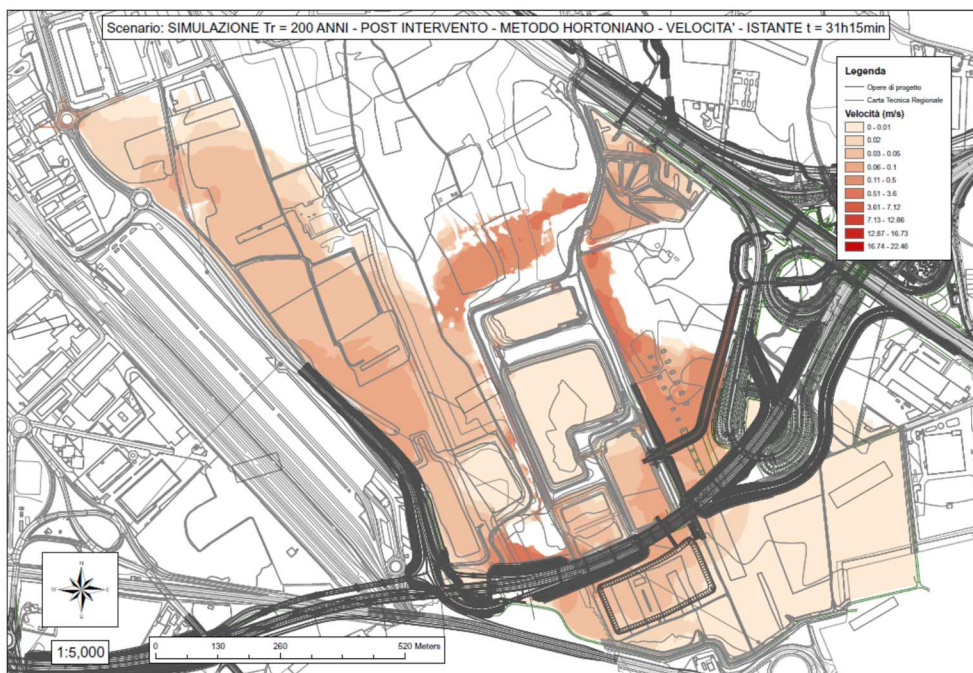
Mappa dei tiranti idrici dopo 17h30min di simulazione.



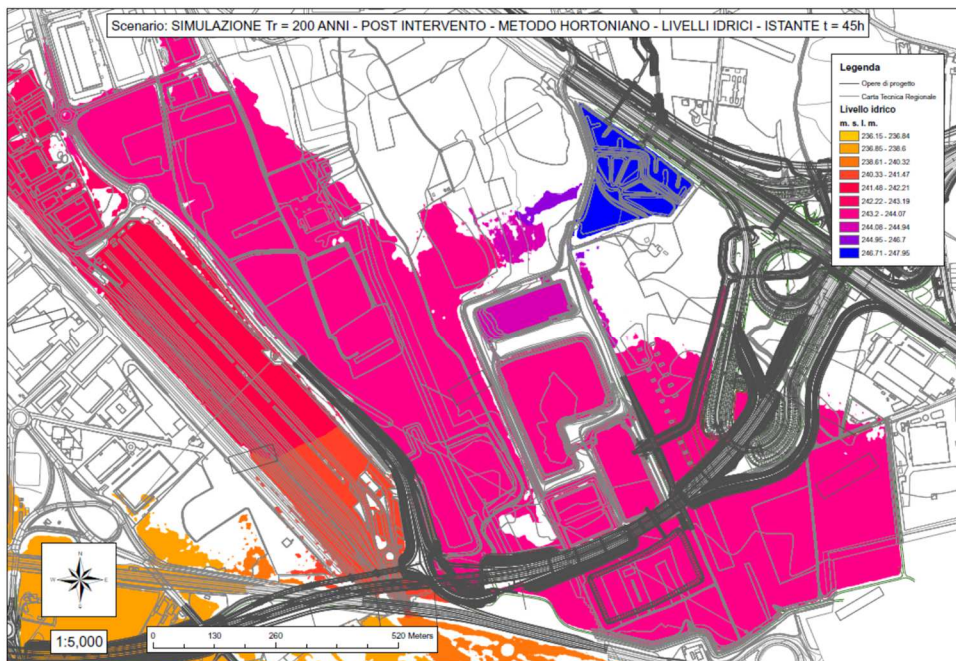
Mappa delle velocità dopo 17h30min di simulazione.



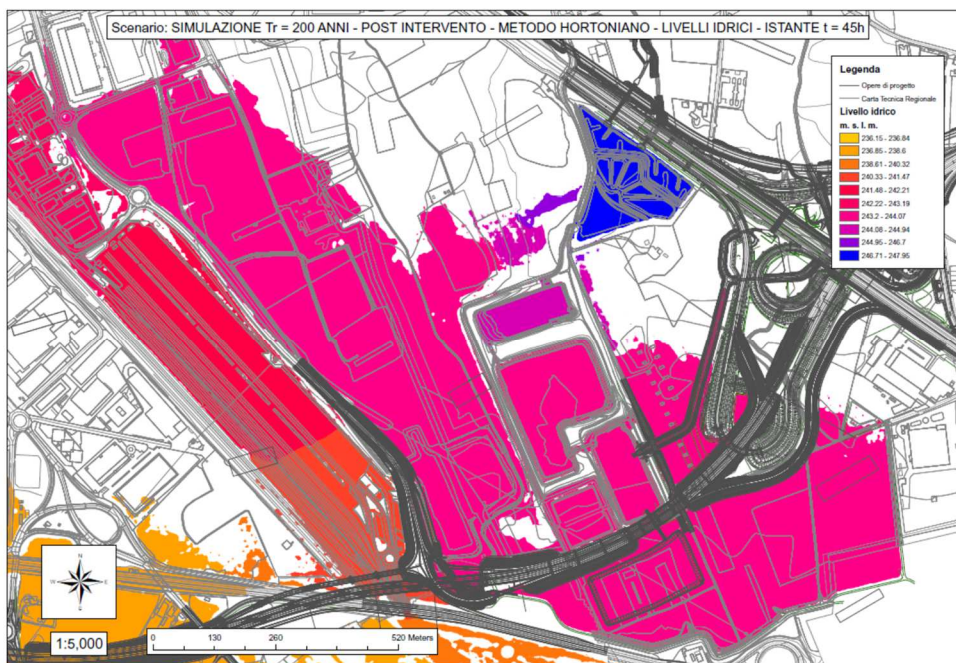
Mappa dei tiranti idrici dopo 31h15min di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 31h15min di simulazione.

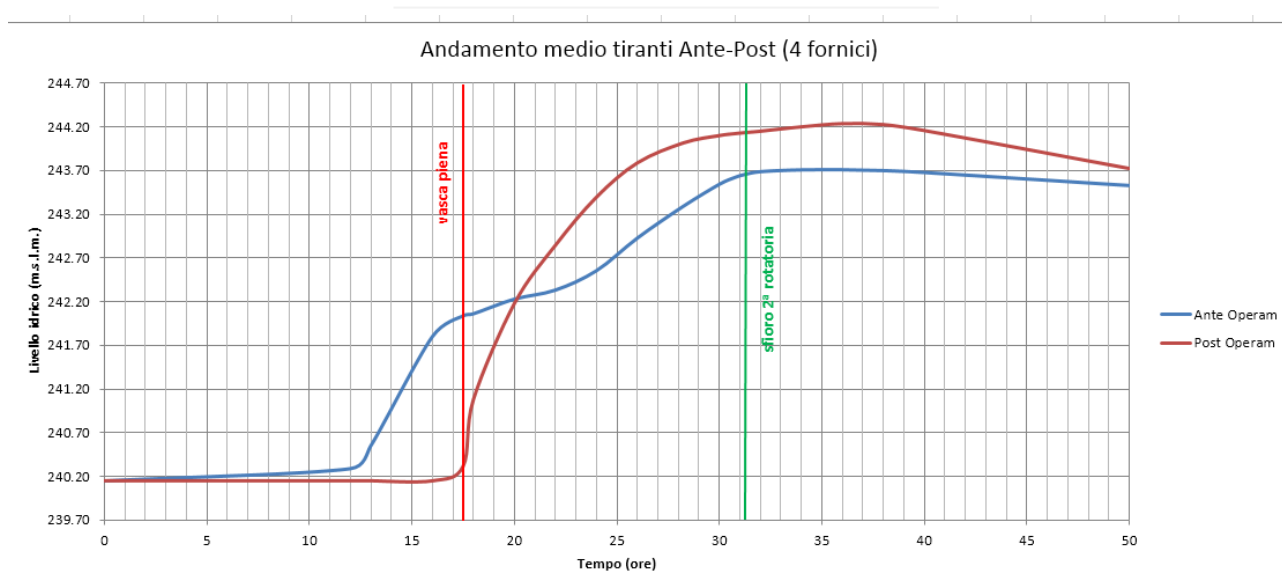


Mappa dei tiranti idrici dopo 45 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 45 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca si riempie dopo circa 17h30min ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo 31h15min ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 244.13 m.s.l.m. Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

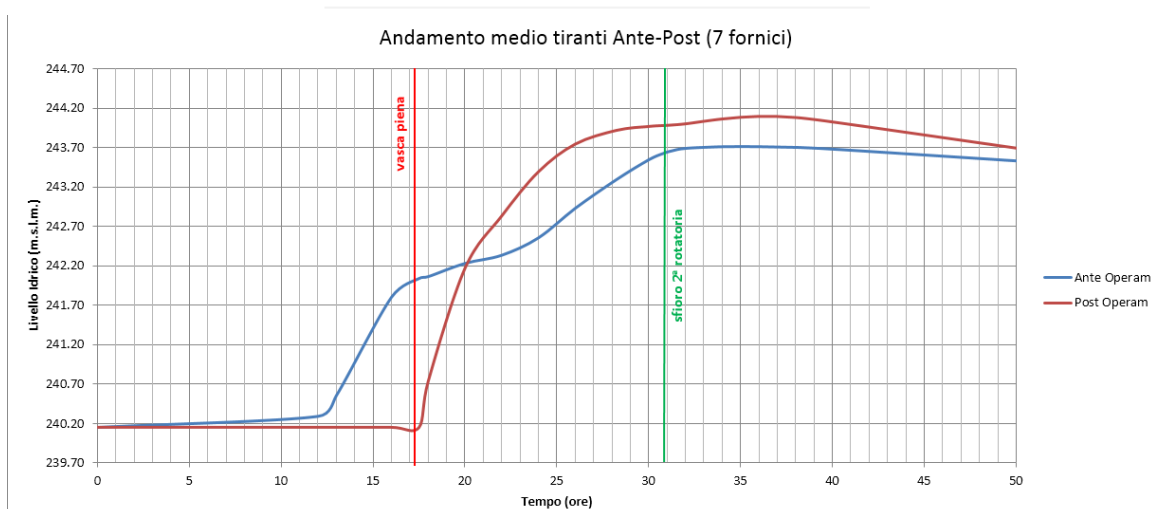
In particolare, osservando la figura si nota che l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 17h30min dall'inizio della simulazione. Successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 26 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 86 cm e pari a 243.79 m.s.l.m., comunque al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Nell'istante di attivazione (30 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria tra viale dell'unione Europea e via Gran Bretagna (denominata 2° rotatoria), si raggiunge una differenza di circa 56 cm tra pre e post-intervento con un livello idrico nel post-intervento pari a 244.10 m.s.l.m. Successivamente i livelli idrici tendono a convergere.

La differenza di livello idrico tra pre e post intervento si ritiene dovuta alla presenza del rilevato che determina, dopo il riempimento della vasca di compensazione, una maggior concentrazione del volume di deflusso in prossimità dell'argine che, non potendo redistribuirsi a monte nelle aree di spagliamento come nel caso della condizione ante-operam, provoca un maggior innalzamento del livello idrico.

6.1.4 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA, CON INCREMENTO DELLE FORNICI

In questo scenario si è incrementato il numero delle fornici inserendone altre 3 nel rilevato principale ad ovest del viadotto.

Il tempo di riempimento della vasca è ovviamente identico a quello rilevato nella precedente configurazione ore dall'inizio della simulazione, mentre lo sfioro dalla rotatoria avviene dopo circa 30h45min Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam in corrispondenza dell'argine.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

Ancora una volta, osservando la figura si nota che l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); successivamente, come nel caso precedente, il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 26 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 81 cm e pari a 243.74 m.s.l.m., comunque al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Nell'istante di attivazione dello sfioro dalla rotatoria si raggiunge una differenza di circa 42 cm tra pre e post-intervento con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.96 m.s.l.m. Successivamente i livelli idrici tendono a convergere.

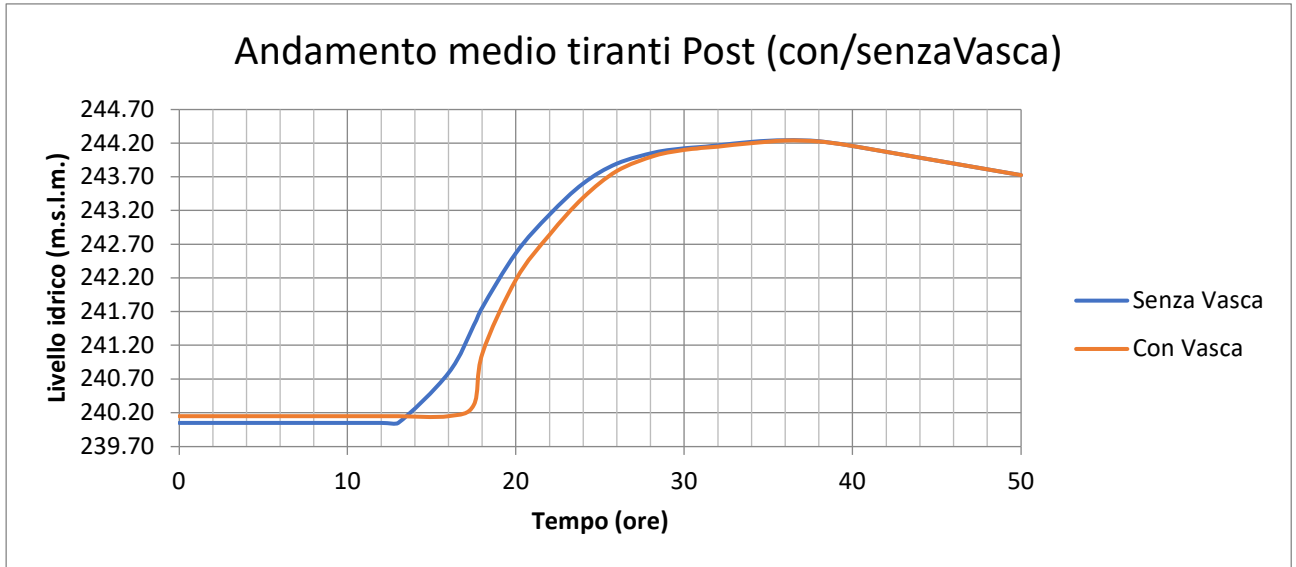
Anche in questo caso la differenza di livello idrico tra pre e post intervento si ritiene dovuta alla presenza del rilevato che determina, dopo il riempimento della vasca di compensazione, una maggior concentrazione del volume di deflusso in prossimità dell'argine che, non potendo redistribuirsi a monte nelle aree di spagliamento come nel caso della condizione ante-operam, provoca un maggior innalzamento del livello idrico.

Da notare, rispetto al precedente caso, un effetto benefico dovuto all'incremento delle fornici, che consentono di redistribuire il deflusso riducendo l'accumulo in prossimità dell'argine.

6.1.5 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) SENZA VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA

Dalle simulazioni effettuate si evince che dopo 30h15min ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria.

Si riporta di seguito il confronto, nella condizione di massimo riempimento, tra i livelli idrometrici ottenuti in prossimità dell'argine dalla simulazione appena effettuata e quelli ottenuti considerando la presenza della vasca.

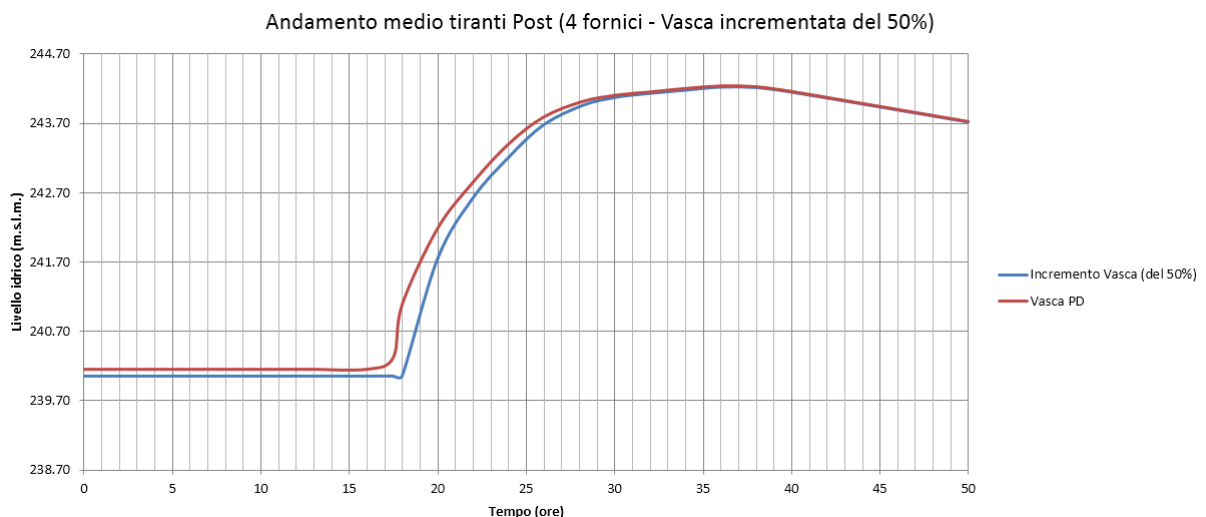


Andamento temporale dei livelli idrici in prossimità dell'argine nella condizione post intervento in presenza ed in assenza di vasca.

Si evidenzia in particolare un incremento dei livelli idrometrici in corrispondenza dell'argine in assenza della vasca; ciò dimostra l'effetto benefico ma non risolutivo della presenza della vasca; tale effetto si riduce fino ad annullarsi dopo lo sfioro dalla rotatoria, in quanto i livelli idrici sono univocamente definiti dalla configurazione della soglia sfiorante.

6.1.6 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) CONSIDERANDO L'ESTENSIONE DELLA VASCA DI LAMINAZIONE

Nelle simulazioni di seguito riportate si fa riferimento alla condizione post-operam già precedentemente analizzata con l'incremento del 50 % del volume della vasca di compensazione. Nel grafico che segue questa configurazione viene posta a confronto con quella relativa alla vasca di dimensioni originarie.



Andamento temporale dei livelli idrici in prossimità dell'argine nella condizione post intervento considerando la vasca dimensionata nel progetto definitivo e la stessa vasca incrementata del 50%.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca si riempie dopo circa 18 ore e 15 minuti dall'inizio della simulazione, mentre dopo 31h45min ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Si evidenzia un effetto benefico in termini di riduzione dei livelli idrici in prossimità dell'argine, dovuto all'ingrandimento della vasca; tale effetto si riduce fino ad annullarsi dopo lo sfioro dalla rotatoria.

6.1.7 SIMULAZIONI POST-OPERAM: 1°SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA

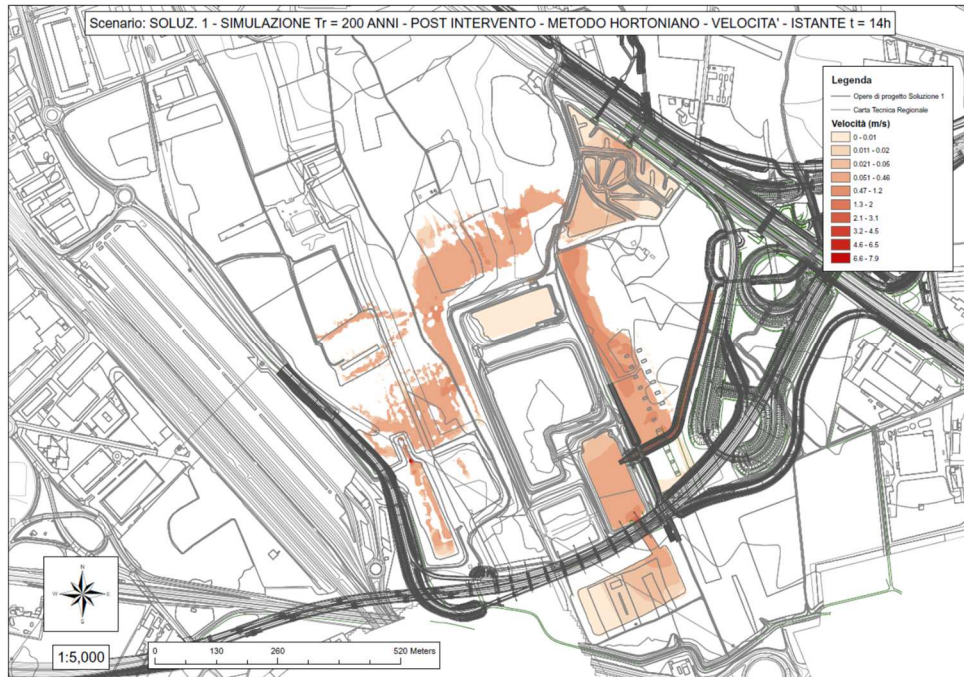
In questa configurazione il volume sottratto allo spagliamento della piena è quello ascrivibile alle pile del viadotto ed ai modesti rilevati che comunque continuano ad essere presenti.

La vasca di laminazione presenta pertanto un volume ridotto rispetto a quello del PD e pari a 73000 m³.

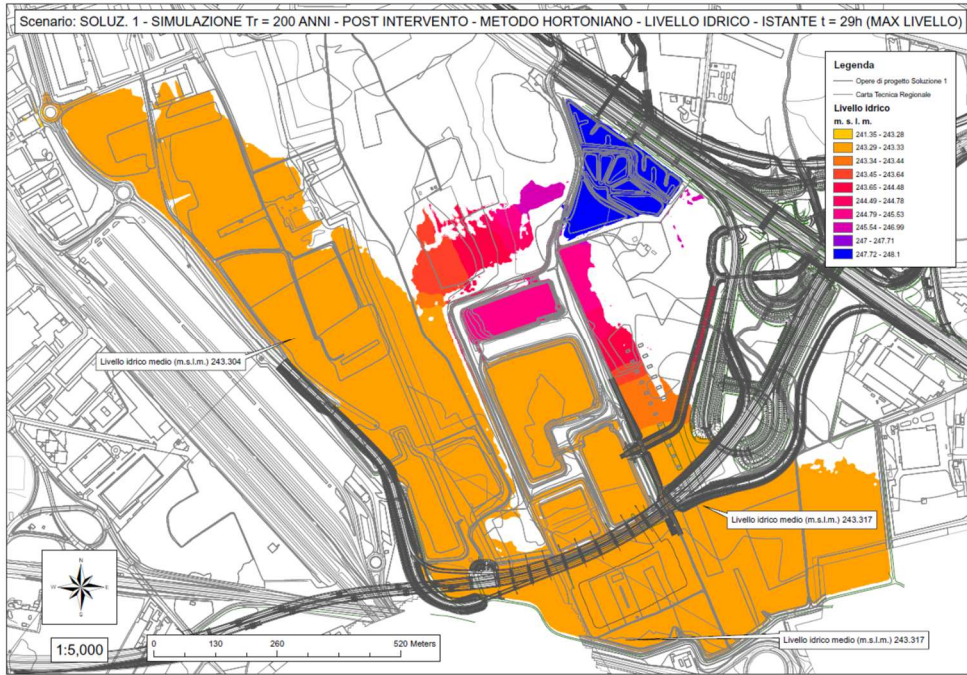
Si riportano di seguito le mappe dei tiranti e delle velocità dopo 14 ore, 29 ore e 45 ore di simulazione.



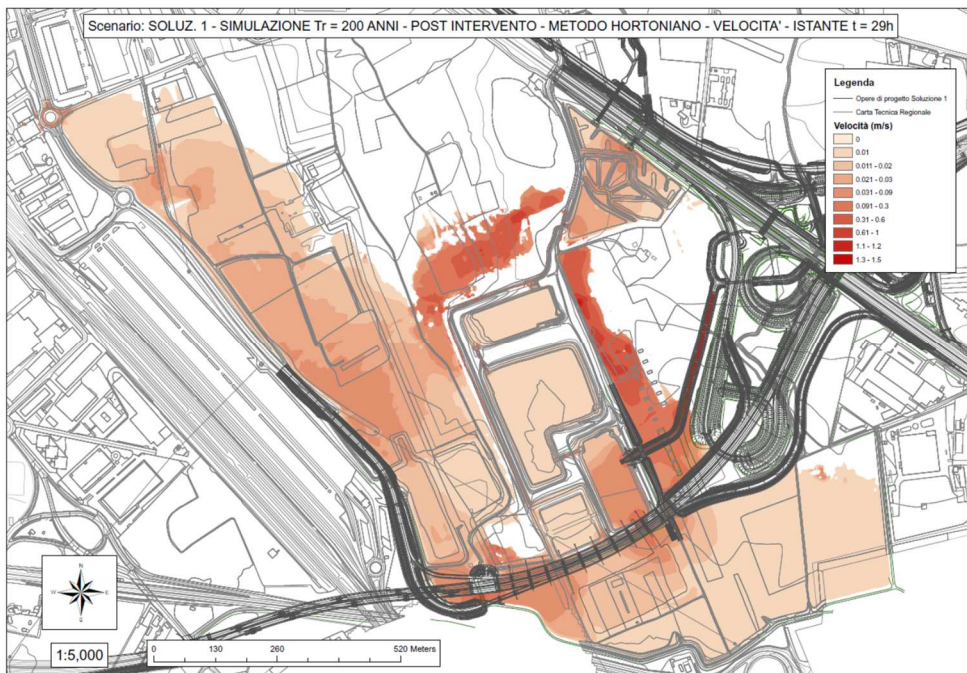
Mappa dei tiranti idrici dopo 14 ore di simulazione.

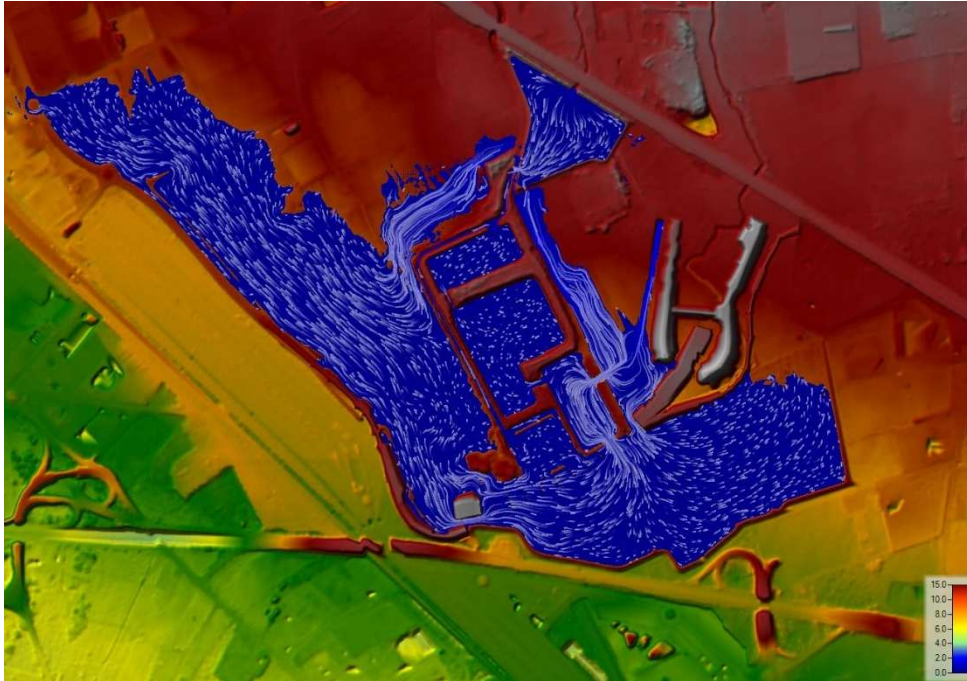


Mappa delle velocità dopo 14 ore di simulazione.

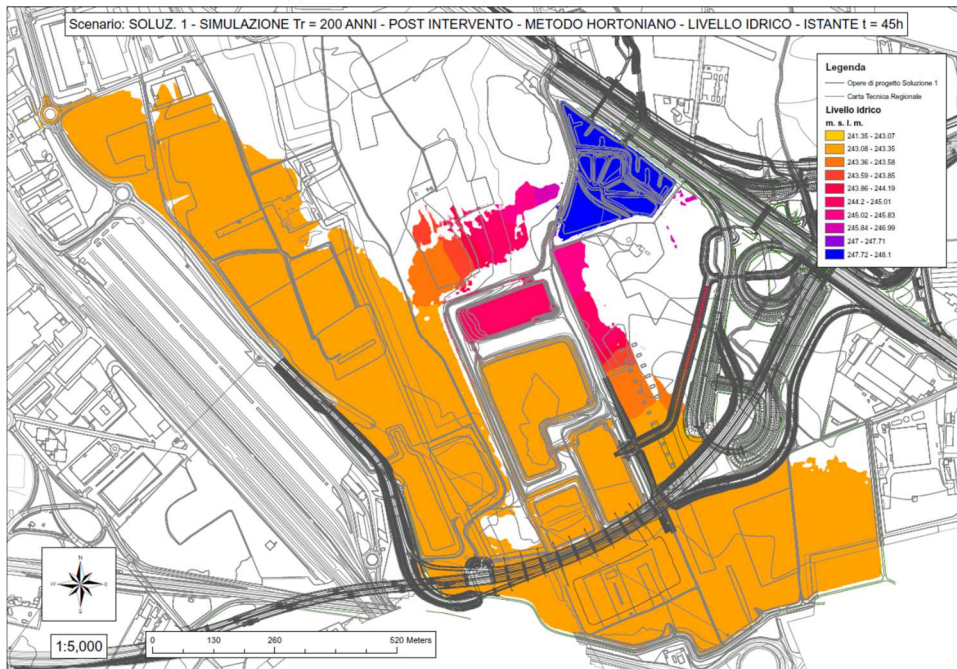


Mappa dei tiranti idrici dopo 29 ore di simulazione

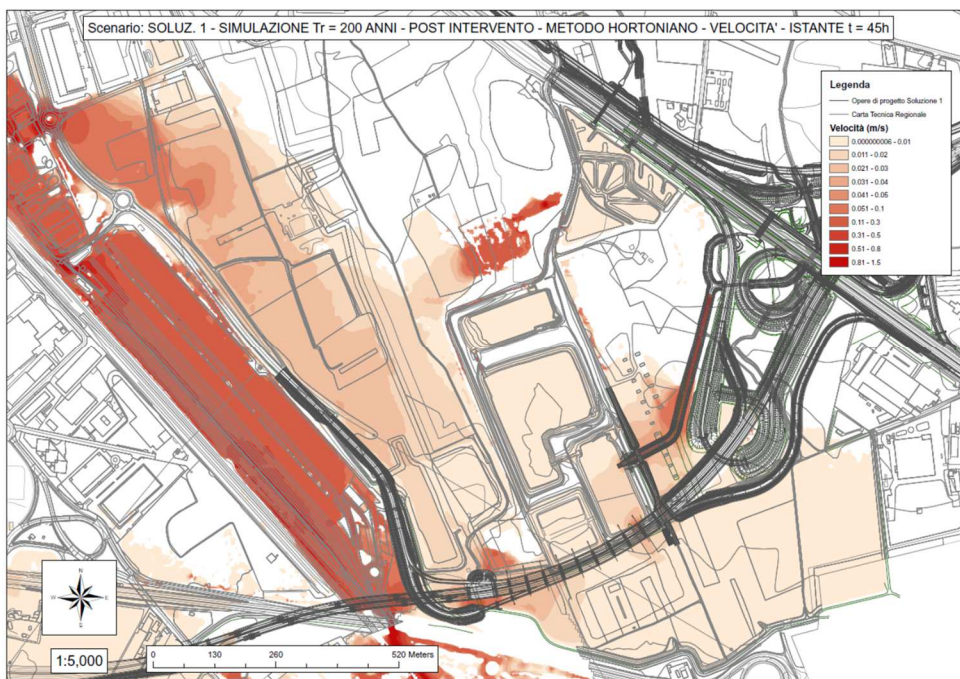




Mappa delle velocità dopo 29 ore di simulazione.

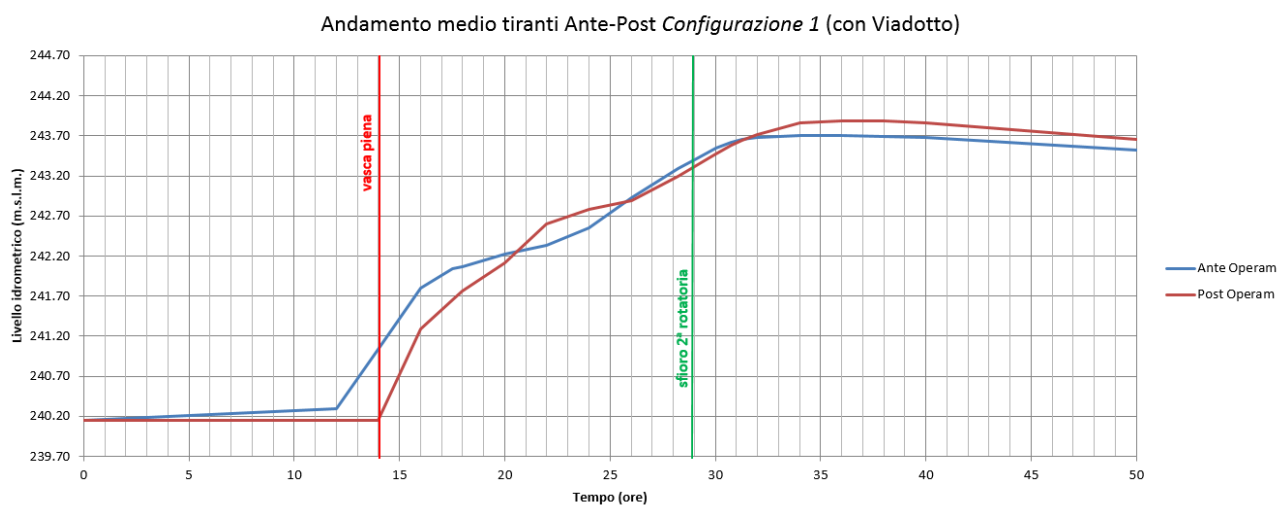


Mappa dei tiranti idrici dopo 45 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 45 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca si riempie dopo circa 14 ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo circa 29 ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.32 m.s.l.m. Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

In particolare, osservando la figura si nota che l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 14 ore dall'inizio della simulazione; successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam per poi riequilibrarsi dopo circa 25 ore dall'inizio dell'evento; ciò è presumibilmente dovuto all'effetto dello sfioro dalla vasca che genera un conseguente trasferimento di massa liquida che si riversa sull'argine incrementando per un breve periodo il livello idrico rispetto alla condizione pre-

intervento. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 22 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 25 cm e pari a 242.60 m.s.l.m., comunque al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Successivamente in fase di regime in cui l'effetto dello sfioro dalla vasca svanisce, i livelli idrici convergono dimostrando una sostanziale invarianza idraulica, anche oltre l'istante di attivazione (29 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria; successivamente, dopo circa 4 ore dallo sfioro dalla rotatoria si evidenzia un leggero scostamento tra i livelli idrometrici pre e post-intervento il cui massimo valore risulta pari a circa 18 cm con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.89 m.s.l.m.

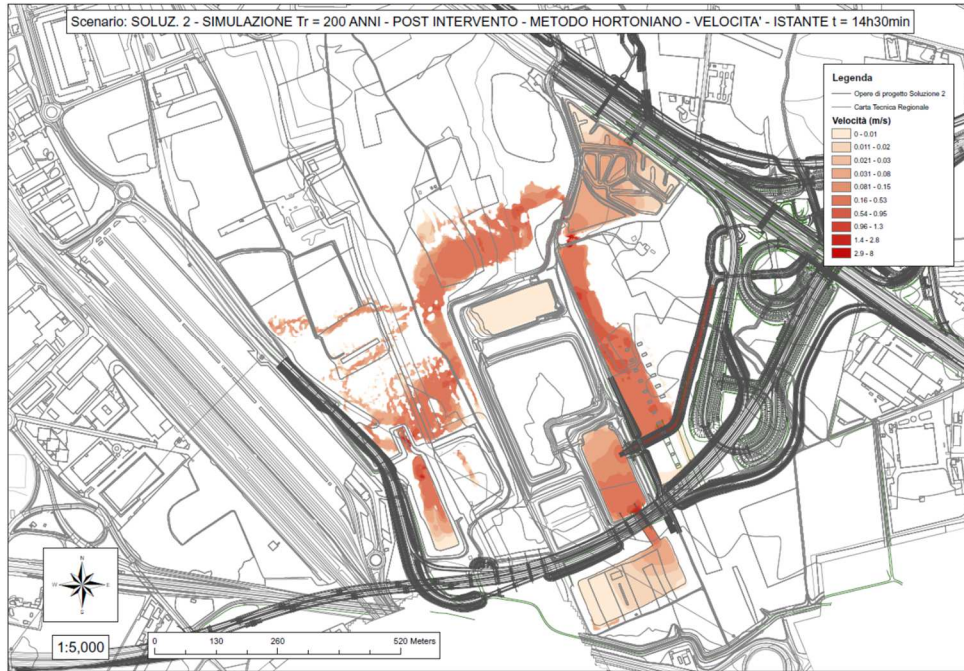
Si osserva quindi una sostanziale invarianza idraulica fino allo sfioro dalla rotatoria; il leggero incremento o decremento di livello idrico nel post-intervento si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione.

6.1.8 SIMULAZIONI POST-OPERAM: 2°SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA

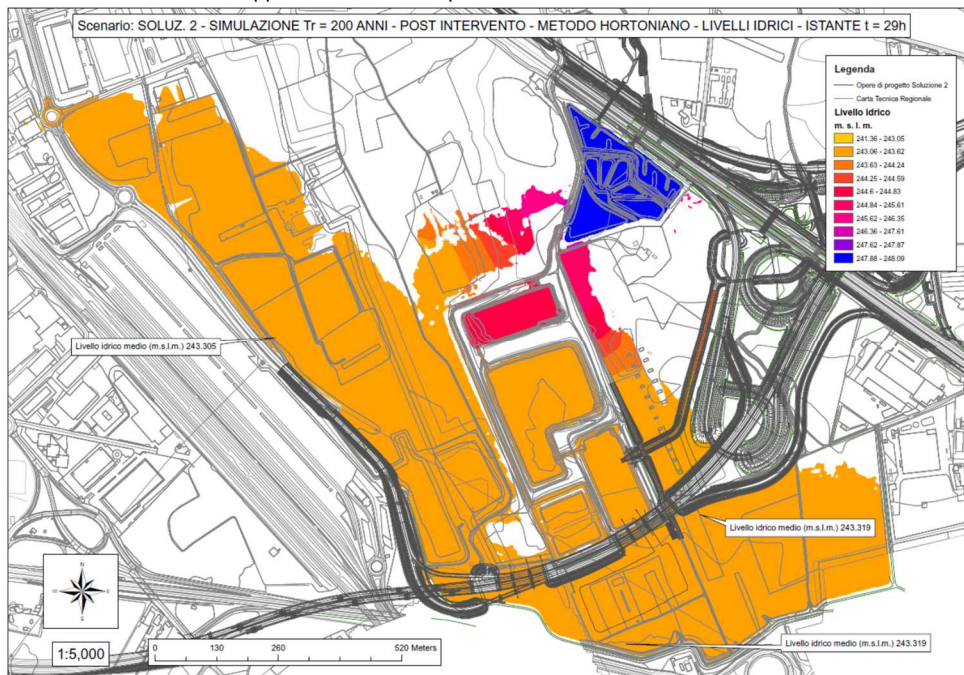
Questa configurazione è caratterizzata da un viadotto di più modeste dimensioni e, conseguentemente, da un rilevato stradale di maggior volume. La capacità della vasca di laminazione risulta pari a 91000 m³.



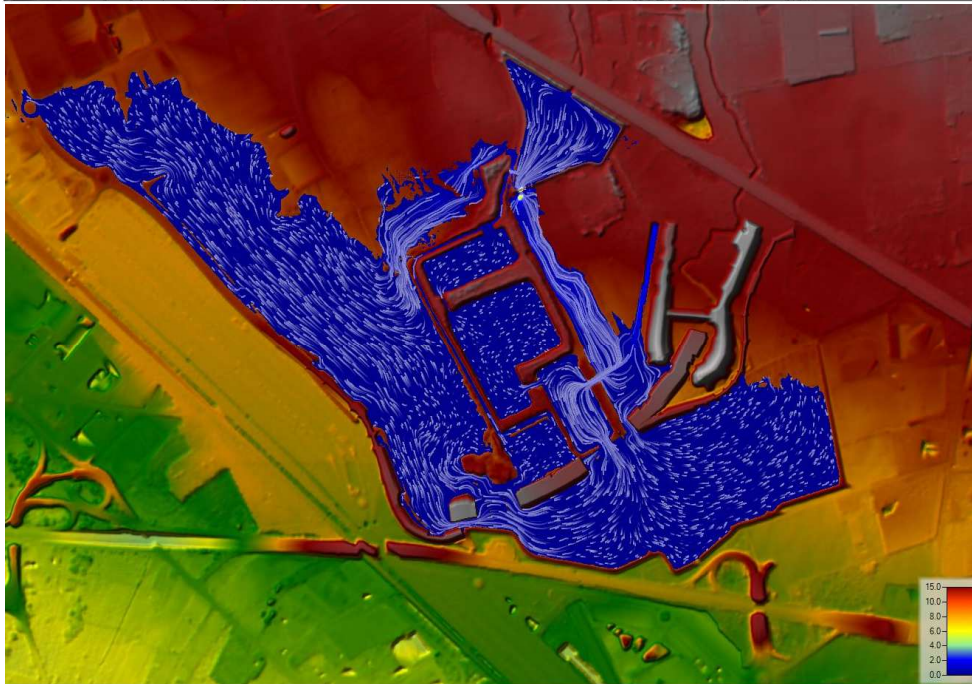
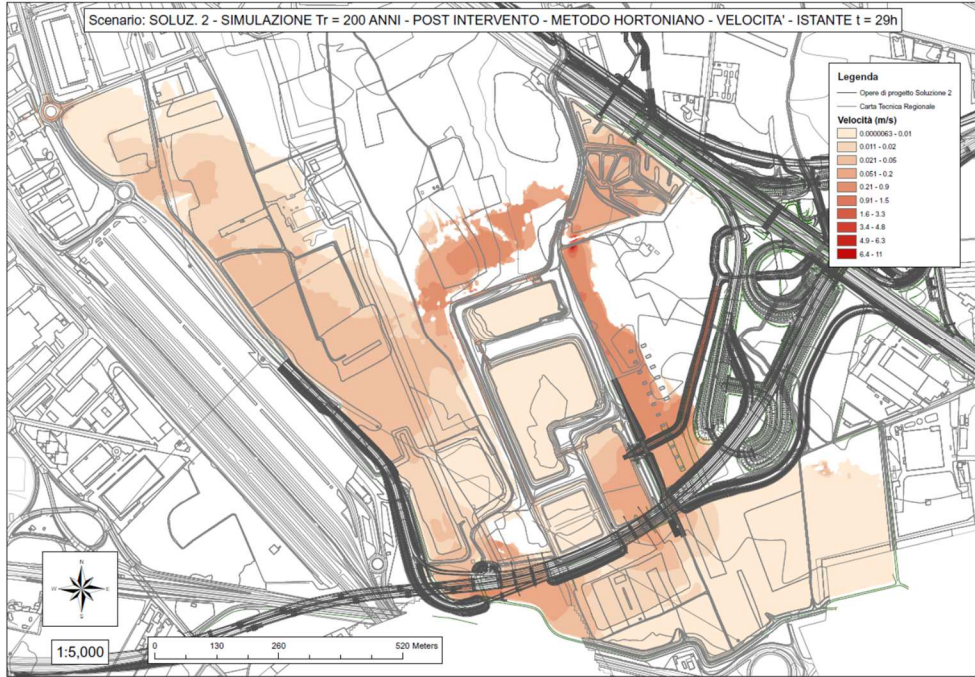
Mappa dei tiranti idrici dopo 14h30min di simulazione.



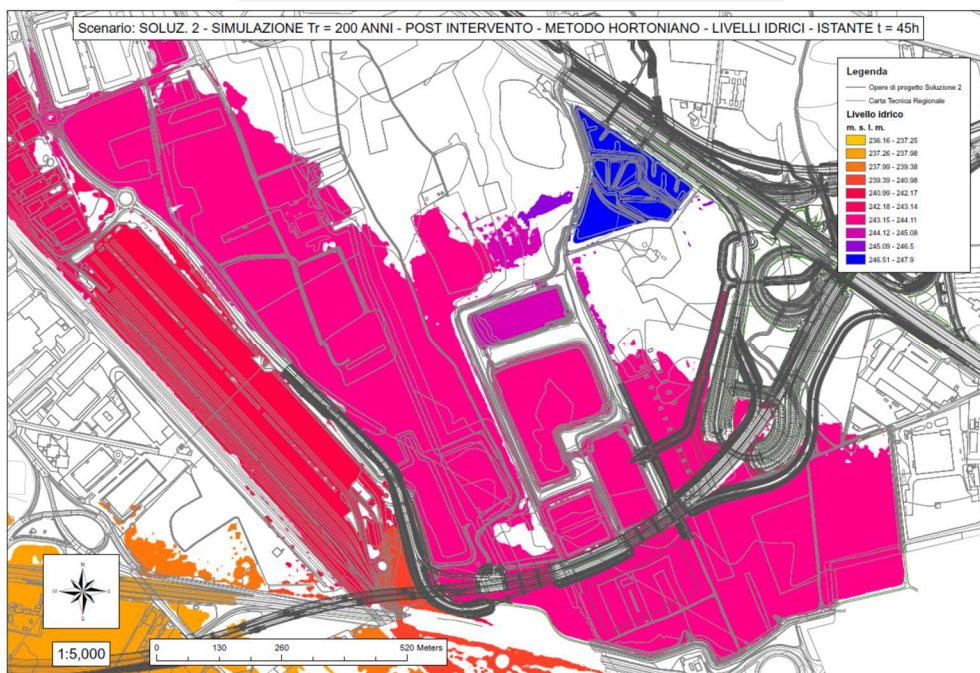
Mappa delle velocità dopo 14h30min ore di simulazione.



Mappa dei tiranti idrici dopo 29ore di simulazione.



Mapa delle velocità dopo 29ore ore di simulazione.

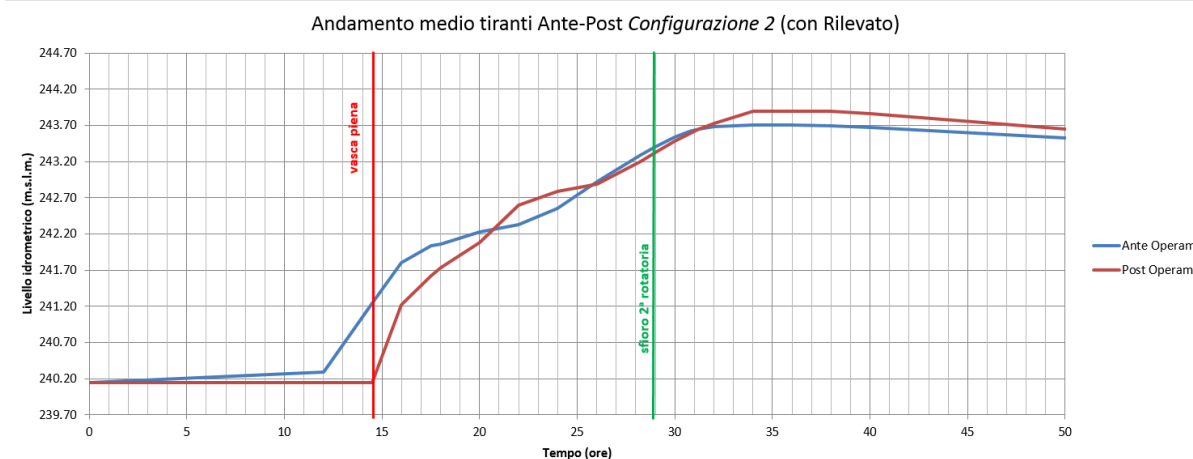


Mappa dei tiranti idrici dopo 45 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 45 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca si riempie dopo circa 14h30min ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo circa 29 ore ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.32 m.s.l.m. Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

Coerentemente con quanto osservato nei casi precedenti, l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 14h30min ore dall'inizio della simulazione; successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione.

Da questo momento in poi si manifesta l'usuale inversione di tendenza che si riequilibra dopo circa 25 ore dall'inizio dell'evento; ciò è presumibilmente dovuto all'effetto dello sfioro dalla vasca che genera un conseguente trasferimento di massa liquida che si riversa sull'argine incrementando per un breve periodo il livello idrico rispetto alla condizione pre-intervento. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 22 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 25 cm e pari a 242.60 m.s.l.m., comunque al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Successivamente in fase di regime in cui l'effetto dello sfioro dalla vasca svanisce, i livelli idrici convergono dimostrando una sostanziale invarianza idraulica, anche oltre l'istante di attivazione (29 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria.

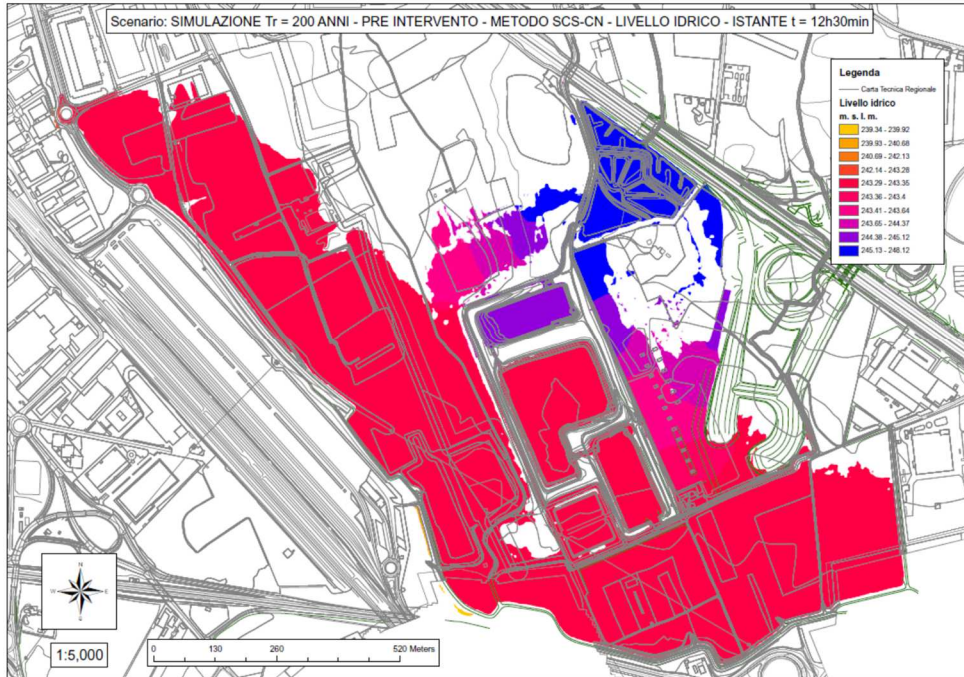
Successivamente, dopo circa 4 ore dallo sfioro dalla rotatoria si evidenzia un leggero scostamento tra i livelli idrometrici pre e post-intervento il cui massimo valore risulta pari a circa 18 cm con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.90 m.s.l.m.

Si osserva quindi una sostanziale invarianza idraulica fino allo sfioro dalla rotatoria; il leggero incremento o decremento di livello idrico nel post-intervento si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione; occorre notare che tale configurazione non determina significativi incrementi di livello idrico sull'argine rispetto alla configurazione ottenuta con la presenza dell'unico viadotto su tutta l'area; ciò è presumibilmente dovuto al fatto che la presenza del viadotto aggiuntivo, che caratterizza tale seconda configurazione, favorisce la redistribuzione del deflusso a monte in misura analoga rispetto a quanto avviene nella prima configurazione con la presenza di un unico viadotto su tutta l'area. Ciò si evince anche osservando le mappe delle direzioni delle velocità sopra riportate.

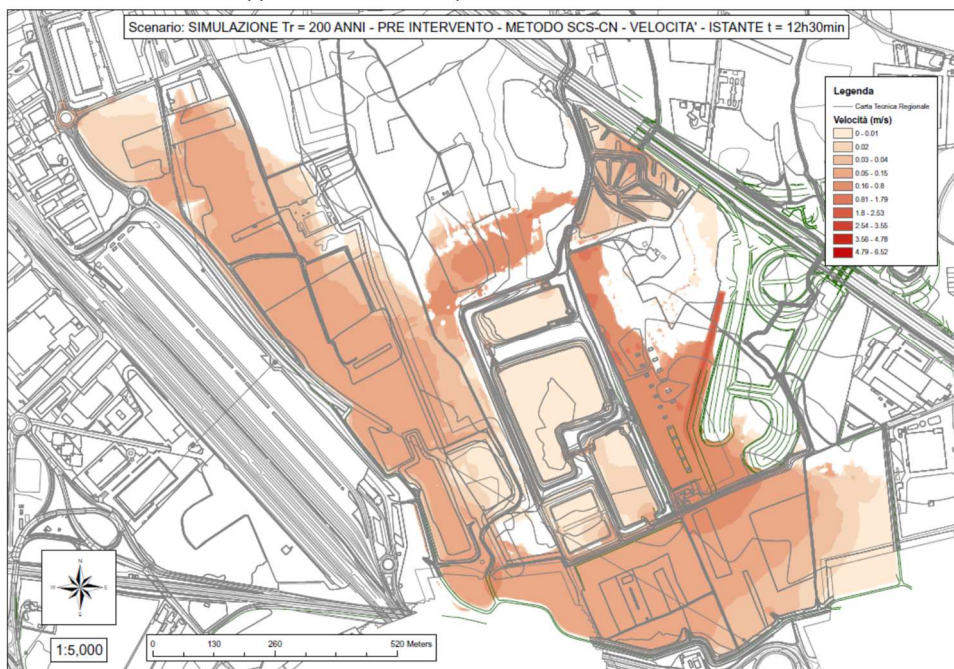
6.2 PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CARATTERIZZATA DA TR=200 ANNI, OTTENUTA PER EFFETTO DELLA MASSIMIZZAZIONE DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA MEDIANTE APPLICAZIONE DEL METODO SCS-CN

Le simulazioni sono state effettuate utilizzando per il T. Rile e per il T. Tenore gli idrogrammi di piena, riportati nel paragrafo 3.3 della presente relazione, ed ottenuti applicando la metodologia del SCS-CN per la massimizzazione delle portate al colmo di piena, per T=200 anni.

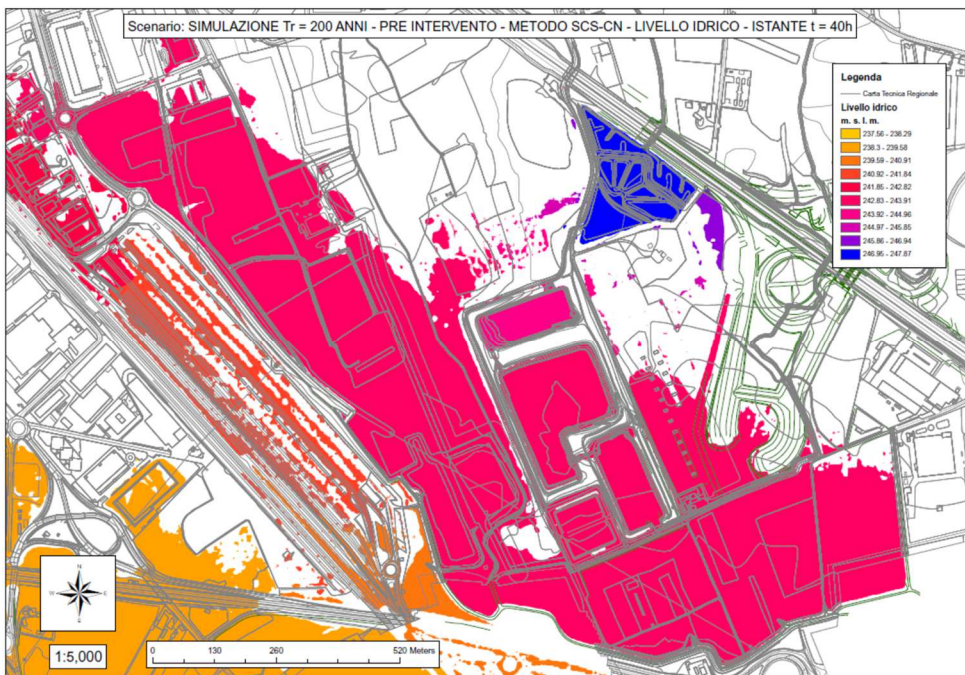
6.2.1 SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE



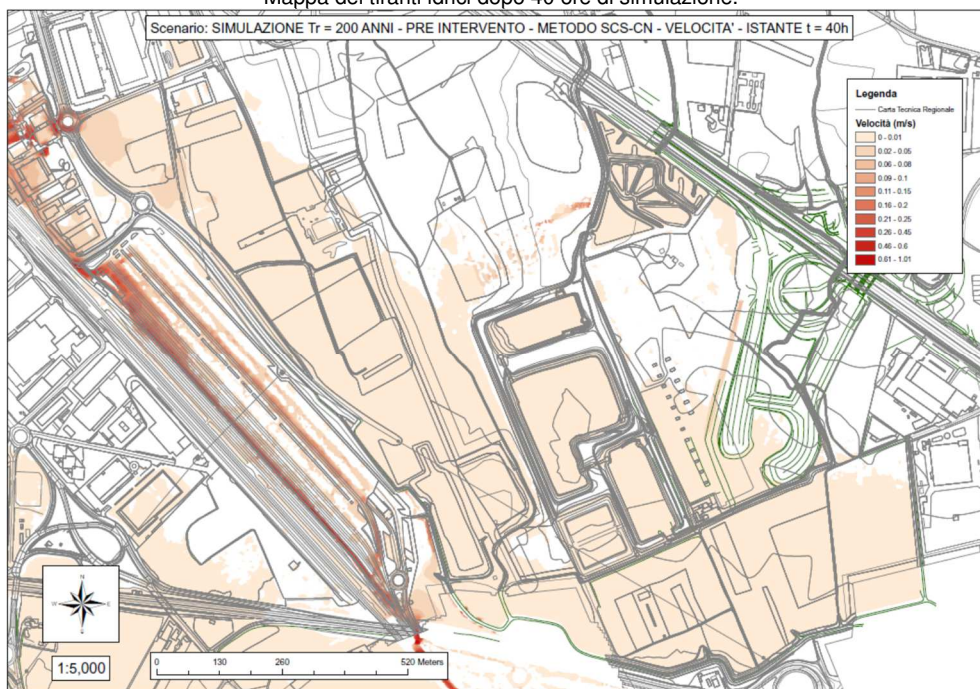
Mappa dei tiranti idrici dopo 12h30min ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 12h30min ore di simulazione.



Mappa dei tiranti idrici dopo 40 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 40 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che dopo 12h30min ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.40 m.s.l.m.

6.2.2 SIMULAZIONI ANTE-OPERAM: QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA ATTUALE



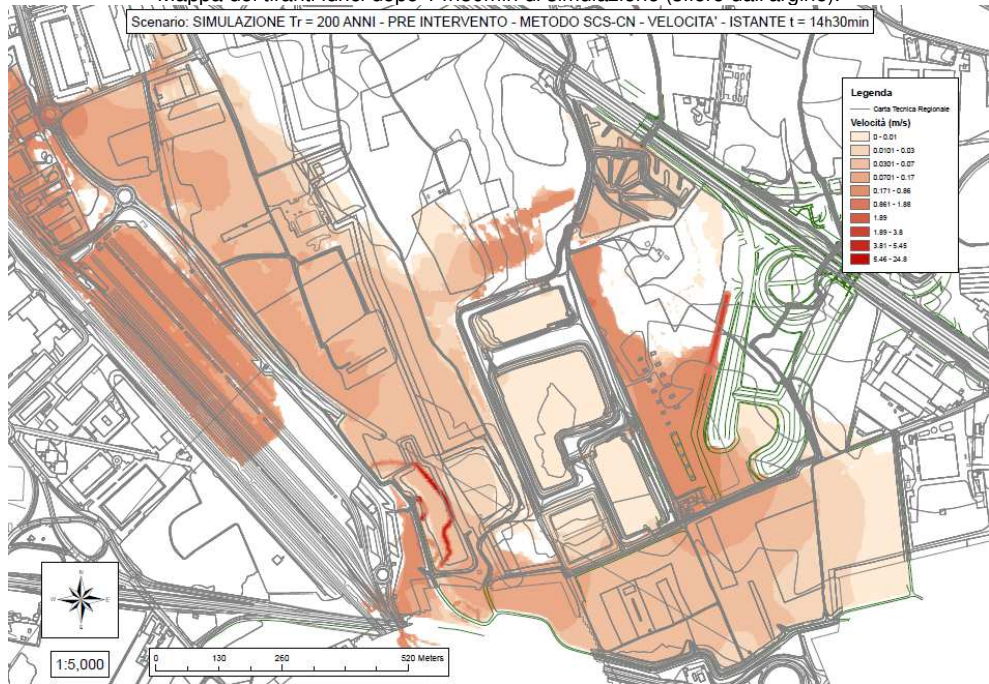
Mapa dei tiranti idrici dopo 12h30min di simulazione (sfioro dalla rotonda).



Mapa delle velocità dopo 12h30min di simulazione (sfioro dalla rotonda).



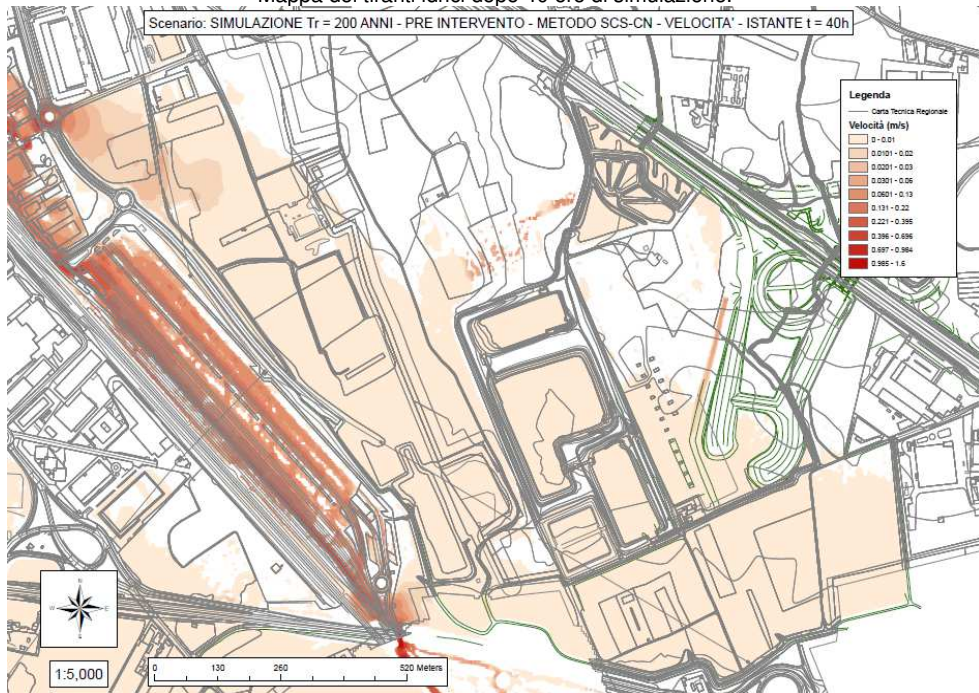
Mappa dei tiranti idrici dopo 14h30min di simulazione (sfioro dall'argine).



Mappa delle velocità dopo 14h30min di simulazione (sfioro dall'argine).



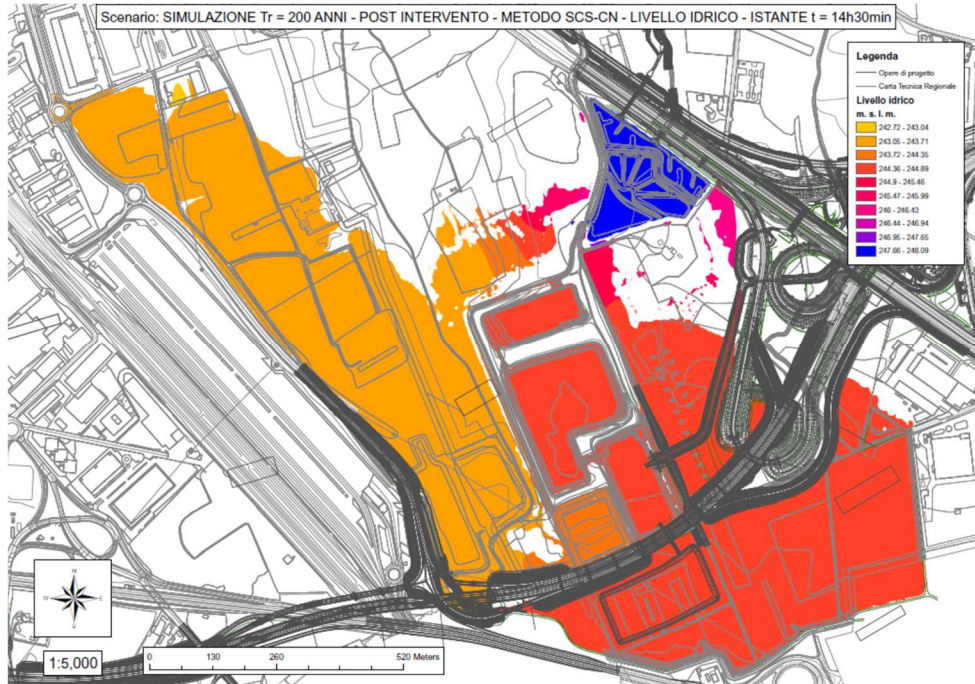
Mappa dei tiranti idrici dopo 40 ore di simulazione.



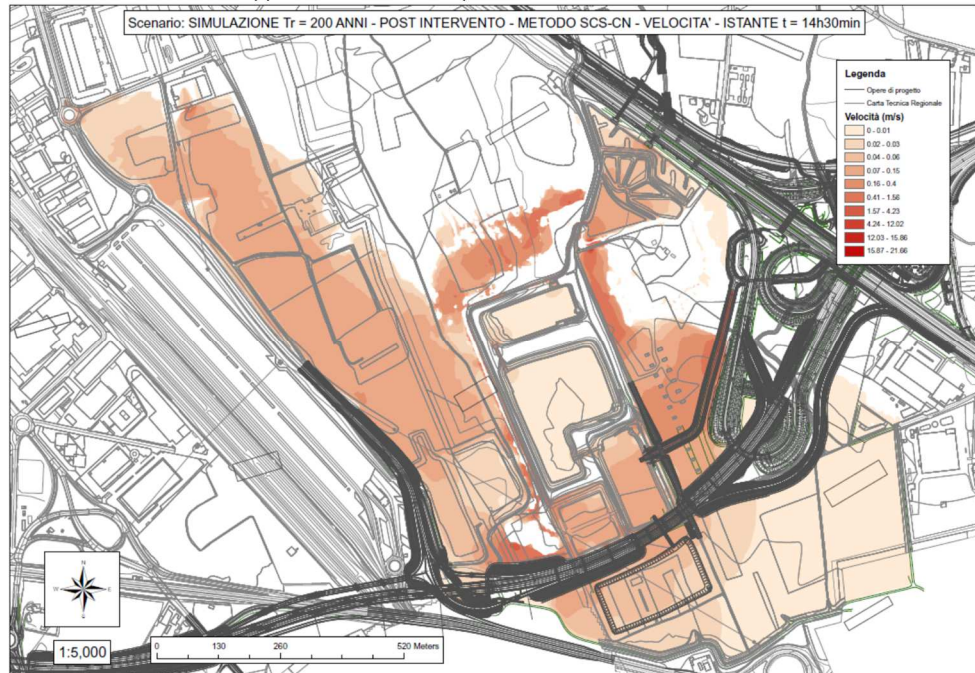
Mappa delle velocità dopo 40 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che dopo 12h30min dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria, nel momento in cui il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine risulta pari a 243.34 m.s.l.m. Successivamente, dopo 14h30min ha inizio lo sfioro dall'argine nella parte posta ad ovest; in particolare il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.86 m.s.l.m.. Il volume accumulato all'interno delle aree di spagliamento al momento dello sfioro risulta essere pari a circa 1.55 Mm³.

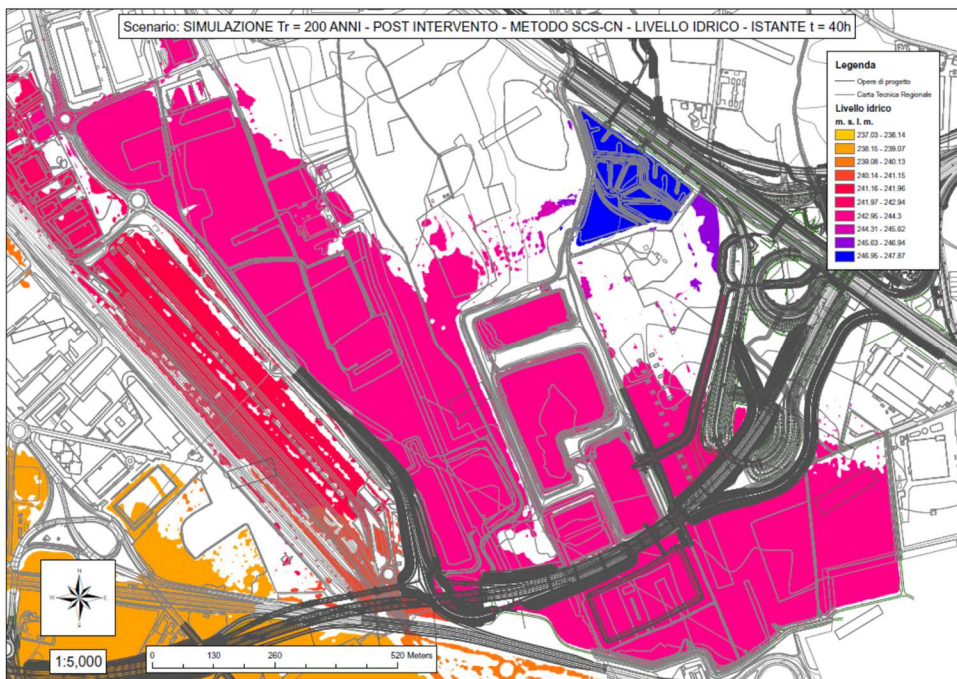
6.2.3 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA.



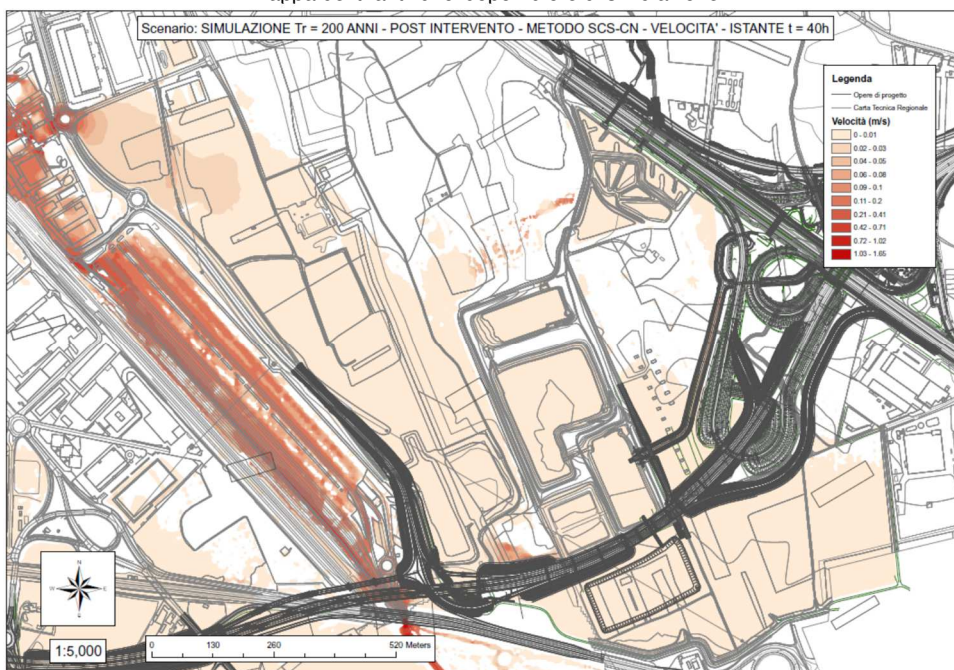
Mappa dei tiranti idrici dopo 14h30min ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 14h30min ore di simulazione.



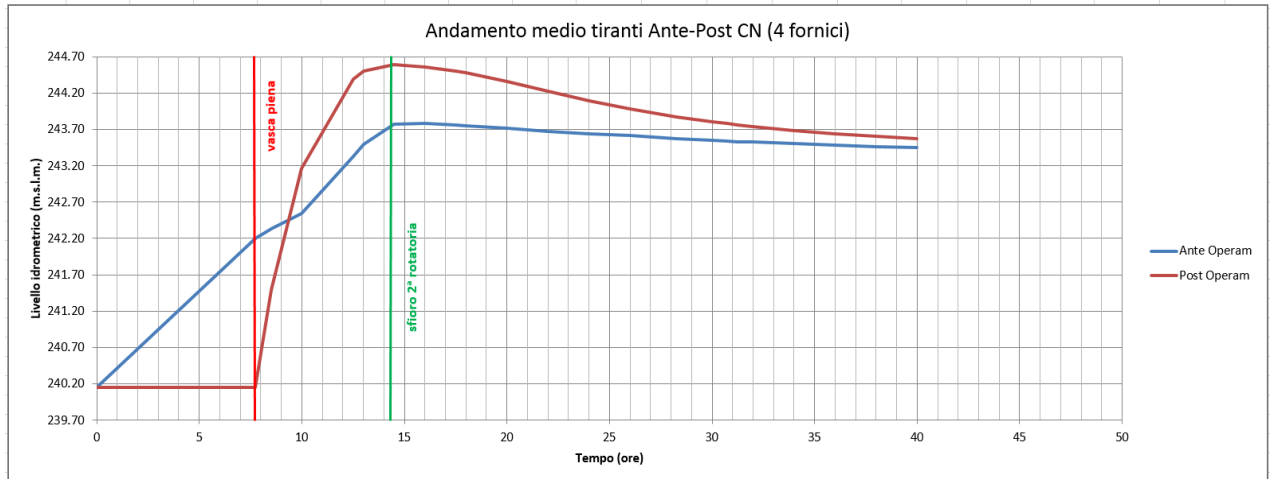
Mappa dei tiranti idrici dopo 40 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 40 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca comincia a riempirsi dopo circa 7h45min dall'inizio della simulazione, mentre dopo 14h30min ore dall'inizio della simulazione inizia la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.70 m.s.l.m.

Si riporta di seguito l'andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine. Si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro nella condizione post-operam.

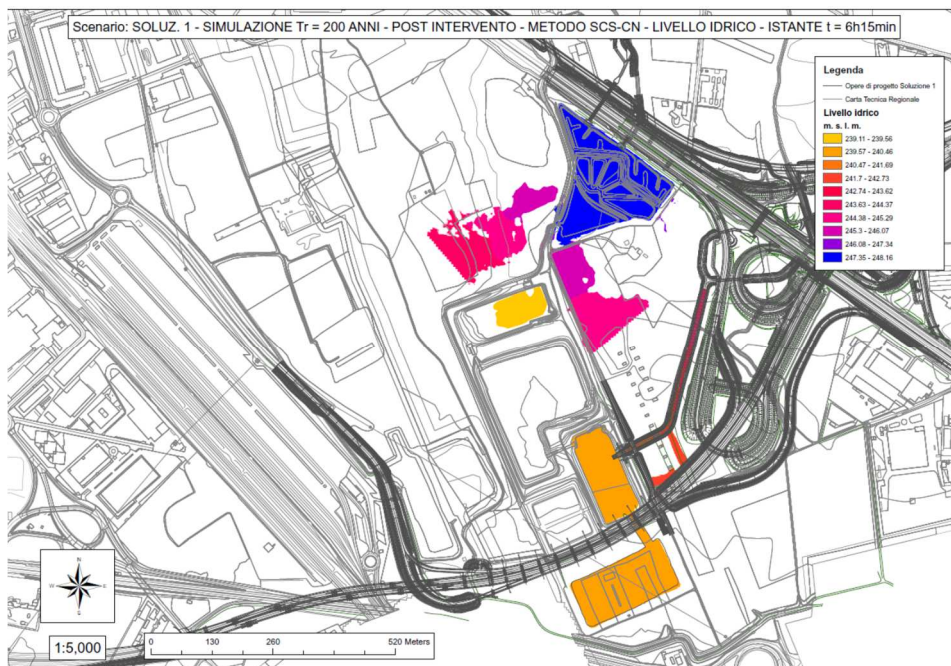


Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

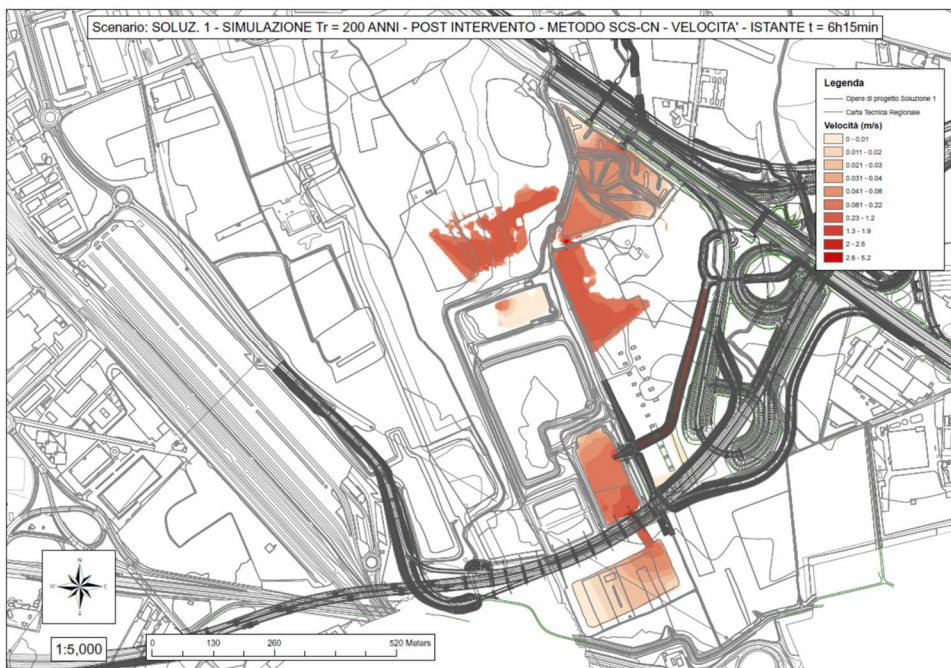
In particolare il massimo scostamento tra le due configurazioni si raggiunge dopo circa 12 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento a monte dell'argine risulta essere più elevato di circa 1.07 m e pari a 244.44 m.s.l.m., comunque al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Nell'istante di attivazione (15 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria si raggiunge una differenza di circa 80 cm tra pre e post-intervento; successivamente i livelli idrici tendono a convergere.

6.2.4 SIMULAZIONI POST-OPERAM CON RILEVATI STRADALI (SOLUZIONE PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO) E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA

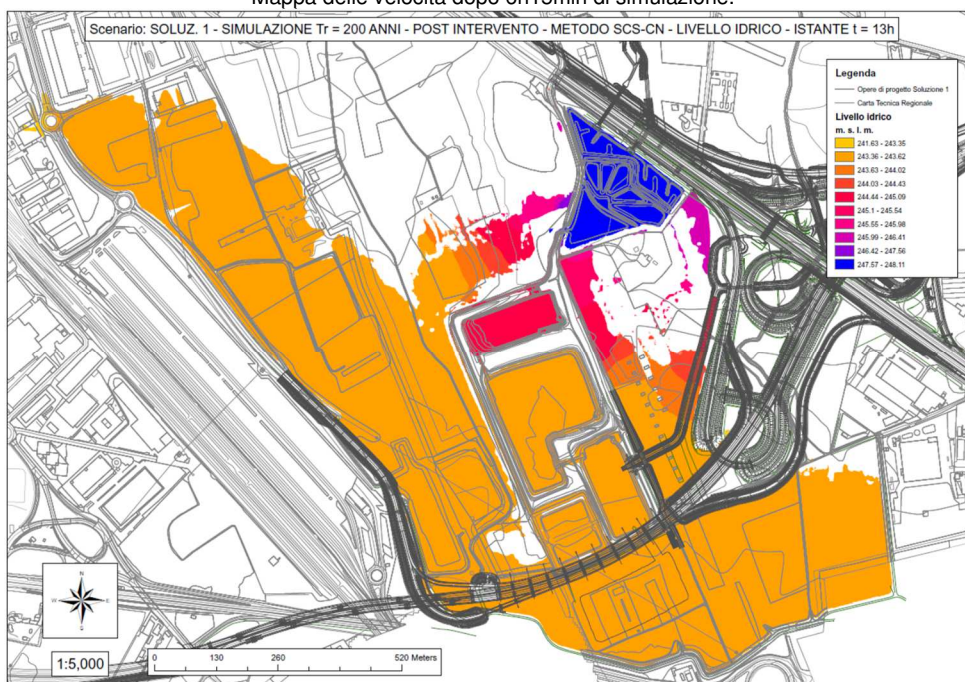
Come si è detto, in questa configurazione il volume della vasca di laminazione risulta paria a 73000 m³.



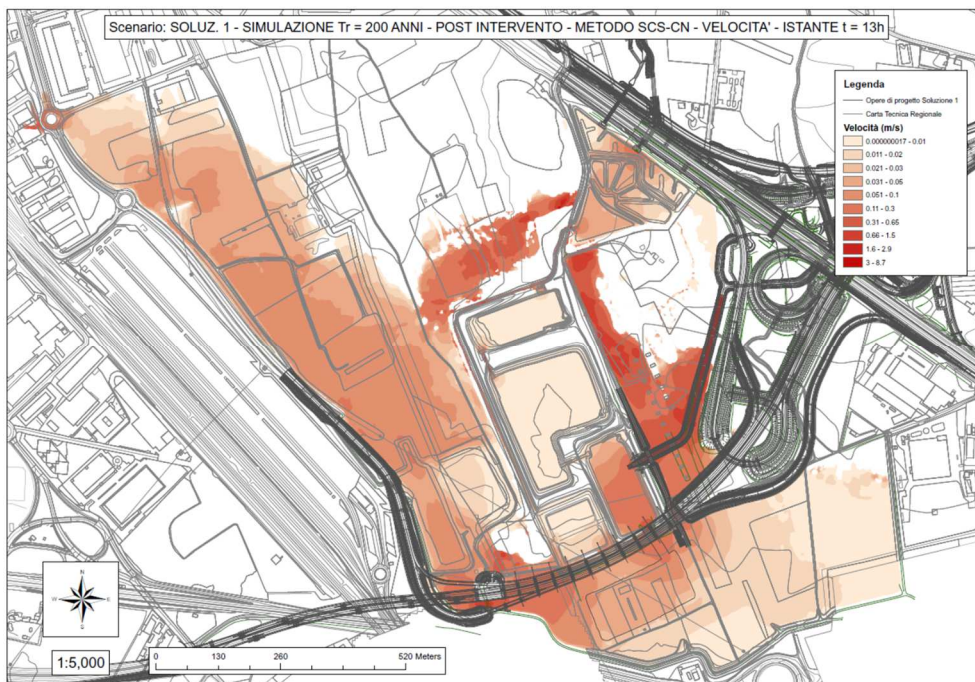
Mappa dei tiranti idrici dopo 6h15min di simulazione.



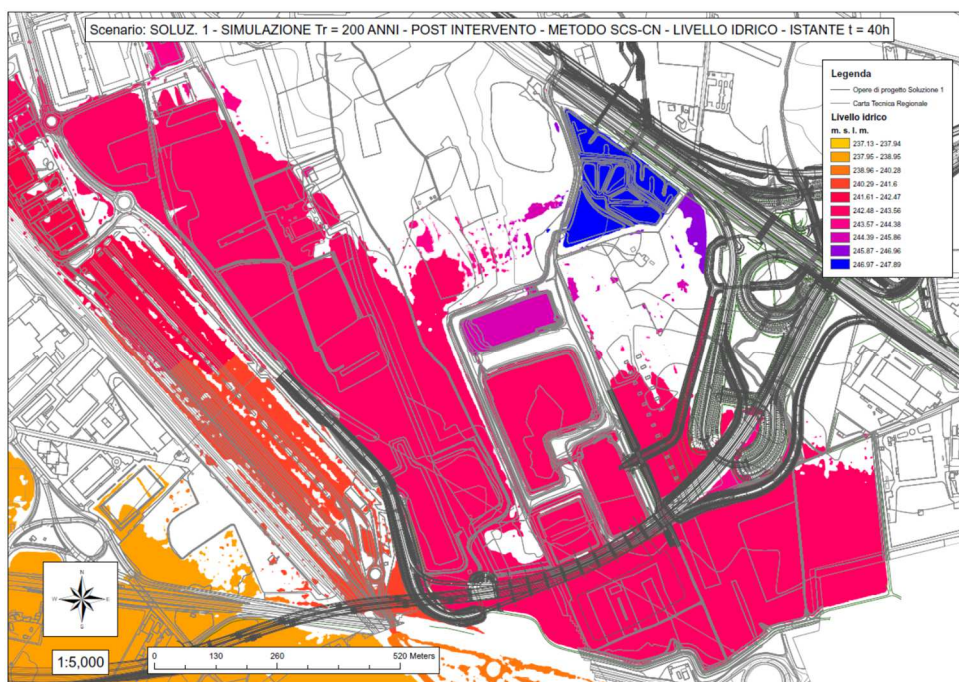
Mapa delle velocità dopo 6h15min di simulazione.



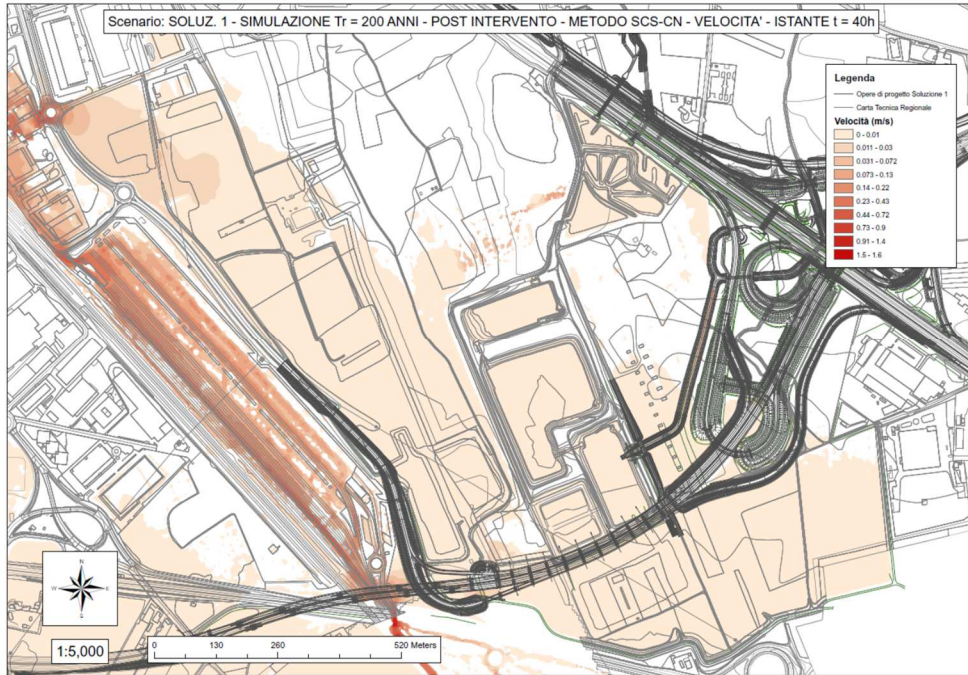
Mapa dei tiranti idrici dopo 13 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.

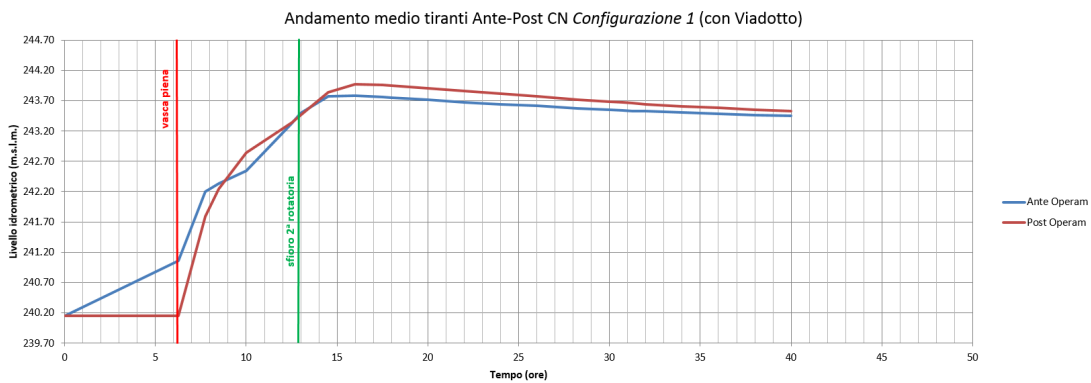


Mappa dei tiranti idrici dopo 40 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 40 ore di simulazione.

Dalle simulazioni effettuate si evince che la vasca si riempie dopo circa 6h15min ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo circa 13 ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 244.46 m.s.l.m. Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

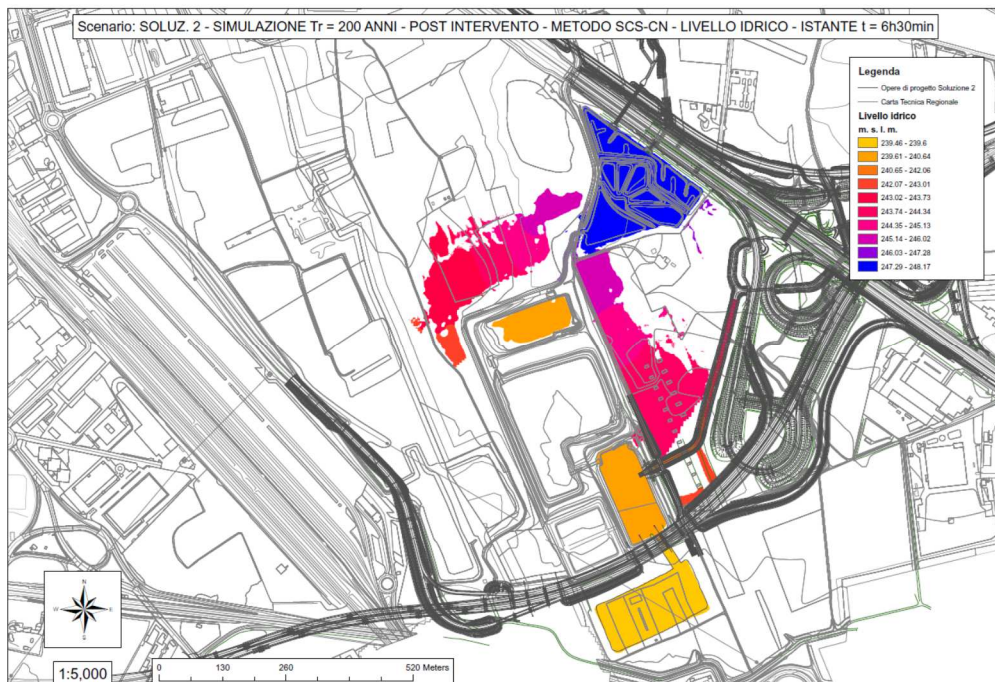
In particolare, osservando la figura si nota che l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 6 ore dall'inizio della simulazione; successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 10 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una leggera inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam per poi riequilibrarsi dopo circa 12 ore dall'inizio dell'evento; ciò è presumibilmente dovuto all'effetto dello sfioro dalla vasca che genera un conseguente trasferimento di massa liquida che si riversa sull'argine incrementando per un breve periodo il livello idrico rispetto alla condizione pre-intervento. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 10 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 30 cm e pari a 242.84 m.s.l.m., al di sopra della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Successivamente in fase di regime in cui l'effetto dello sfioro dalla vasca svanisce, i

livelli idrici convergono dimostrando una sostanziale invarianza idraulica, anche oltre l'istante di attivazione (13 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria. Dopo circa 4 ore dallo sfioro dalla rotatoria si evidenzia un leggero scostamento tra i livelli idrometrici pre e post-intervento il cui massimo valore risulta pari a circa 20 cm con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.96 m.s.l.m., al di sotto della quota arginale paria a 244.70 m.s.l.m.

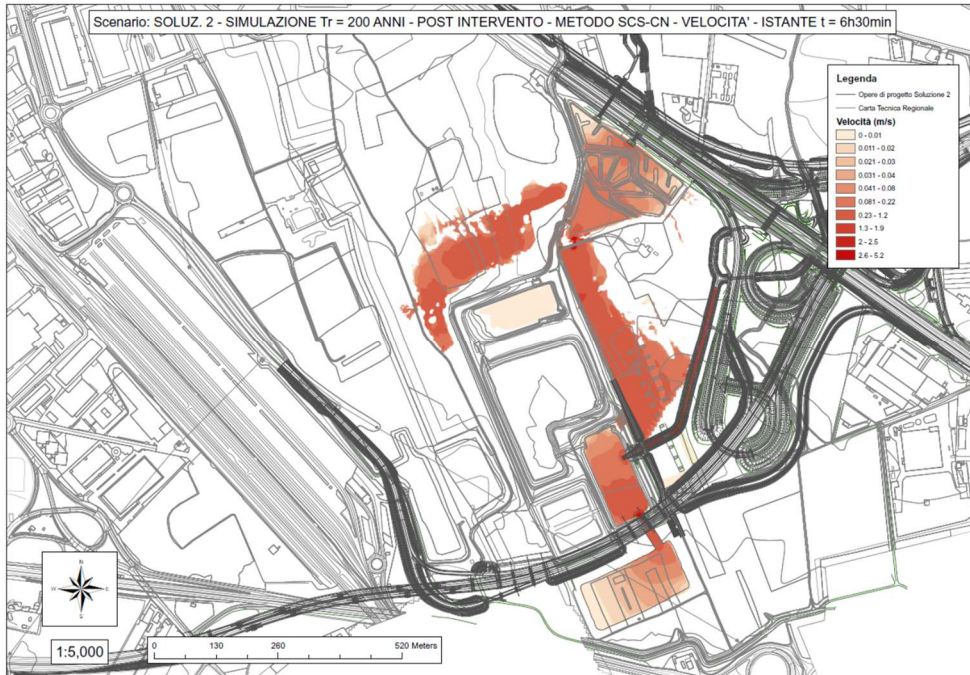
Si osserva quindi una sostanziale invarianza idraulica fino allo sfioro dalla 2° rotatoria; il leggero incremento o decremento di livello idrico nel post-intervento si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione.

6.2.5 SIMULAZIONI POST-OPERAM: 2° SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA

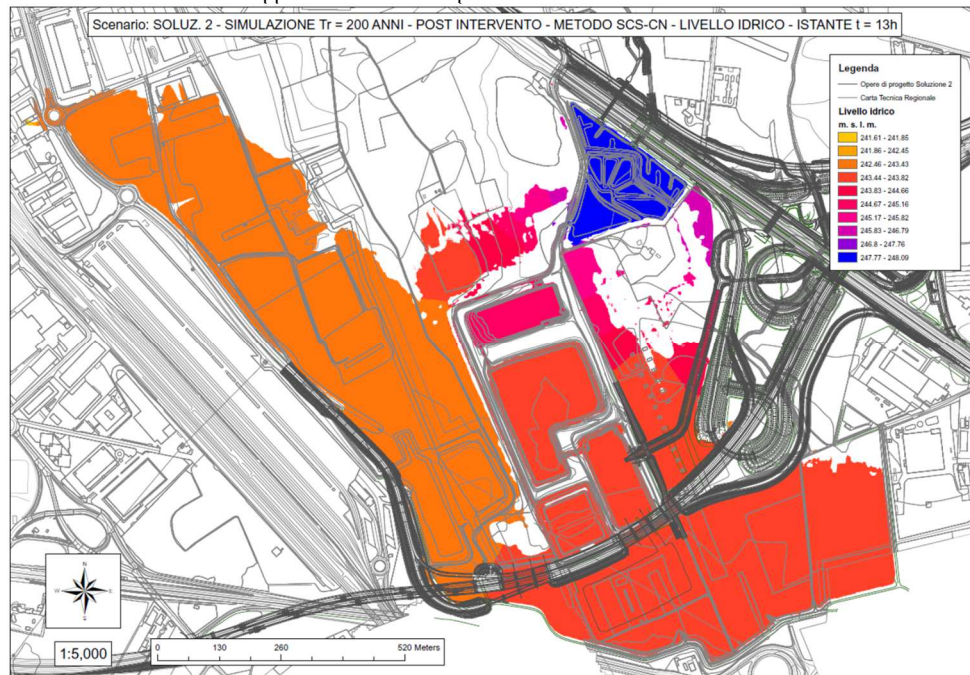
Si ricorda che, in questo caso, il volume della nuova vasca di compenso risulta paria a 91.000 m³.



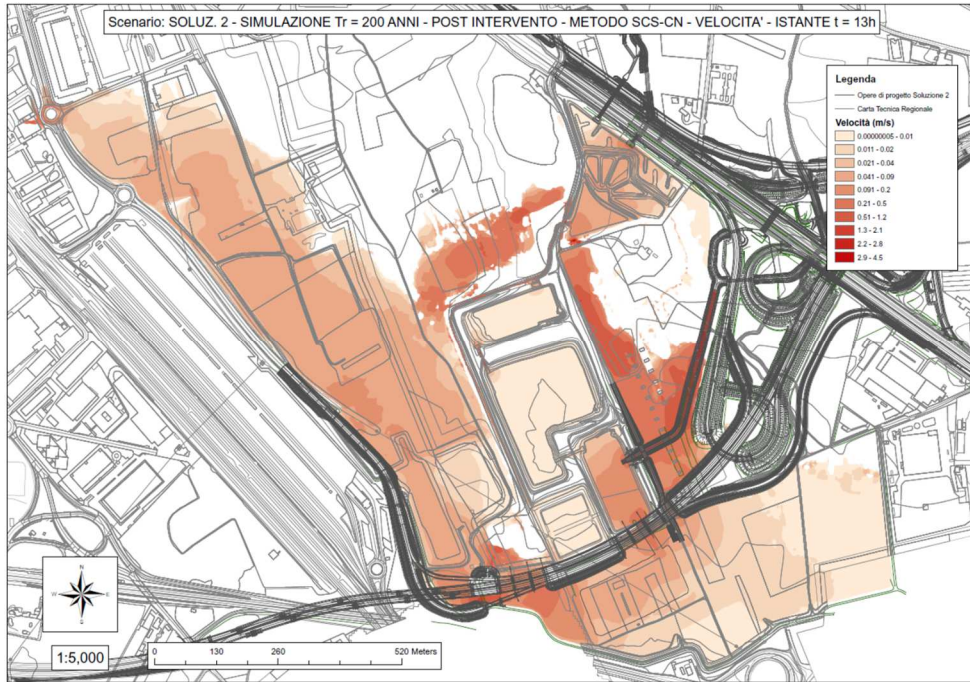
Mappa dei tiranti idrici dopo 6h30min ore di simulazione.



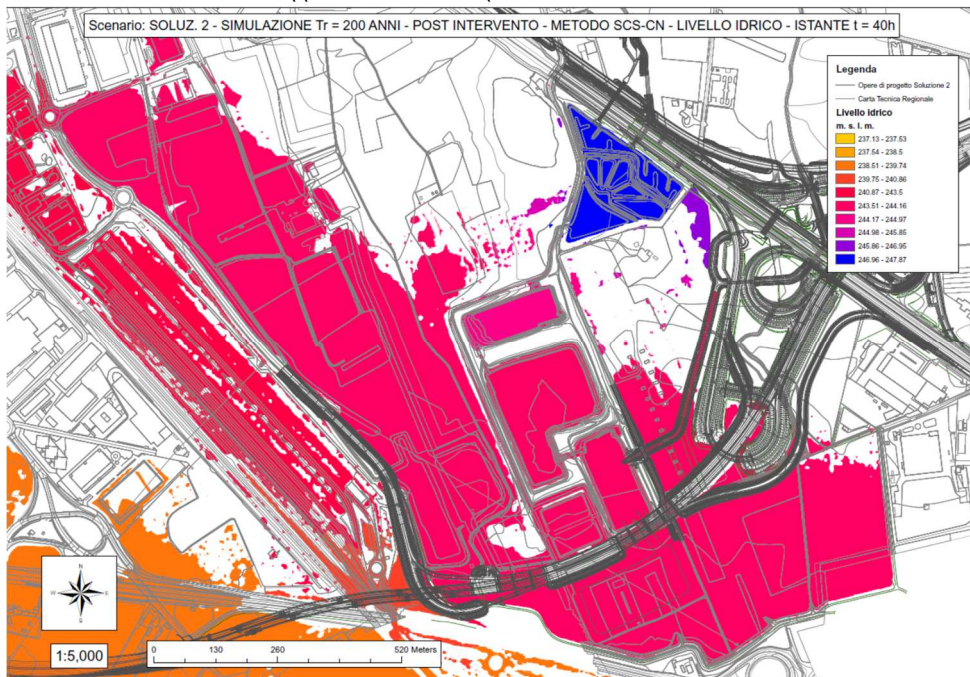
Mappa delle velocità dopo 6h30min ore di simulazione.



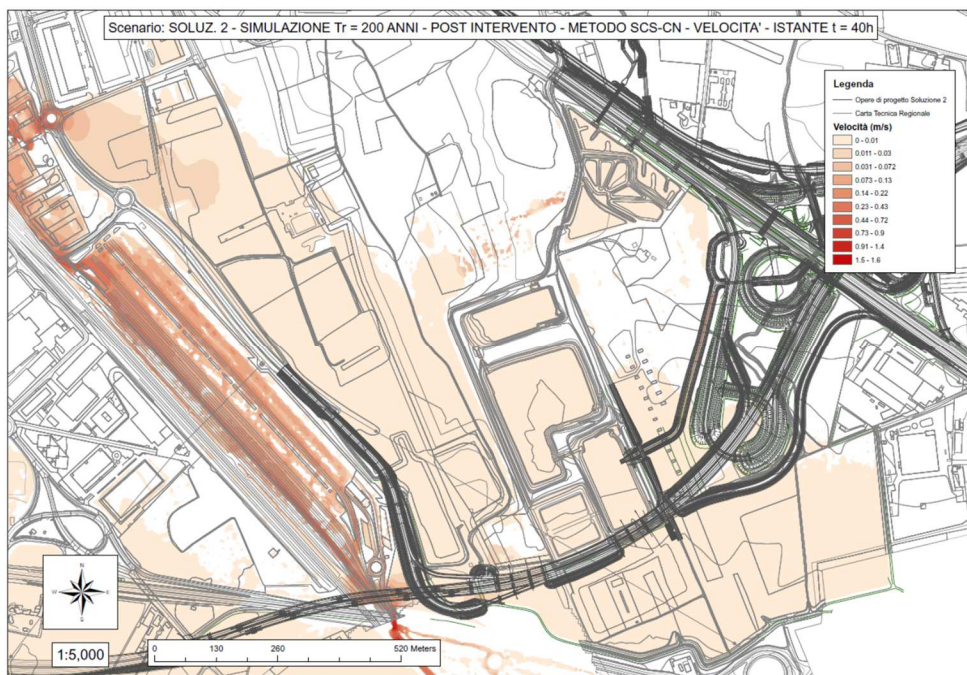
Mappa dei tiranti idrici dopo 13 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.



Mappa dei tiranti idrici dopo 40 ore di simulazione.

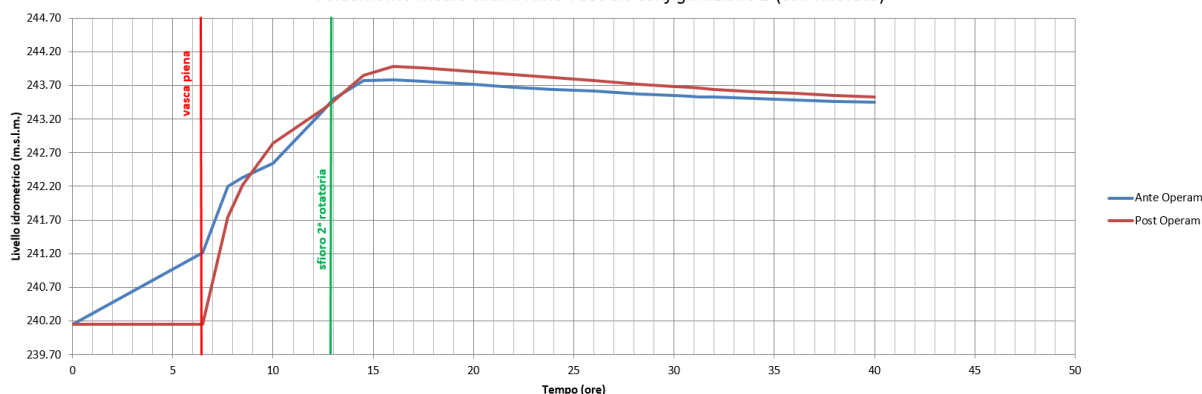


Mappa delle velocità dopo 40 ore di simulazione.

La vasca si riempie dopo circa 6h30min ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo 13 ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro dalla rotatoria. Il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 244.46 m.s.l.m.

Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.

Andamento medio tiranti Ante-Post CN Configurazione 2 (con Rilevato)



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

In particolare, osservando la figura si nota che l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 6h30min ore dall'inizio della simulazione. Successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 10 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una leggera inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam per poi riequilibrarsi dopo circa 12 ore dall'inizio dell'evento. Ciò è presumibilmente dovuto all'effetto dello sfioro dalla vasca che genera un conseguente trasferimento di massa liquida che si riversa sull'argine incrementando per un breve periodo il livello idrico rispetto alla condizione pre-intervento. In particolare il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 10 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 30 cm e pari a 242.84 m.s.l.m., al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. A regime, quando l'effetto dello sfioro

dalla vasca svanisce, i livelli idrici convergono dimostrando una sostanziale invarianza idraulica, anche oltre l'istante di attivazione (13 ore dopo l'inizio della simulazione circa) dello sfioro dalla rotatoria. Dopo 4 ore dallo sfioro dalla rotatoria si evidenzia un leggero scostamento tra i livelli idrometrici pre e post-intervento il cui massimo valore risulta pari a circa 20 cm con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.96 m.s.l.m., al di sotto della quota arginale paria a 244.70 m.s.l.m.

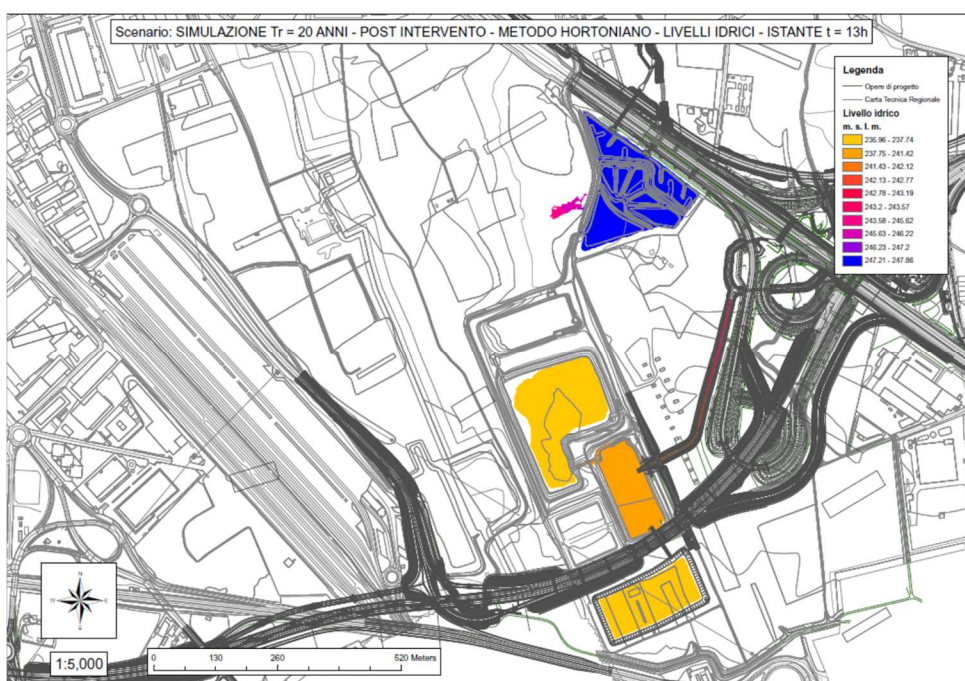
Si osserva quindi una sostanziale invarianza idraulica fino allo sfioro dalla 2° rotatoria; il leggero incremento o decremento di livello idrico nel post-intervento si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione; occorre notare che tale configurazione non determina significativi incrementi di livello idrico sull'argine rispetto alla configurazione ottenuta con la presenza viadotto, ciò è presumibilmente dovuto al fatto che la presenza del viadotto aggiuntivo, che caratterizza tale seconda configurazione, favorisce la redistribuzione del deflusso a monte in misura analoga rispetto a quanto avviene nella prima configurazione con la presenza di un unico viadotto su tutta l'area. Ciò si evince anche osservando le mappe delle direzioni delle velocità sopra riportate.

6.3 PROPAGAZIONE IDRAULICA DELLA PIENA CONTENUTA ALL'INTERNO DELLE AREE DI SPAGLIAMENTO METODO HORTONIANO TR=20 ANNI

Considerando che le precedenti simulazioni determinano lo sfioro a nord delle aree analizzate ed in particolare in corrispondenza della rotatoria collocata tra Viale dell'Unione Europea e Via Gran Bretagna, in questo paragrafo si riportano le risultanze delle simulazioni effettuate utilizzando, per il T. Rile e per il T.Tenore, idrogrammi di piena corrispondenti al volume contenuto all'interno delle aree di spagliamento fino allo sfioro che risulta pari a circa 1.55 Mm³; in particolare tale valore corrisponde alla piena con tempo di ritorno pari a 20 anni nel caso di applicazione del metodo hortoniano (come riportato nel paragrafo 3.2) e tempo di ritorno compreso tra 10 e 20 anni nel caso di applicazione del metodo del SCS (come riportato nel paragrafo 3.3). Si riportano di seguito le risultanze corrispondenti alle simulazioni condotte utilizzando il metodo Hortoniano.

Dalle simulazioni effettuate (v. allegati T.7.1-T.7.8) si evince che il volume della piena è tutto contenuto all'interno delle aree di spagliamento sia nella condizione pre-intervento che nella condizione post-intervento. Il volume accumulato all'interno delle aree di spagliamento risulta essere pari a circa 1.55 Mm³.

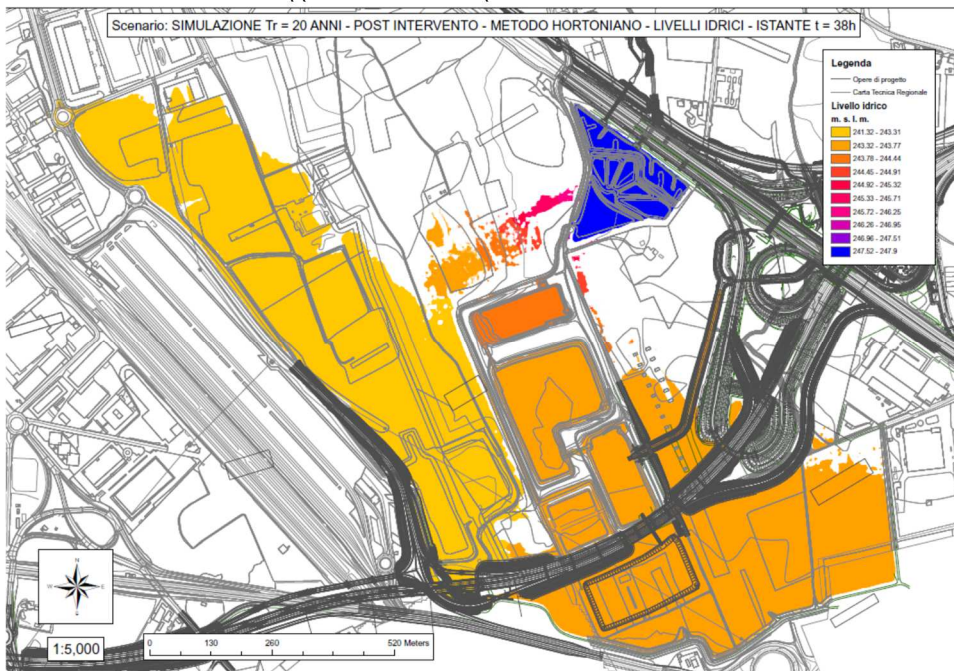
Si riportano le mappe dei tiranti idrici e delle velocità relativamente a differenti istanti temporali per il post intervento:



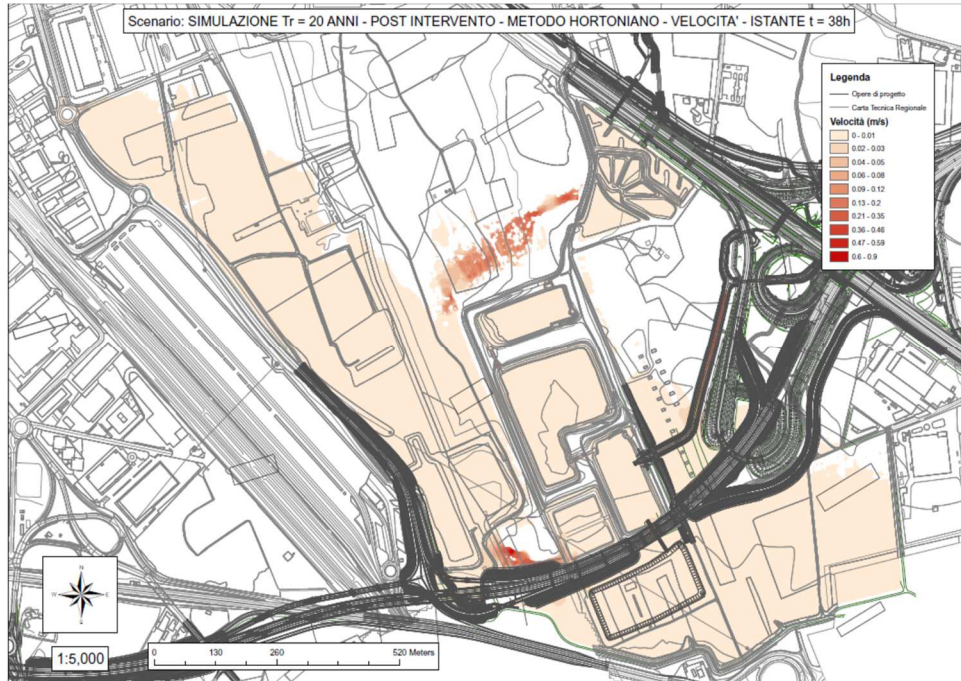
Mappa del livello idrico dopo 13 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 13 ore di simulazione.



Mappa del livello idrico dopo 38 ore di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 38 ore di simulazione.

7 VERIFICA DEI FRANCHI IDRAULICI

Risulta necessario verificare i franchi idraulici per due manufatti in progetto ai sensi del paragrafo 3.2.2.1 della "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B":

- il viadotto dalla progressiva 8+228 (km) alla progressiva 8+064 (km).
- il ponte di Via Cadorna sul T Tenore.

7.1 DETERMINAZIONE DEI MASSIMI LIVELLI ATTESI IN CORRISPONDENZA DEL VIADOTTO DALLA PROGRESSIVA 8+228 (KM) ALLA PROGRESSIVA 8+064 (KM)

Dalle risultanze della modellazione in regime di moto bidimensionale, per quanto riguarda il viadotto dalla progressiva 8+228 (km) alla progressiva 8+064 (km), il massimo livello interno alle vasche (considerando il modello Hortoniano e $T_r=200$ anni) risulta pari a 244.61 nella vasca R, 244.04 nella vasca RT e 244.24 nella vasca T; per quanto riguarda la verifica del ponte di Via Cadorna sul T. Tenore, anche in tal caso il massimo livello interno alle vasche risulta pari a 244.24 (ottenuto per $T_r=200$ anni e applicazione del modello Hortoniano); tuttavia la posizione del viadotto risulta soggetta anche alla dinamica in afflusso del T. Tenore a monte della vasca, per cui viene proposta anche la verifica sul profilo di piena individuato dalla massima portata in afflusso accoppiato in via cautelativa a diversi possibili livelli di riempimento delle vasche stesse.

7.2 DETERMINAZIONE DEL FRANCO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI VIA CADORNA SUL T.TENORE

Il tratto di T. Tenore indagato risulta lungo circa 190 m fino all'ingresso nella vasca di spagliamento T. (v. allegato T.3) Il problema idraulico nel caso di Via Cadorna consiste nel calcolo del profilo liquido corrispondente all'assegnata portata di piena, in modo da verificare la soluzione progettuale adottata. Il profilo sarà calcolato nel solo caso di progetto trattandosi di una sistemazione di nuova realizzazione. Lo schema di calcolo adottato è quello del moto permanente, che consente di considerare la variazione graduale delle sezioni d'alveo e la presenza di manufatti, restringimenti e rapide variazioni di sezione.

La determinazione del profilo di moto permanente è realizzata utilizzando il codice HECRAS "River Analysis System" Versione 4.1 (U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center).

Il calcolo del profilo idraulico della corrente avviene in condizioni di moto unidimensionale a portata costante, mediante la risoluzione delle equazioni di bilancio energetico.

Le condizioni al contorno

Le ipotesi di calcolo relative alle condizioni al contorno introdotte nel modello di simulazione numerica di moto permanente sono le seguenti:

- portata al colmo costante pari a 51.79 mc/s (derivata dallo scenario di massima portata per $T_r=200$ anni, ottenuto utilizzando il metodo del SCS-CN riportato nel paragrafo 3 e nella relazione idrologica).
- altezze idrometriche utilizzate come condizioni iniziali nelle sezioni a monte in condizioni di moto uniforme indisturbato – pendenza della sistemazione 0,5% analoga alla pendenza media del terreno dell'area.
- In merito alle altezze idrometriche utilizzate come condizioni iniziali nelle sezioni a valle, si sono fatte varie ipotesi con livelli progressivamente crescenti, i valori adottati risultano: 239.4, (fondo vasca vuota), 240, 242, 244.7 (max livello in vasca).

Coefficiente di scabrezza

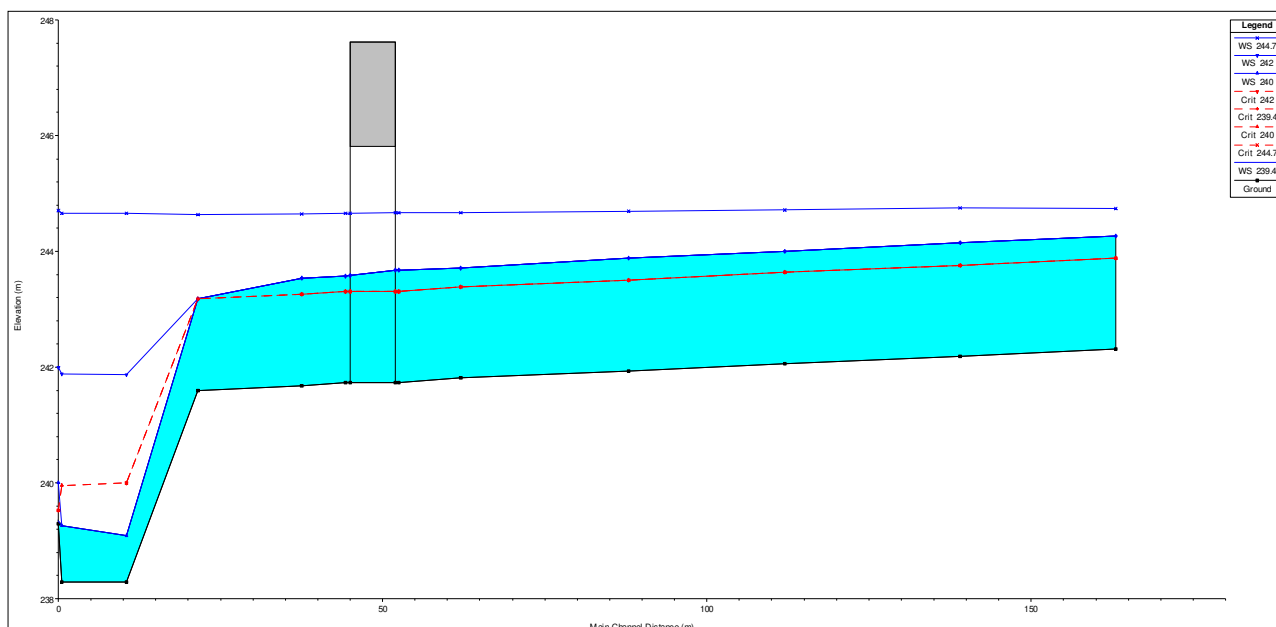
Nelle condizioni simulazione, il coefficiente di scabrezza (n di Manning) in alveo e posto pari a $0.030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ corrispondente ad un coefficiente di Strickler di $33 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ che nella già citata direttiva sui criteri di compatibilità idraulica corrisponde ad una condizione di corso d'acqua minore con fondo alveo in prevalenza di ghiaia e ciottoli vegetazione erbacea ed alveo regolare o con irregolarità modeste. Le

scelte effettuate appaiono le più rispondenti alla situazione di progetto ed in relazione alla verifica dell'attraversamento.

Condizioni fisiche di riferimento e verifiche degli attraversamenti

Sulla base di quanto riportato nei precedenti paragrafi è stato possibile definire i livelli di riferimento per la verifica dei manufatti di attraversamento. Nel seguito si riporta un profilo significativo per il T. Tenore da cui si evince che nelle condizioni di afflusso per T. Tenore in piena, il franco sulle sponde (nella sezione più svantaggiata situata immediatamente a monte del ponte di via Cadorna è di circa 0.6 m), mentre il franco sull'intradosso del ponte è superiore al metro in tutte le condizioni di deflusso o i livelli presenti nella vasca. Le condizioni di deflusso nel canale sono di corrente lenta, e subiscono un richiamo da valle prima dello scivolo nel caso di vasche vuote mentre nel caso di massimo invaso in vasca il profilo è completamente rigurgitato.

Le condizioni di simulazione indicano inoltre che il risalto idraulico dovuto al salto di fondo per l'ingresso in vasca è contenuto dal manufatto dissipatore sotto tutte le condizioni di deflusso o i livelli presenti nella vasca.



Per la definizione del franco degli attraversamenti la suddetta direttiva sulla compatibilità idraulica (par 3.2.1) richiede che il franco minimo tra quota di massima piena di progetto e la quota d'intradosso sia pari a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1,00 m.

Nel seguito si riportano le condizioni di verifica:

Torrente Tenore:

Tempo di ritorno (anni)	Quota di fondo sezione di via Cadorna	Livello idrometrico (msm)	Franco Richiesto (m)	Quota intradosso o progetto (msm)	Franco Esistente (m)	note
200	241.73	243.68	1.00	245.82	2.14	Condizioni di afflusso da Tenore e vasche non al massimo invaso
200	241.73	244.70	1.00	245.82	1.12	Vasca al massimo invaso

Viadotto su Vasca di spagliamento, configurazione della strada corrispondente a quella del

progetto definitivo

Torrente Tenore Tempo ritorno (anni)	Livello idrometrico di (msm)	Franco Richiesto (m)	Minima quota intradosso in progetto (msm)	Franco Esistente (m)	note
200	244.24	1.00	246.48	2.24	vasche al massimo invaso

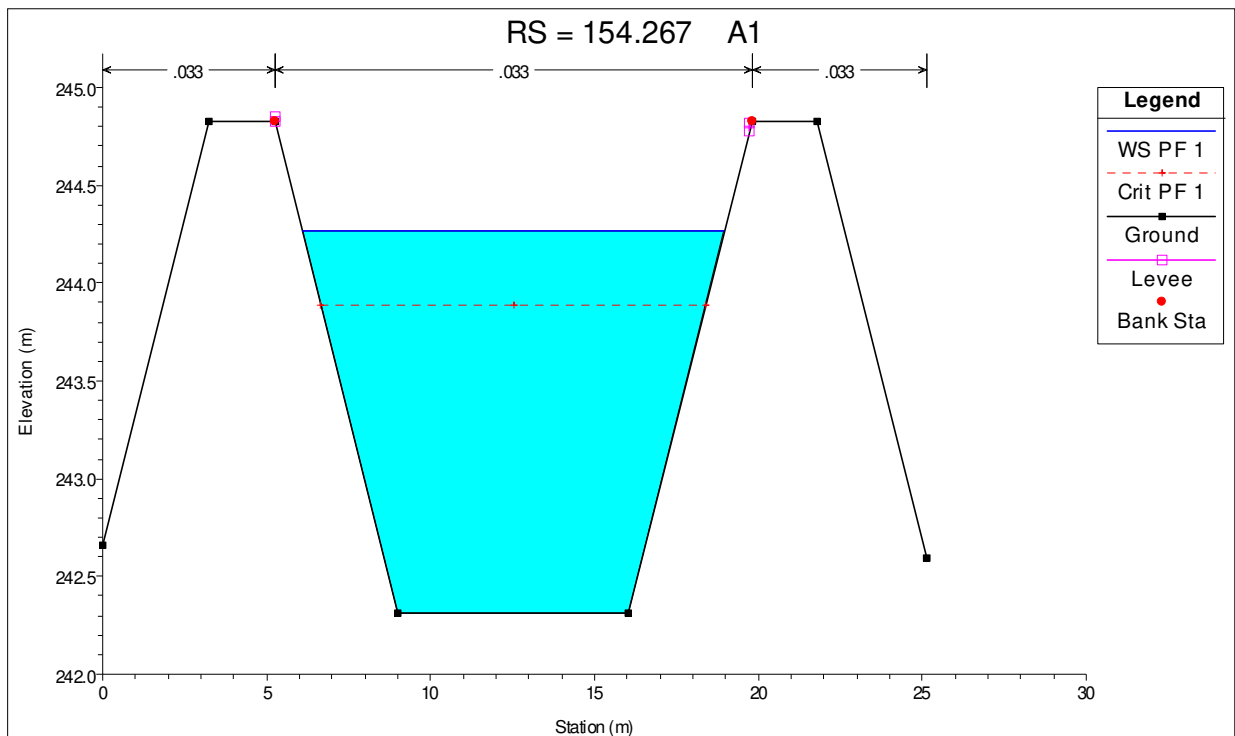
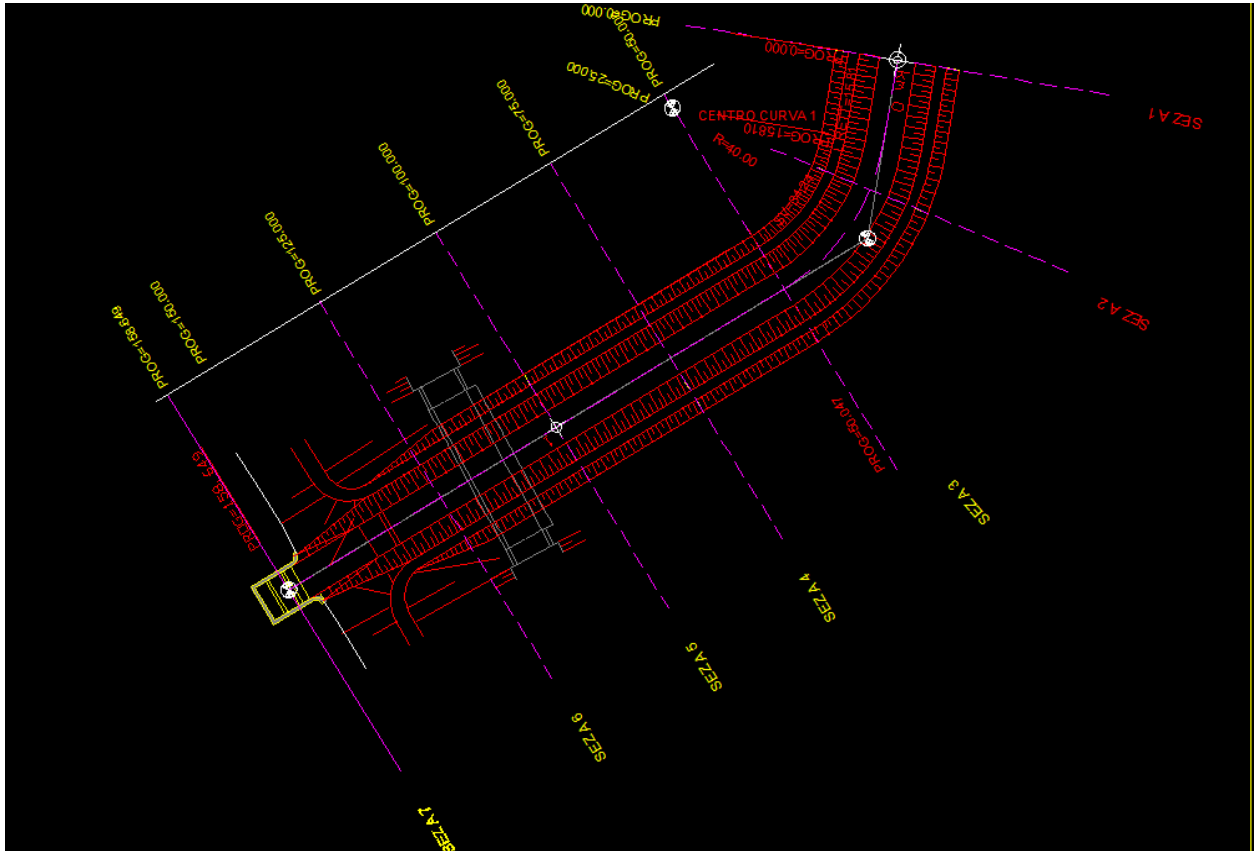
Viadotto su Vasca di spagliamento, configurazione della strada corrispondente a quella della prima soluzione progettuale

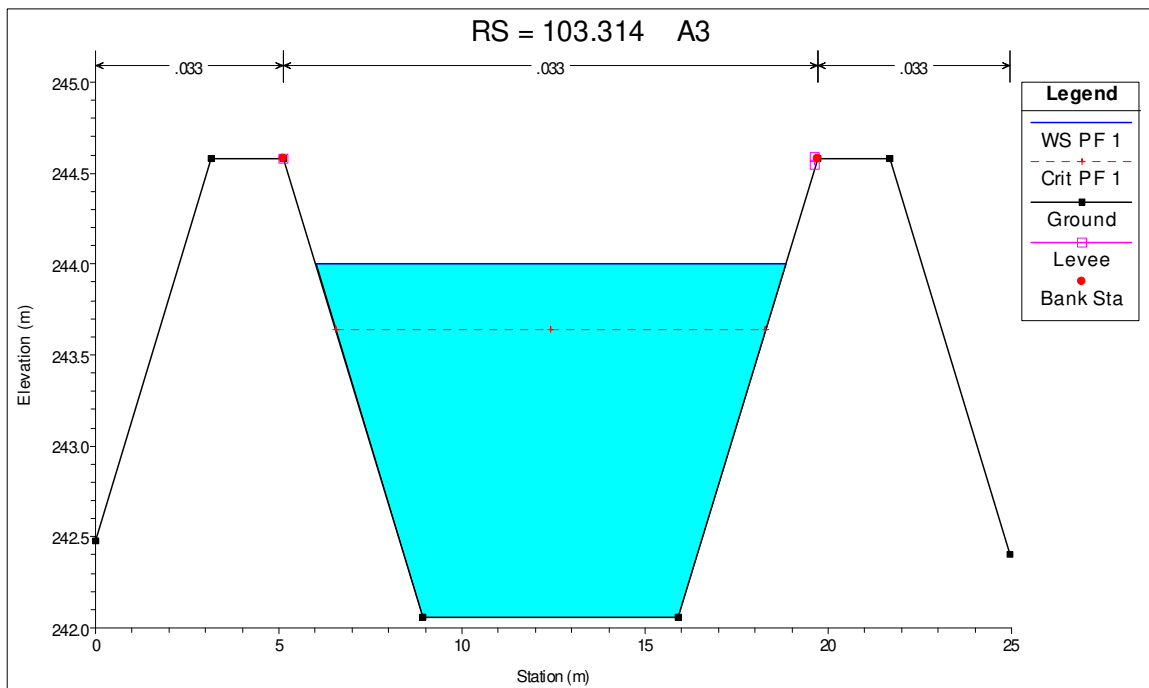
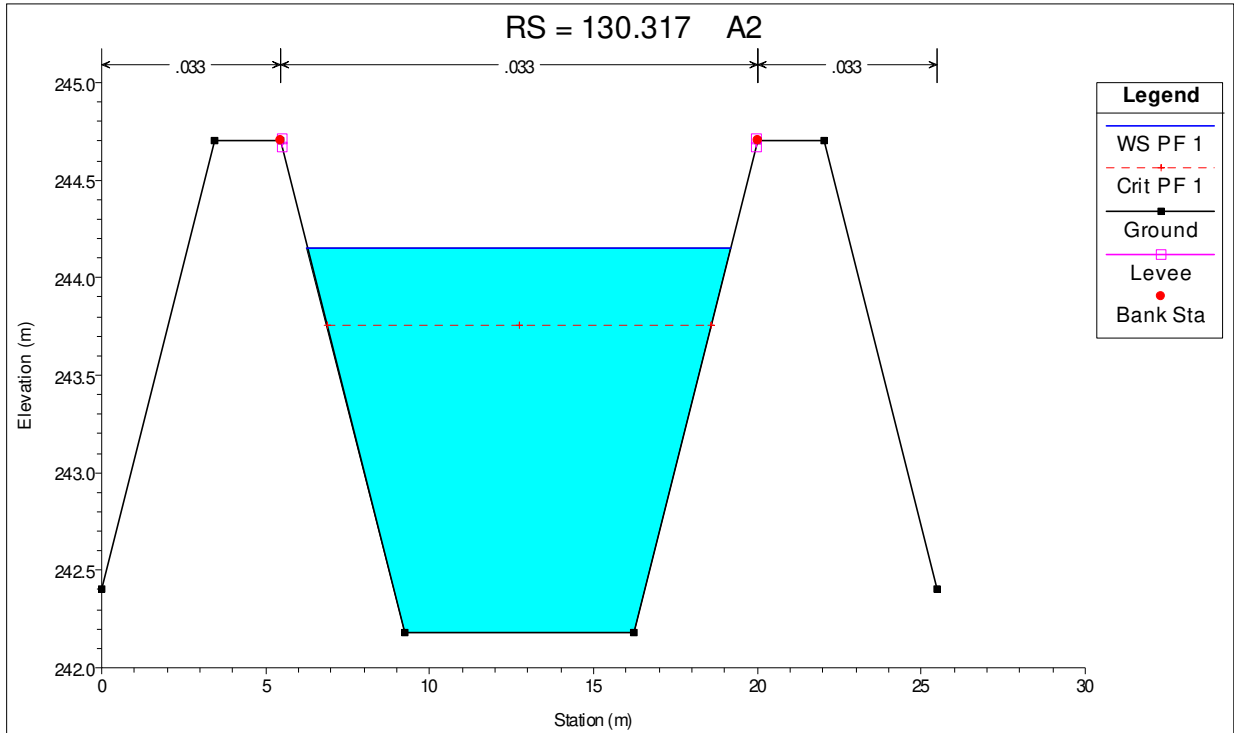
Torrente Tenore Tempo ritorno (anni)	Livello idrometrico di (msm)	Franco Richiesto (m)	Minima quota intradosso in progetto (msm)	Franco Esistente (m)	note
200	243.90	1.00	246.48	2.58	vasche al massimo invaso

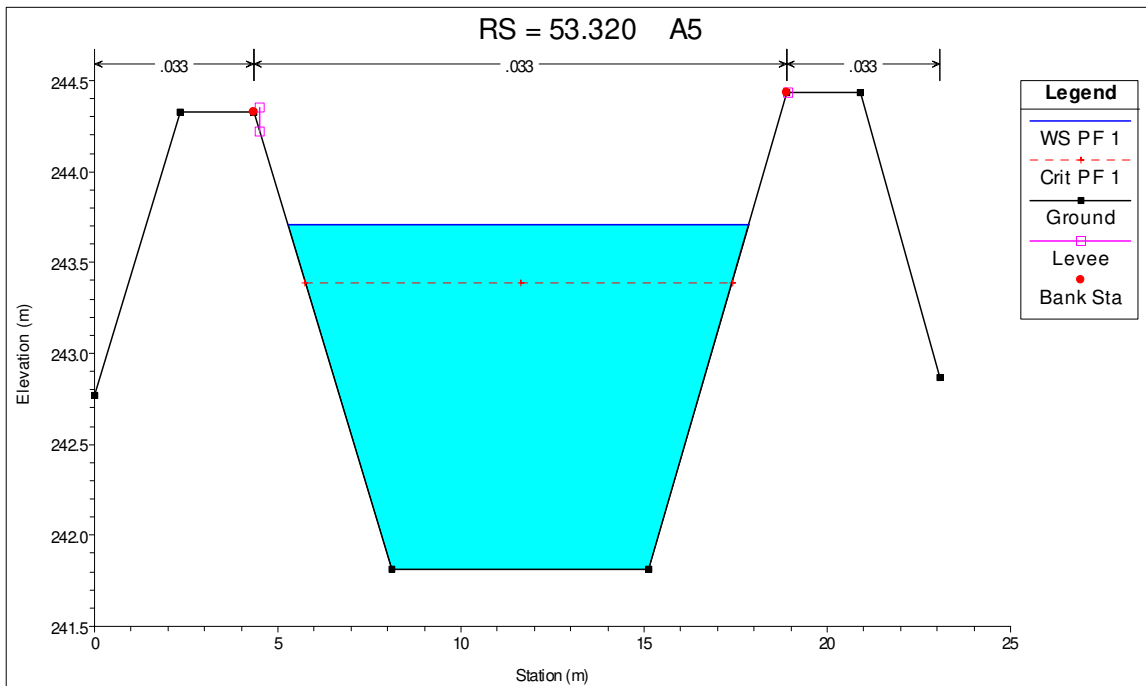
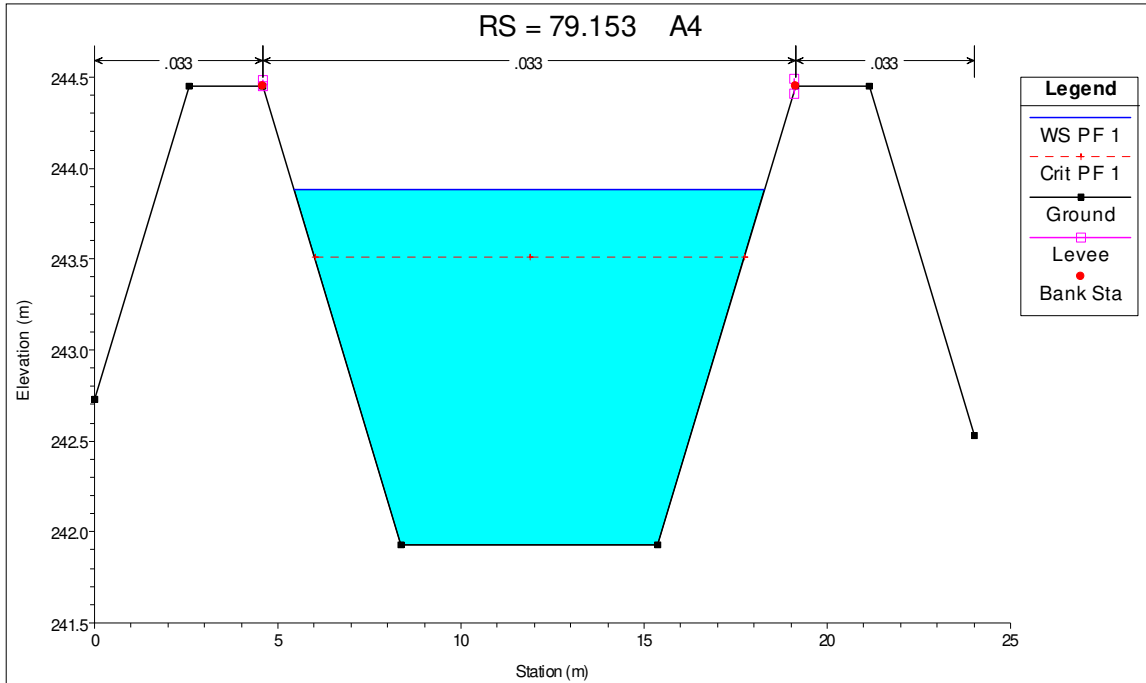
Viadotto su Vasca di spagliamento, configurazione della strada corrispondente a quella della seconda soluzione progettuale

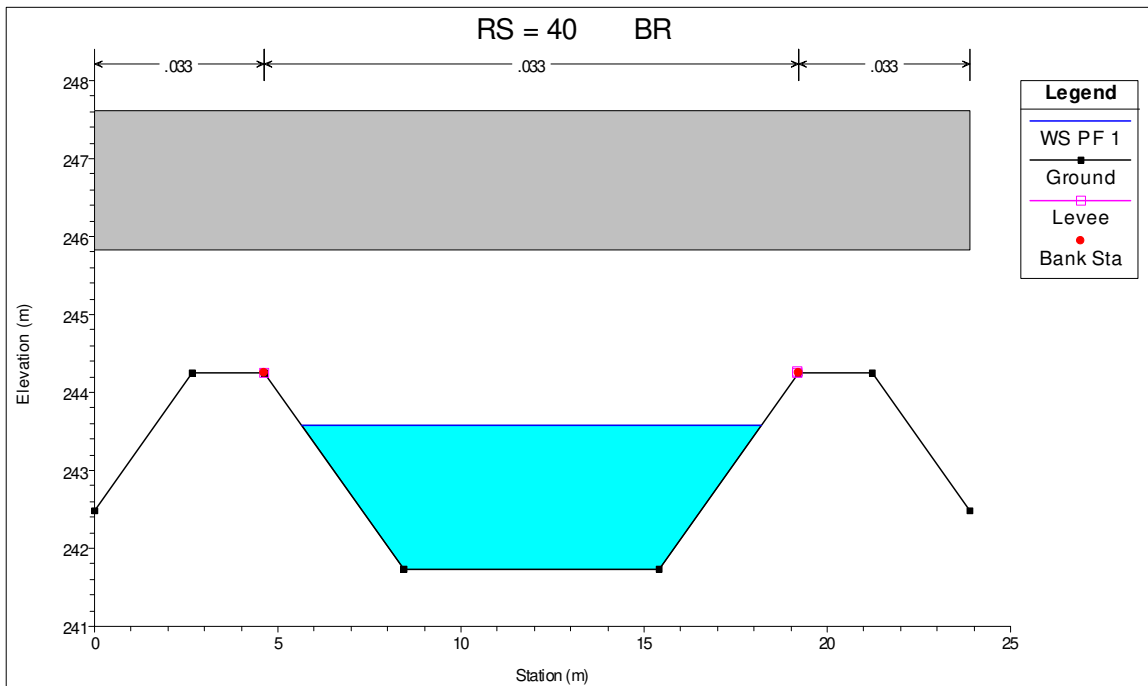
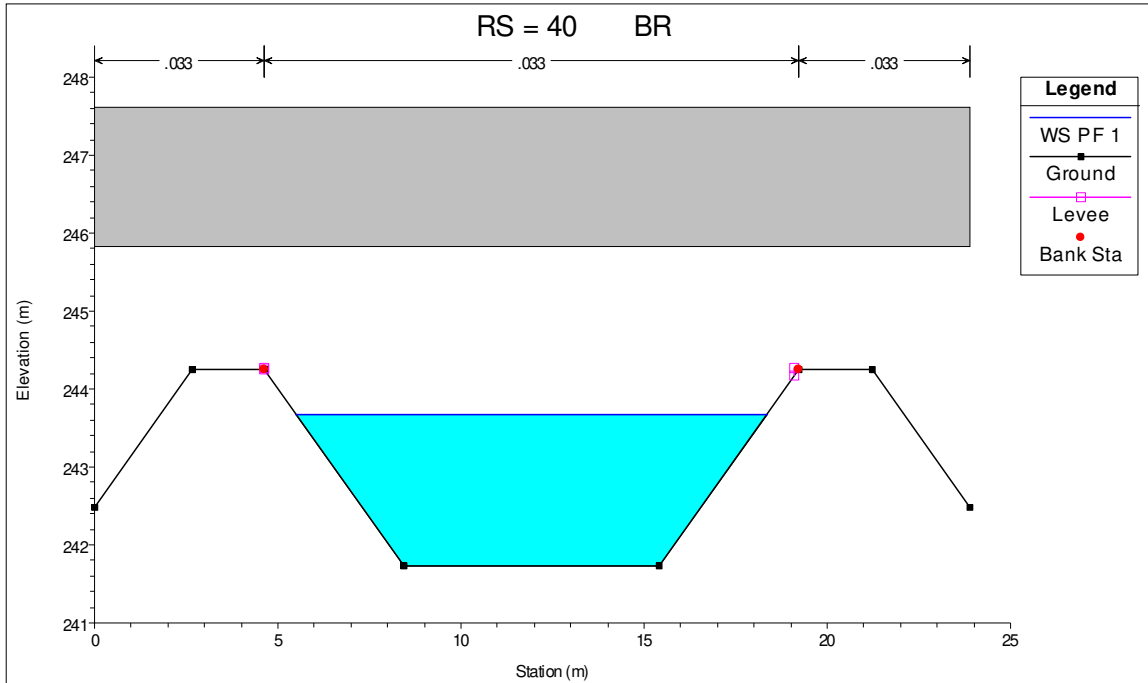
Torrente Tenore Tempo ritorno (anni)	Livello idrometrico di (msm)	Franco Richiesto (m)	Minima quota intradosso in progetto (msm)	Franco Esistente (m)	note
200	243.90	1.00	246.48	2.58	vasche al massimo invaso

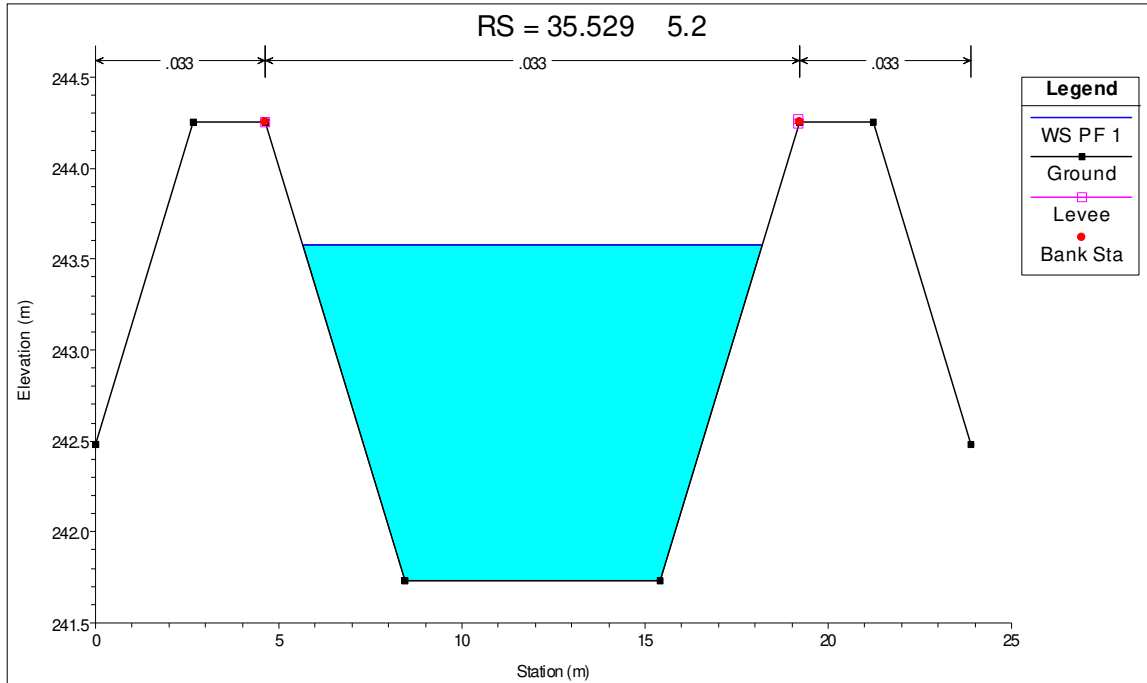
Nel seguito si riportano le sezioni idrauliche estratte dal codice di calcolo Hec-Ras, con l'indicazione dei livelli idrici calcolati considerando la condizione al contorno di valle caratterizzata da vasca vuota; le sezioni fanno riferimento allo schema planimetrico riportato in allegato T.3, di cui si riporta uno stralcio qui di seguito:











Si riportano inoltre i tabulati idraulici della simulazione effettuata

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
ten	154.267	PF 1	51.79	242.31	244.27	243.89	244.63	0.005018	2.66	19.44	12.87	0.69
ten	130.317	PF 1	51.79	242.18	244.15	243.76	244.51	0.004859	2.63	19.66	12.92	0.68
ten	103.314	PF 1	51.79	242.06	244.00	243.64	244.37	0.005155	2.69	19.25	12.83	0.70
ten	79.153	PF 1	51.79	241.93	243.88	243.51	244.25	0.005061	2.67	19.38	12.86	0.69
ten	53.320	PF 1	51.79	241.81	243.71	243.39	244.11	0.005627	2.78	18.62	12.59	0.73
ten	43.702	PF 1	51.79	241.73	243.68	243.31	244.04	0.005078	2.68	19.35	12.85	0.70
ten	40	Bridge										
ten	35.529	PF 1	51.79	241.73	243.57	243.31	244.00	0.006227	2.88	18.00	12.53	0.77
ten	28.742	PF 1	51.79	241.68	243.54	243.26	243.95	0.006048	2.85	18.19	12.58	0.76
ten	14	PF 1	51.79	241.60	243.18	243.18	243.80	0.010942	3.51	14.79	12.11	1.00
ten	3.506	PF 1	51.79	238.29	239.08	239.99	243.17	0.121313	9.06	5.94	7.95	3.24
ten	1	PF 1	51.79	238.29	239.26	239.95	241.77	0.072776	7.02	7.38	8.17	2.36
ten	0.5	PF 1	51.79	239.29	239.35	239.53	241.59	2.258015	6.63	7.81	140.56	8.98

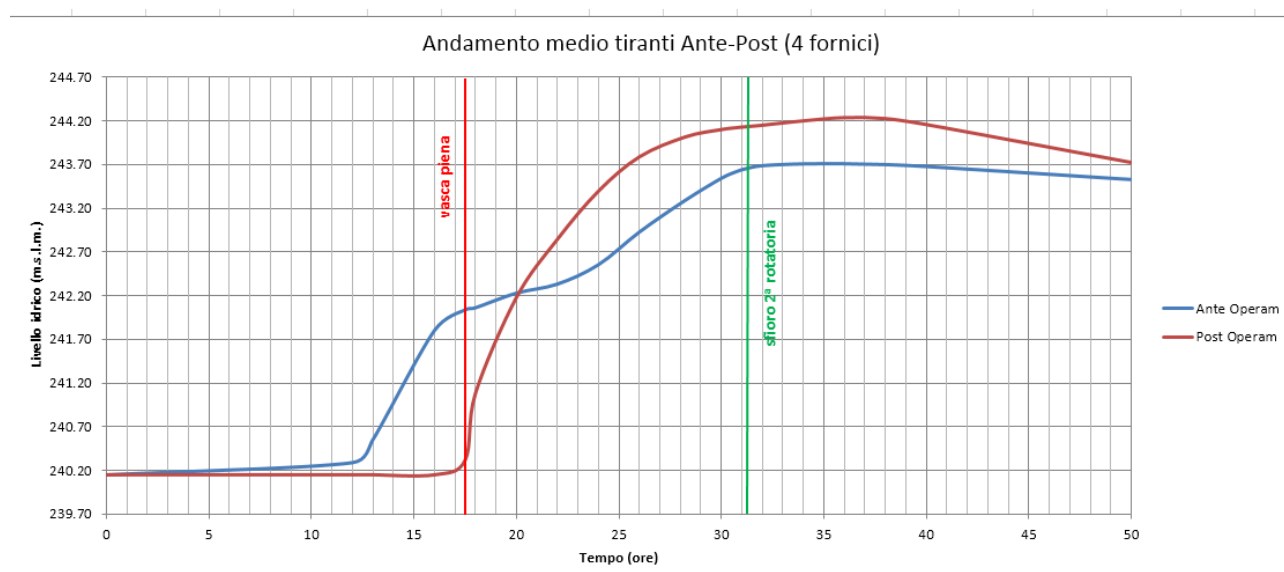
8 DINAMICA DI PIENA ALL'INTERNO DELLA VASCA DI SPAGLIAMENTO

Gli idrogrammi calcolati nel paragrafo 3 e l'assetto geometrico delle vasche di spagliamento dei T Rile e Tenore analizzato nel paragrafo 4 consentono nel presente capitolo di valutare il comportamento della vasca di spagliamento sia nelle condizioni attuali sia in quelle di progetto. Le curve relative all'andamento dei livelli idrici ante e post operam in funzione del tempo, già riportate nel paragrafo 6, possono essere considerate come curve di riempimento in merito al rilevato arginale ed in merito ai rilevati del viadotto in progetto, essendo (come si evince dalle simulazioni idrauliche) i livelli idrici uniformemente distribuiti tra l'argine ed il rilevato in progetto. Si riportano di seguito le curve di riempimento, con riferimento sia alla condizione attuale che di progetto, calcolate, considerando scenario con $Tr=200$ anni, sia in corrispondenza dell'argine che dello svincolo di Siarè nei seguenti casi precedentemente analizzati:

- applicazione del metodo di Horton, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali proposta nel progetto definitivo;
- applicazione del metodo di Horton, considerando la configurazione geometrica corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto unico;
- applicazione del metodo del Horton, considerando la configurazione geometrica corrispondente alla seconda soluzione alternativa con la presenza del viadotto aggiuntivo;
- applicazione del metodo di scs-cn, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali proposta nel progetto definitivo;
- applicazione del metodo di scs-cn, considerando la configurazione geometrica corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto unico;
- applicazione del metodo di scs-cn, considerando la configurazione geometrica corrispondente alla seconda soluzione alternativa con la presenza del viadotto aggiuntivo.

8.1 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO $TR=200$ ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI STRADALI PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO

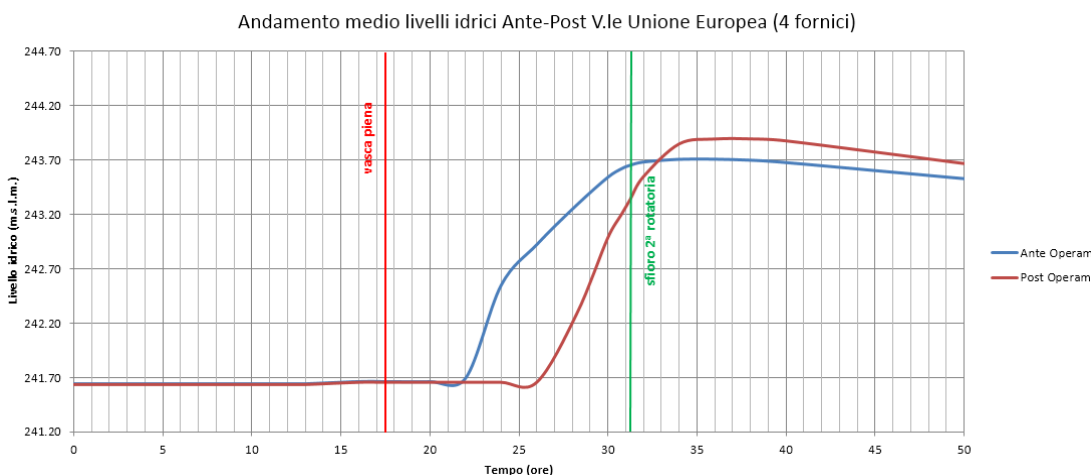
Si riporta di seguito la curva di riempimento **in corrispondenza del rilevato arginale**, per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo di Horton, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali proposta nel progetto definitivo.



In particolare si evidenzia che il tirante idrico a monte dell'argine inizia a generarsi dopo 12,5 ore dall'origine dell'evento nella condizione ante-operam e dopo circa 18 ore nella condizione post-operam. La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione per il post-operam e dopo 15 ore per l'ante-operam) è definita da un gradiente di 0.66 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.43 m/ora in salita per il pre-intervento; il gradiente

ascendente si conserva sino al raggiungimento della quota 243.7 m.s.l.m. per il pre intervento e 244.2 m.s.l.m. per il post-intervento.

Al fine di valutare le dinamiche di riempimento sui rilevati stradali in corrispondenza **dello svincolo di Sciarè**, si riportano nel seguito le curve relative all'andamento dei livelli idrici ante e post operam in funzione del tempo, in corrispondenza di viale dell'Unione Europea per lo scenario $Tr=200$ anni con applicazione del metodo hortoniano.

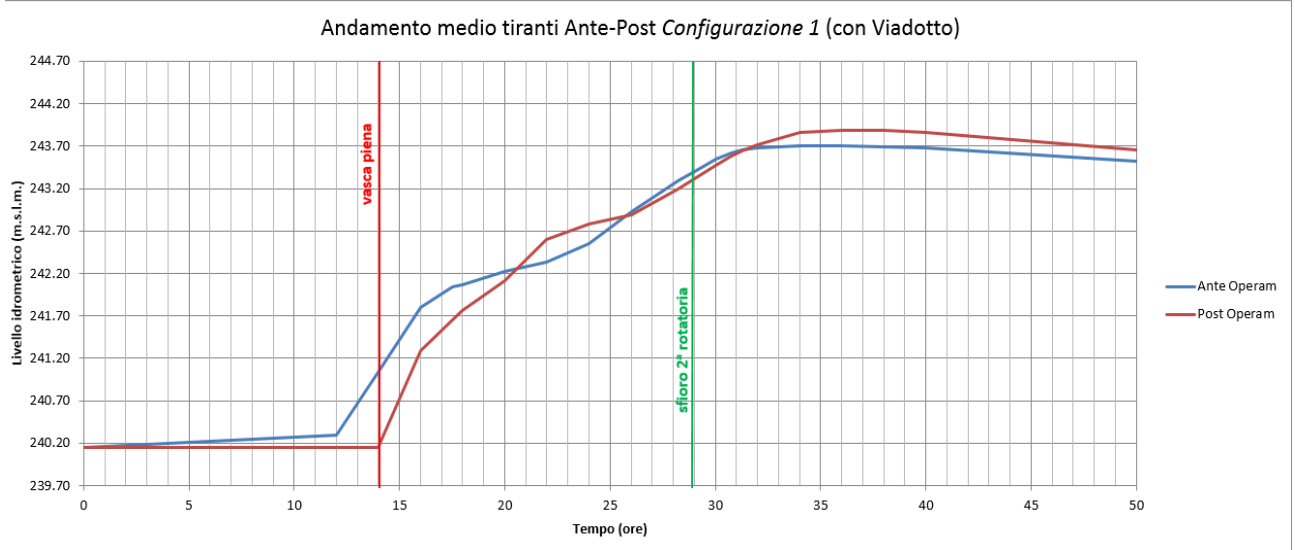


Anche in questo caso si nota un leggero ritardo dell'andamento dei livelli idrici nella condizione post intervento. In particolare si evidenzia che la dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 10 ore sia per la condizione pre che post-intervento.

La celerità di riempimento (che assume valori significativi dopo circa 22 ore dall'inizio della simulazione per l'ante-operam e 26 ore per il post-operam) è caratterizzata da valori del gradiente massimo di 0.3 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.45 m/ora in salita per il pre-intervento; il gradiente si mantiene grosso modo costante sino al raggiungimento della quota 243.7 m.s.l.m. per il pre intervento e 243.9 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente cambia segno non appena l'intera area comincia ad essere interessata da esondazione.

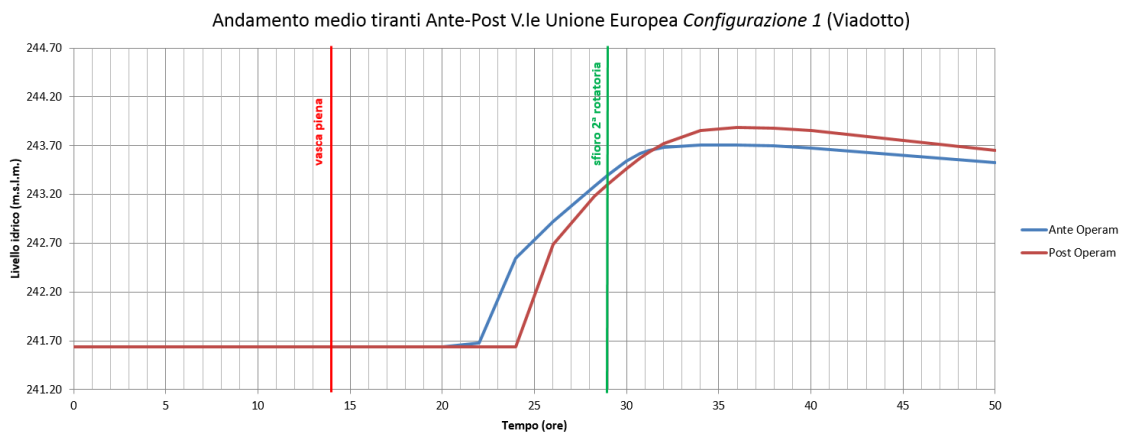
8.2 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO $TR=200$ ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA CORRISPONDENTE ALLA PRIMA SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO UNICO

Si riporta di seguito **la curva di riempimento in corrispondenza del rilevato arginale**, per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo di Horton, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto.



In particolare si evidenzia che la formazione di un tirante significativo a monte dell'argine in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 14 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 12 ore per la condizione pre-intervento. I gradienti di riempimento assumono il valore di 0.5 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.38 m/ora in salita per il pre-intervento. I gradienti si mantengono elevati sino al raggiungimento della quota 241.8 m.s.l.m. per il pre intervento e 241.29 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente non appena l'intera area (e non solo le vasche) comincia ad essere interessata da esondazione.

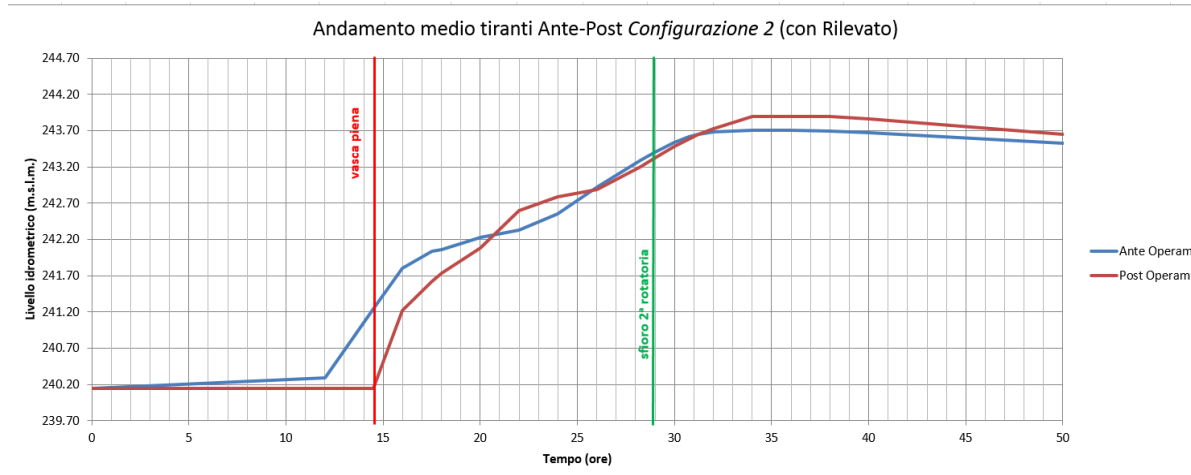
Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza dello svincolo di Siarè** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo di Horton, considerando configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto.



La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 25 ore dall'inizio della simulazione per il post-operam e dopo 23 ore per l'ante-operam) è caratterizzata da un gradiente massimo di 0.5 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.42 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 242.60 m.s.l.m. per il pre intervento e 242.70 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente fino al raggiungimento dello sfioro dalla seconda rotatoria.

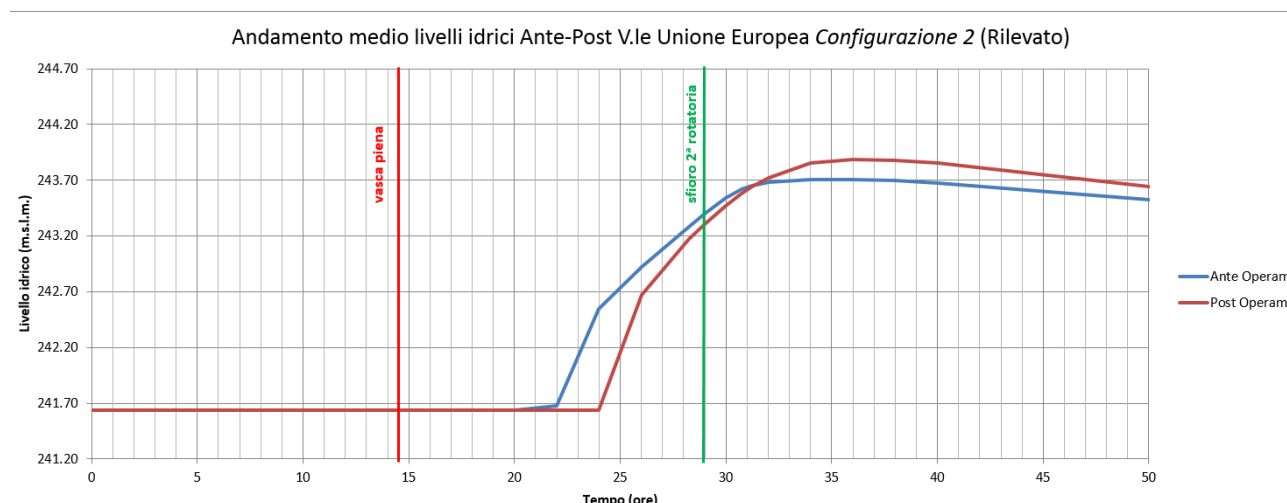
8.3 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO HORTONIANO CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA SECONDA SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO

Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza del rilevato arginale** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo di Horton, considerando configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla seconda soluzione alternativa.



La dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 14 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 17 ore per la condizione pre-intervento. La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 12 ore dall'inizio della simulazione nella configurazione ante operam e dopo circa 15 per il post-operam) è caratterizzata da un gradiente massimo di 0.7 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.38 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 241.8 m.s.l.m. per il pre intervento e 241.20 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente non appena l'intera area (e non solo le vasche) comincia ad essere interessata da esondazione.

Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza dello svincolo di Siarè** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo di Horton, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla seconda soluzione alternativa.

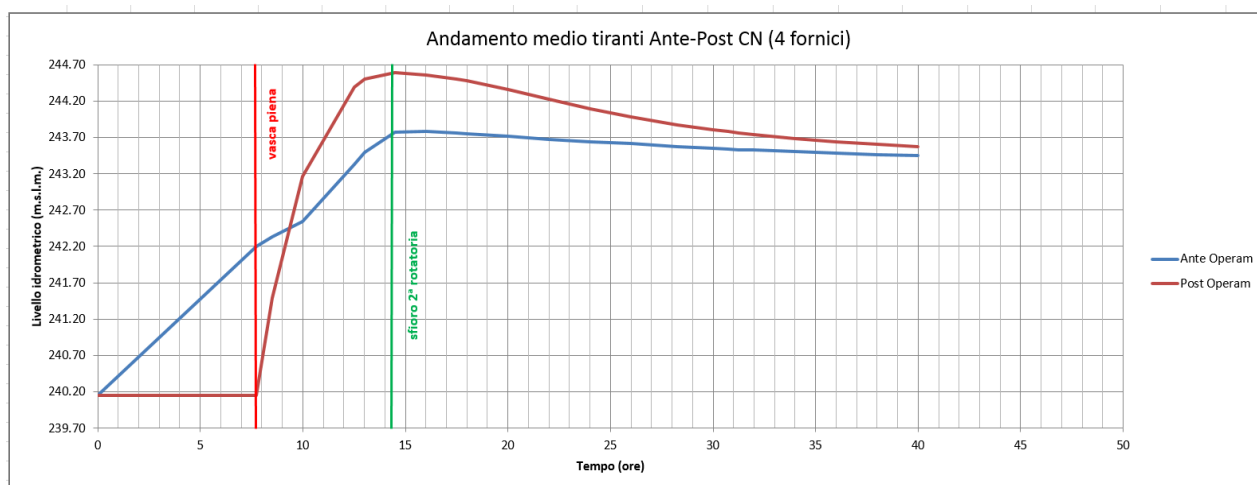


In particolare si evidenzia che la dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 5 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 7 ore per la condizione pre-intervento. La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 25 ore dall'inizio della

simulazione per il post-operam e dopo 23 ore per l'ante-operam) è caratterizzata da valori del gradiente massimo di 0.5 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.42 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 242.60 m.s.l.m. per il pre intervento e 242.70 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente fino al raggiungimento dello sfioro dalla seconda rotatoria.

8.4 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO SCS-CN CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI STRADALI PROPOSTA NEL PROGETTO DEFINITIVO

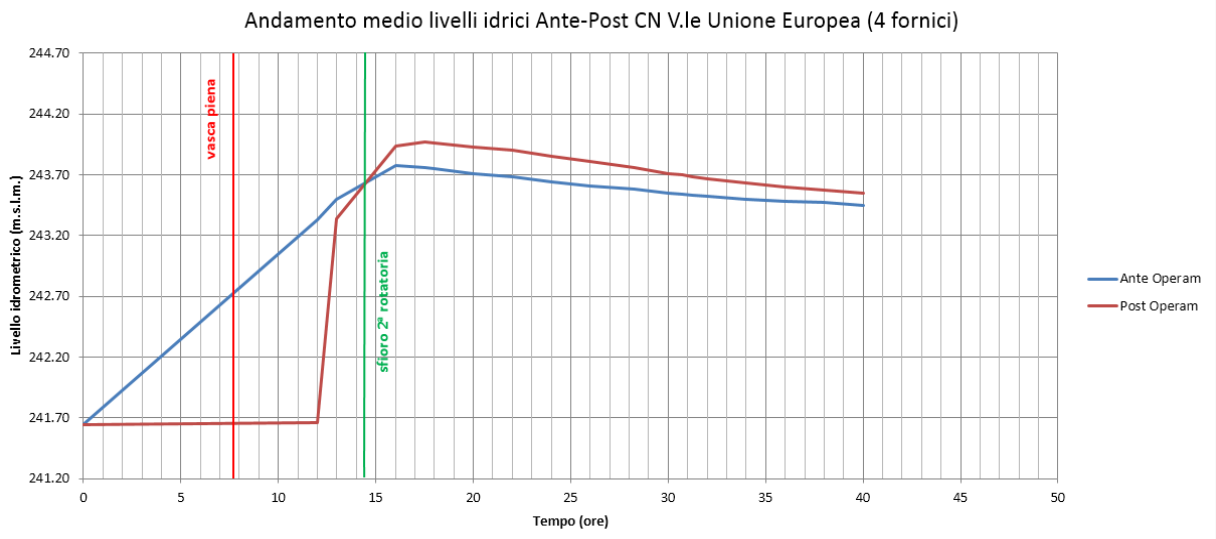
Si riporta di seguito la curva di riempimento **in corrispondenza del rilevato arginale**, per lo scenario con Tr=200 anni, con applicazione del metodo del scs-cn, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali proposta nel progetto definitivo.



In particolare si evidenzia che la dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 6 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 14 ore per la condizione pre-intervento.

La celerità massima di riempimento (che si verifica nella fase iniziale della simulazione per il pre-intervento e dopo circa 8 ore per il post-intervento) è caratterizzata da un gradiente massimo di 1.70 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.26 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 242.2 m.s.l.m. per il pre intervento e 243.2 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente non appena l'intera area comincia ad essere interessata da esondazione; da questo momento in poi si attiva lo sfioro dalla seconda rotatoria e il livello idrico si riduce gradualmente fino a convergere nelle due situazioni ante e post-operam.

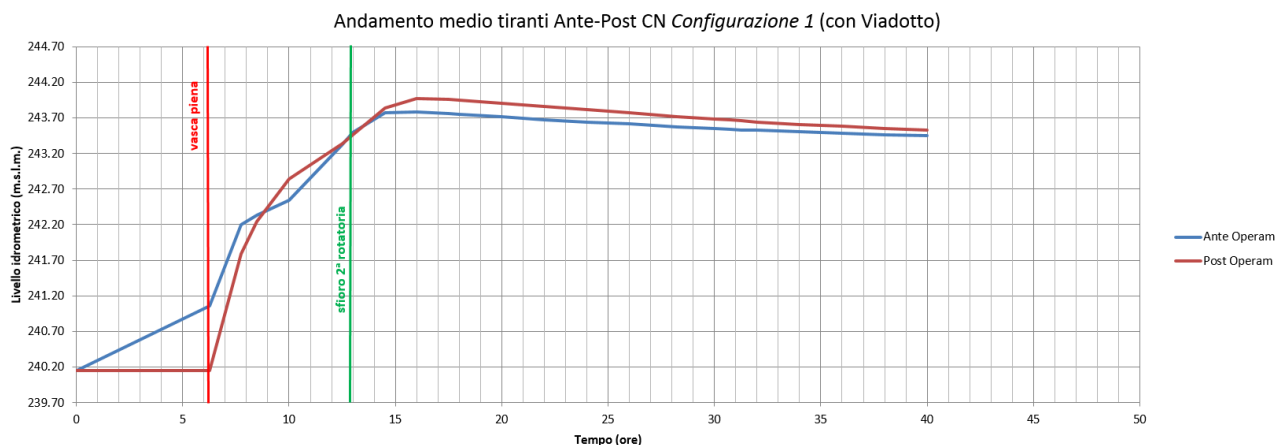
Al fine di valutare le **dinamiche di riempimento** sui rilevati dell'intervento in corrispondenza dei rilevati di progetto presenti in corrispondenza **dello svincolo di Sciarè**, si riportano nel seguito le curve relative all'andamento dei livelli idrici ante e post operam in funzione del tempo, in corrispondenza di viale dell'Unione Europea per lo scenario Tr=200 anni con applicazione del metodo del scs-cn.



La celerità massima di riempimento (che si verifica nella fase iniziale della simulazione per l'ante operam e dopo 12 ore per il post operam) esprime un gradiente massimo di 1.7 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.15 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 243.45 m.s.l.m. per il pre intervento e 243.30 m.s.l.m. per il post-intervento; da questo momento in poi si attiva lo sfioro dalla seconda rotatoria e il livello drico si riduce gradualmente fino a convergere nelle due situazioni ante e post-operam.

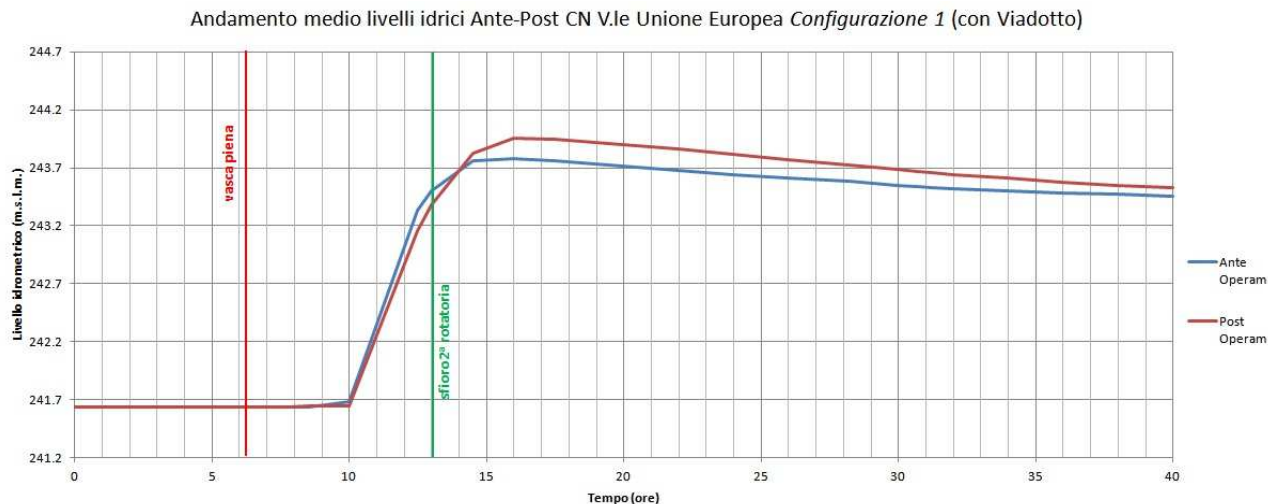
8.5 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO TR=200 ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO SCS-CN CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA CORRISPONDENTE ALLA PRIMA SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO UNICO

Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza del rilevato arginale** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo del scs-cn, considerando configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto.



In particolare si evidenzia che la dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 7 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 13 ore per la condizione pre-intervento. La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 8 ore dall'inizio della simulazione sia per il pre che per il post-operam) espone un gradiente massimo di 0.85 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.5 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 242.20 m.s.l.m. per il pre intervento e 241.80 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente fino al raggiungimento della quota di sfioro dalla rotatoria.

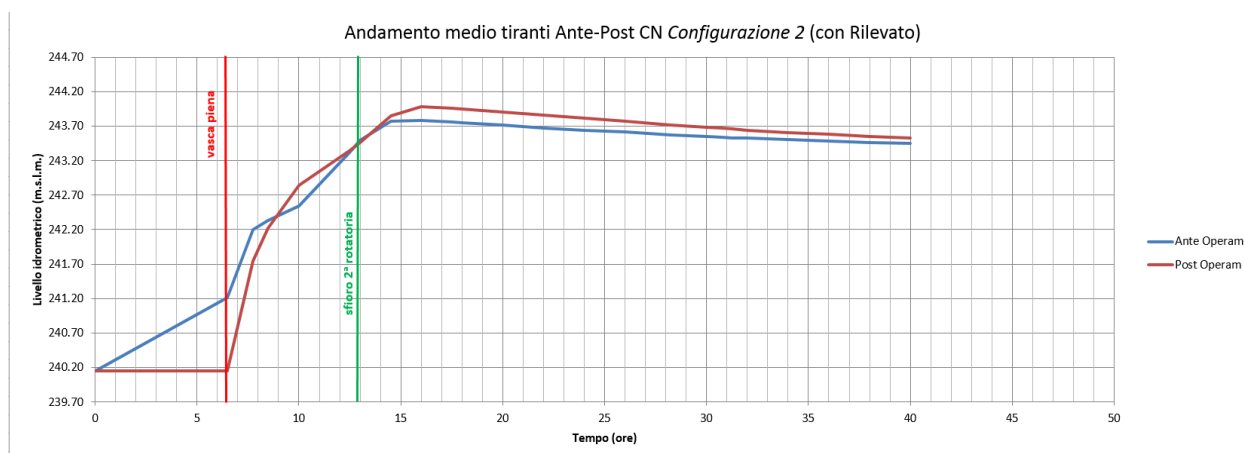
Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza dello svincolo di Siarè** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo del scs-cn, considerando la configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla prima soluzione alternativa con la presenza del viadotto.



In particolare si evidenzia che la celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 11 ore dall'inizio della simulazione per il pre e per il post-intervento) è caratterizzata da un gradiente massimo di 0.7 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.8 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 243.33 m.s.l.m. per il pre intervento e 243.38 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente non appena l'intera area comincia ad essere interessata da esondazione.

8.6 DINAMICA DI RIEMPIMENTO PER LO SCENARIO $TR=200$ ANNI CON APPLICAZIONE DEL METODO SCS-CN CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA SECONDA SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO

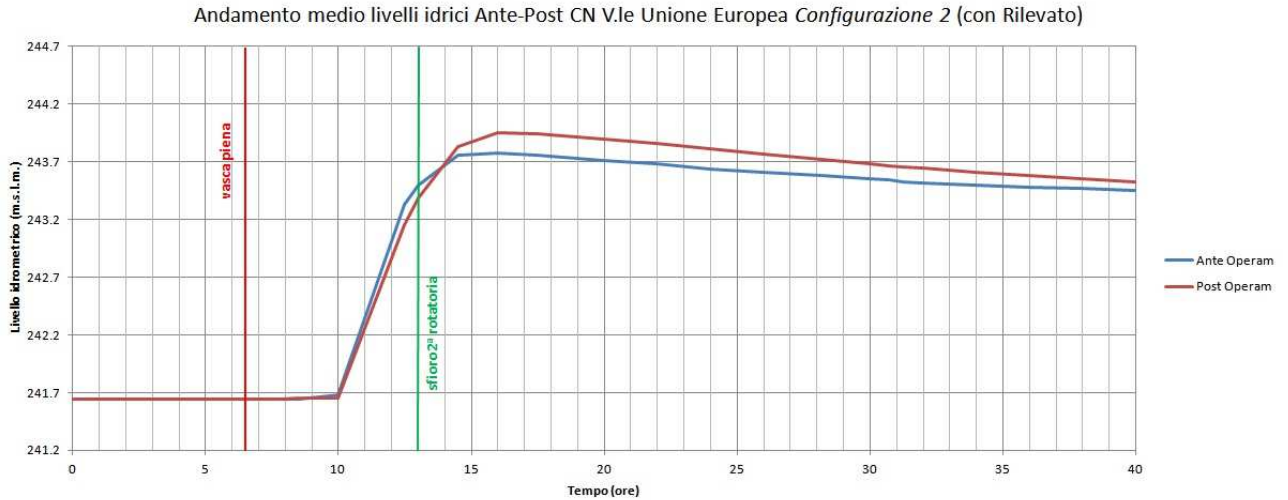
Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza del rilevato arginale** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo del scs-cn, considerando configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla seconda soluzione alternativa.



La dinamica di riempimento dell'invaso in condizioni di piena si verifica nell'arco di circa 7 ore per la condizione post-intervento e nell'arco di 13 ore per la condizione pre-intervento. La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 8 ore dall'inizio della simulazione sia per il pre che per il post-operam) è pari 0.85 m/ora in salita per il post intervento e a circa 0.5 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 242.20 m.s.l.m. per

il pre intervento e 241.80 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente fino al raggiungimento della quota di sfioro dalla rotatoria.

Si riporta di seguito la **curva di riempimento calcolata in corrispondenza dello svincolo di Siarè** per lo scenario con $Tr=200$ anni, con applicazione del metodo del scs-cn, considerando configurazione geometrica dei rilevati stradali corrispondente alla seconda soluzione alternativa.



La celerità massima di riempimento (che si verifica dopo circa 11 ore dall'inizio della simulazione per il pre e per il post-intervento) assume il valore di 0.7 m/ora in salita per il post intervento e di circa 0.8 m/ora in salita per il pre-intervento; tale gradiente massimo si verifica sino al raggiungimento della quota 243.33 m.s.l.m. per il pre intervento e 243.38 m.s.l.m. per il post-intervento; al di sopra di detta quota il gradiente si riduce gradualmente non appena l'intera area comincia ad essere interessata da esondazione.

9 DINAMICA DI SVUOTAMENTO

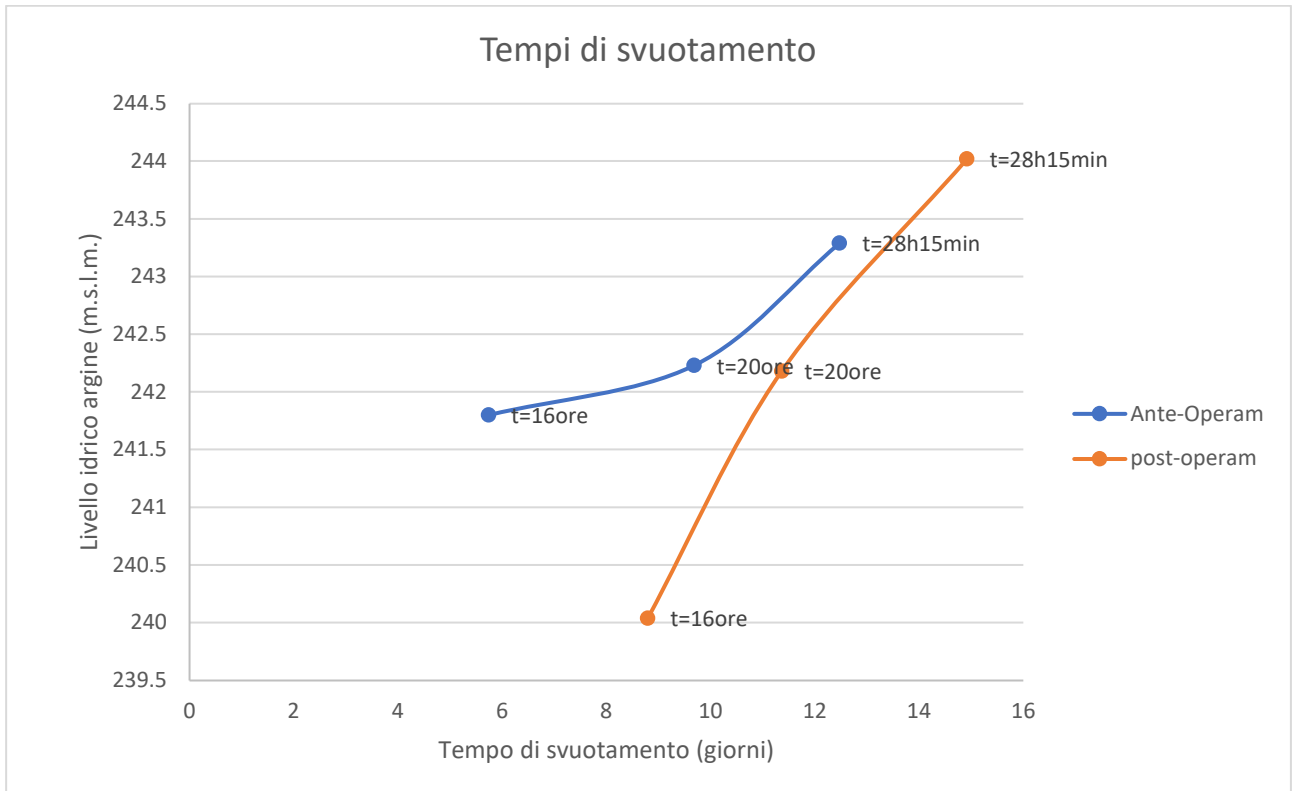
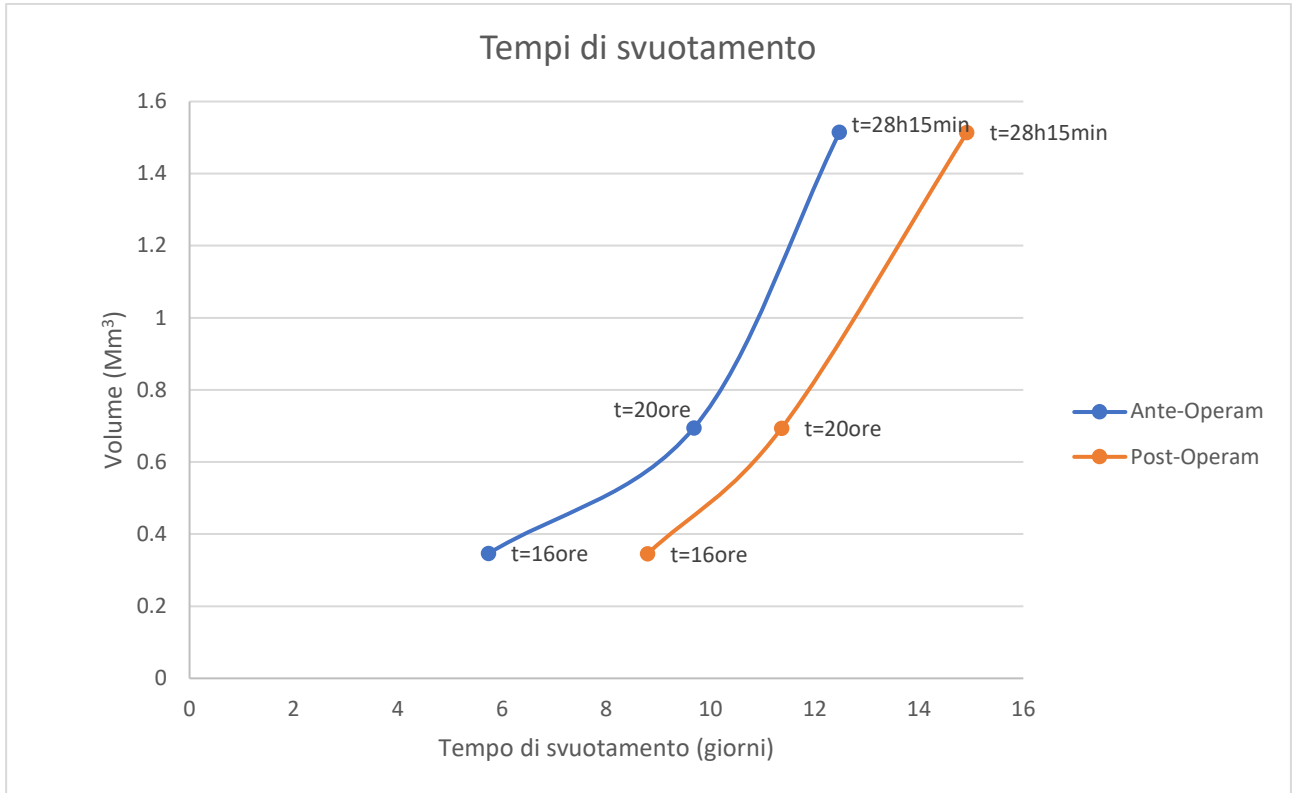
Applicando la legge di Darcy con parametro di conducibilità idraulica pari a $1.86 \cdot 10^{-6}$ m/s (estratto dal progetto definitivo) ed assumendo un gradiente costante pari ad 1 (filtrazione verticale), si può agevolmente verificare che lo svuotamento avviene molto lentamente (appunto con velocità $1.86 \cdot 10^{-6}$ m/s) e che il tempo di evacuazione prevedibile per un evento con tempo di ritorno duecentennale (calcolato con il metodo Hortoniano) è da ritenersi nell'ordine dei 10-15 gg.

Conseguentemente si ritiene che la velocità di drenaggio dei rilevati sia sufficiente ad evitare un appesantimento eccessivo dei rilevati stessi a svuotamento avvenuto. Si riporta di seguito il confronto tra i tempi di svuotamento nelle configurazioni ante e post operam, relativamente all'applicazione del metodo hortoniano ed a due scenari differenti:

- Confronto ante/post-operam, considerando la configurazione geometrica dei rilevati corrispondente alla soluzione del progetto definitivo;
- Confronto ante/post-operam, considerando la configurazione geometrica dei rilevati corrispondente alla seconda soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo.

9.1 CONFRONTO ANTE/POST-OPERAM, CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA SOLUZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO

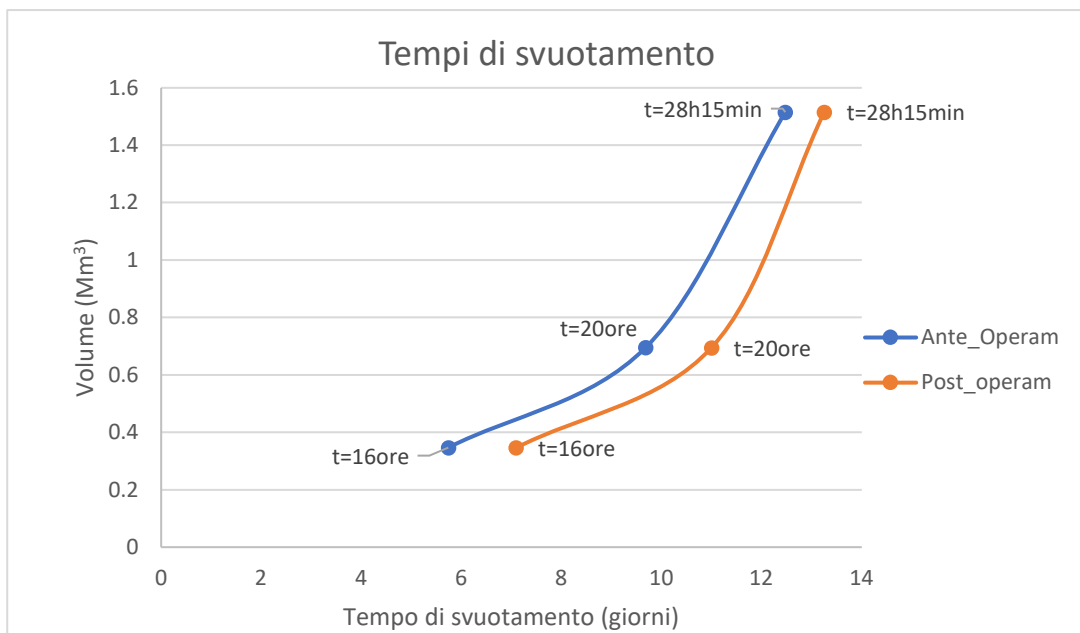
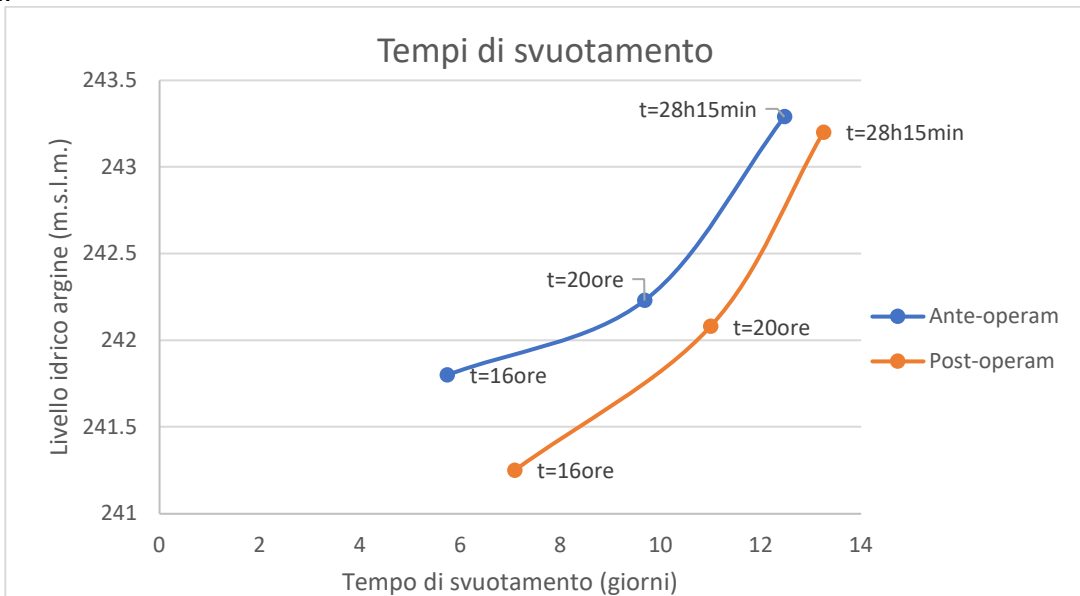
Nella figure che seguono si riportano, per la condizione ante-operam e post-operam (considerando la configurazione geometrica del progetto definitivo), i tempi di svuotamento calcolati in corrispondenza di tre istanti temporali dall'inizio della simulazione: 16 ore, 20 ore e 28h15min (corrispondente all'inizio dello sfioro dalla rotatoria per l'ante-operam) ed utilizzando, per l'applicazione della legge di Darcy, i volumi e le superfici ricavati dalle mappe di allagamento già riportate nel paragrafo 6 e corrispondenti al modello Hortoniano. Nella prima immagine si riporta il confronto tempi di svuotamento/Volumi e nella seconda il confronto tempi di svuotamento/livelli idrici a monte dell'argine. Si evidenzia nel post-operam un ritardo dal punto di vista dei tempi di svuotamento, per i differenti istanti considerati; in particolare il volume accumulato (pari a circa 1.55Mm³) all'istante $t=28h15min$ (istante di sfioro dalla rotatoria) impiega circa 15 giorni per svuotarsi nel post-operam e circa 12 giorni nella simulazione ante-operam. Il volume accumulato all'istante $t=16$ ore (istante iniziale in cui non è ancora piena la vasca di compensazione) impiega circa 9 giorni per svuotarsi nel post-operam e circa 6 giorni nella simulazione ante-operam.



Sotto tali condizioni in linea di principio i rilevati si possono ritenere stabili. Considerati i tempi di svuotamento indicati, occorre considerare che la stabilità è tanto maggiore quanto più efficiente risulti il drenaggio in fase di svuotamento pertanto la realizzazione dei rilevati in corrispondenza delle vasche di spagliamento andrà curata in modo particolare al fine di evitare, all'interno degli stessi, la presenza di materiale fine quale limo o argilla che possano ostacolare il naturale drenaggio.

9.2 CONFRONTO ANTE/POST-OPERAM, CONSIDERANDO LA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DEI RILEVATI CORRISPONDENTE ALLA SECONDA SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO

Nella figure che seguono si riportano, per la condizione ante-operam e post-operam (considerando la configurazione geometrica relativa alla seconda soluzione alternativa), i tempi di svuotamento calcolati in corrispondenza di tre istanti temporali dall'inizio della simulazione: 16 ore, 20 ore e 28h15min (corrispondente all'inizio dello sfioro dalla rotatoria per l'ante-operam) ed utilizzando, per l'applicazione della legge di Darcy, i volumi e le superfici ricavati dalle mappe di allagamento già riportate nel paragrafo 6 e corrispondenti al modello Hortoniano. Nella prima immagine si riporta il confronto tempi di svuotamento/Volumi e nella seconda il confronto tempi di svuotamento/livelli idrici a monte dell'argine. Si evidenzia nel post-operam un ritardo dal punto di vista dei tempi di svuotamento, per i differenti istanti considerati; in particolare il volume accumulato (pari a circa 1.55Mm³) all'istante t=28h15min (istante di sfioro dalla rotatoria) impiega circa 13 giorni per svuotarsi nel post-operam e circa 12 giorni nella simulazione ante-operam. Il volume accumulato all'istante t=16 ore impiega circa 7 giorni per svuotarsi nel post-operam e circa 6 giorni nella simulazione ante-operam.



Valgono le medesime considerazioni espresse nel paragrafo precedente.

10 CONCLUSIONI

Nella presente relazione si sono illustrati i risultati dello studio idraulico di dettaglio in regime di moto vario e bidimensionale, volto ad individuare la configurazione ottimale delle opere di progetto interferenti con le aree di spagliamento dei T. Rile e Tenore.

Le analisi condotte sono state svolte in ottemperanza alle prescrizioni di AIPo esplicitando:

- le condizioni al contorno utilizzate;
- le determinazioni delle scabrezze;
- il modello utilizzato per il calcolo;
- la verifica dell'equivalenza idraulica delle aree a tale scopo identificate;
- la verifica dei manufatti idraulici presenti nel dominio di calcolo interessati dall'esondazione e la loro eventuale necessità di adeguamento;
- l'andamento nel tempo delle linee di corrente nell'area di esondazione, e della loro variazione conseguente alla realizzazione delle opere;
- le interazioni dell'area di compenso con la falda e delle modalità e tempistiche del suo svuotamento.

Lo studio idraulico è stato effettuato a partire dall'analisi idrologica (mediante la valutazione delle curve di possibilità climatica per i tempi di ritorno 20, 100 e 200 anni) che ha consentito di definire gli idrogrammi di piena di progetto utilizzati adottando due distinti approcci:

1. Simulazione propagazione idraulica della piena ottenuta per effetto della massimizzazione dei volumi nei bacini endoreici mediante applicazione del metodo di Horton;
2. Simulazione della propagazione idraulica della piena ottenuta per effetto della massimizzazione delle portate al colmo di piena mediante applicazione del metodo del SCS-CN.

Le simulazioni sono state effettuate considerando le configurazioni ante e post-operam; in merito a quest'ultima, l'analisi idraulica è stata effettuata considerando tre soluzioni alternative:

- soluzione proposta nel progetto definitivo con rilevati stradali e vasca di laminazione compensativa. Per questa soluzione sono stati analizzati differenti scenari caratterizzati da diverso numero e disposizione dei forni e da differenti volumi della vasca di laminazione.
- soluzione (denominata 1° soluzione alternativa) caratterizzata da un viadotto più esteso rispetto a quello riportato nel progetto definitivo che va dalla progressiva 7+963 alla progressiva 8+367
- soluzione (denominata 2° soluzione alternativa) caratterizzata da un aggiornamento rispetto a quella proposta nel progetto definitivo per la presenza di un viadotto aggiuntivo tra le progressive 7+963 e 8+063.

Considerata la presenza di una soglia di sfioro (in corrispondenza della rotatoria stradale) che non consente l'invaso di volumi idrici superiori a $1,55 \text{ Mm}^3$ (corrispondenti al volume della piena caratterizzata da un $T_r = 20$ anni), si sono effettuate simulazioni di utilizzando idrogrammi di piena corrispondenti a questo Tempo di Ritorno ricavando le curve di riempimento per i vari scenari (sia in corrispondenza dell'argine che in corrispondenza della rotatoria di Sciarre) e la curva di svuotamento della vasca di spagliamento, considerando in corrispondenza dello scenario idrologico di Horton la soluzione proposta nel progetto definitivo e la seconda soluzione alternativa.

Sulla base delle risultanze delle simulazioni idrauliche effettuate e considerando lo scenario idrologico hortoniano (il più indicato per i bacini endoreici) si riportano di seguito le seguenti considerazioni:

- considerando **la soluzione proposta nel progetto definitivo con rilevati stradali e vasca di laminazione compensativa**, la differenza di livello idrico tra pre e post intervento in corrispondenza dell'argine (il cui valore più elevato risulta pari a 86 cm) si ritiene dovuta alla presenza del rilevato stradale che determina, dopo il riempimento della vasca di compensazione, una maggior concentrazione del volume di deflusso in prossimità dell'argine

stesso che, non potendo redistribuirsi a monte nelle aree di spagliamento come nel caso della condizione ante-operam, provoca un maggior innalzamento del livello idrico.

- considerando **la soluzione proposta nel progetto definitivo con rilevati stradali, vasca di laminazione compensativa e incremento delle fornici dei rilevati stradali**, la differenza di livello idrico tra pre e post intervento (il cui valore più elevato risulta pari a 81 cm) si ritiene anche in questo caso sia dovuta alla presenza del rilevato. **Rispetto al precedente caso, si nota un effetto benefico dovuto all'incremento delle fornici, che consentono di redistribuire il deflusso riducendo l'accumulo in prossimità dell'argine.**
- considerando **la prima soluzione alternativa con unico viadotto e vasca di laminazione compensativa**, si osserva una sostanziale invarianza idraulica tra pre e post operam fino allo sfioro dalla 2° rotatoria a nord; il leggero incremento o decremento di livello idrico nella configurazione post-operam si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione.
- considerando **la seconda soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo e vasca di laminazione compensativa**, non si osservano significativi incrementi di livello idrico sull'argine rispetto alla configurazione precedente ottenuta con la presenza dell'unico viadotto su tutta l'area; ciò è presumibilmente dovuto al fatto che la presenza del viadotto aggiuntivo, che caratterizza tale seconda configurazione, favorisce la redistribuzione del deflusso a monte in misura analoga rispetto a quanto avviene nella prima configurazione con la presenza di un unico viadotto su tutta l'area. Ciò si evince anche osservando le mappe delle direzioni delle velocità riportate nel paragrafo 6.

Si ritiene in conclusione che la soluzione ottimale dal punto di vista idraulico e di sostenibilità economica sia quella indicata come "Soluzione 2".

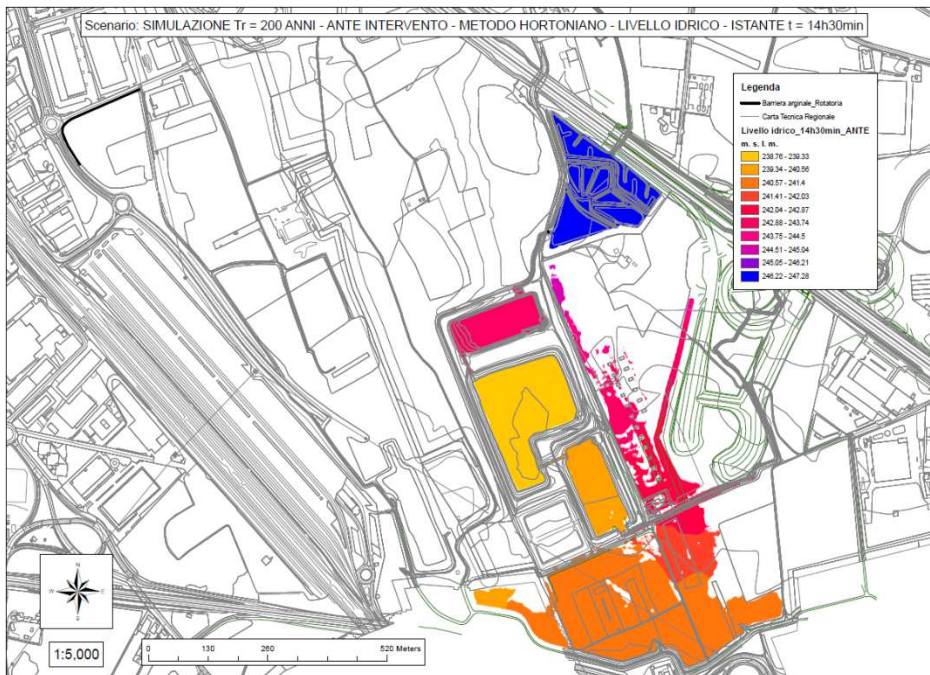
A. APPENDICE

In ottemperanza alle richieste avanzate da AIPO, in occasione dell'incontro avvenuto in data 13/09/2019 presso gli uffici del Compartimento ANAS di Milano, si riportano di seguito le risultanze della modellazione idraulica effettuata considerando la propagazione idraulica della piena caratterizzata da T=200 anni, ottenuta per effetto della massimizzazione dei volumi nei bacini endoreici mediante applicazione del metodo di Horton nelle due condizioni di seguito elencate:

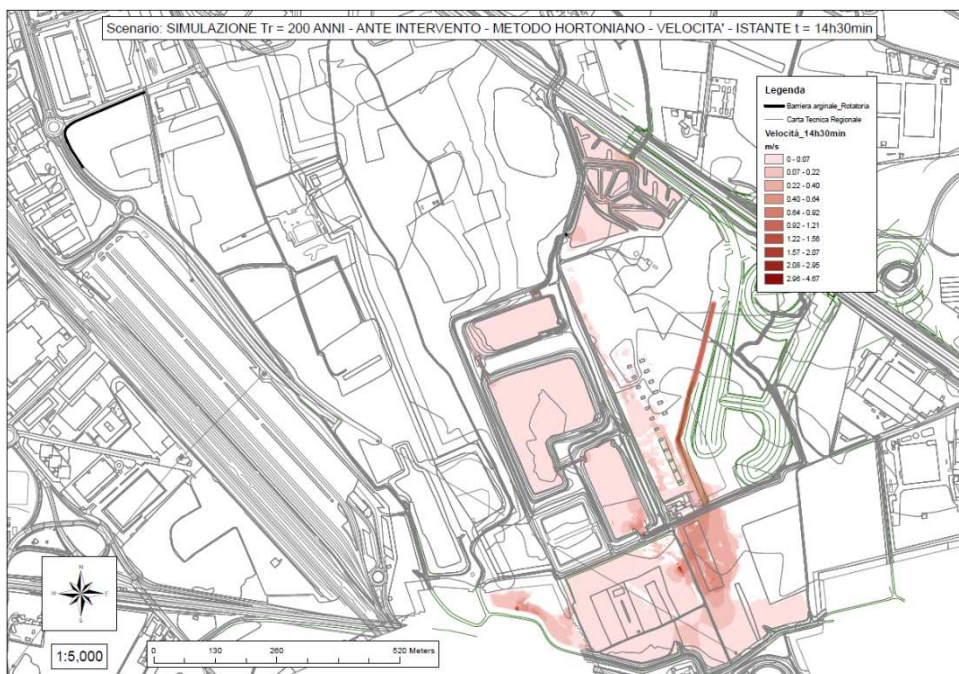
- condizione ante-operam applicazione del modello bidimensionale al fine di calcolare la quota ipoteticamente raggiunta all'interno del bacino di espansione in assenza del fenomeno di sfioro dalla rotatoria a Nord, collocata tra viale dell'Unione Europea e via Gran Bretagna nell'ipotesi di piena duecentennale;
- condizione post-operam considerando la configurazione progettuale che contempla la 2° soluzione alternativa con viadotto aggiuntivo e vasca di laminazione compensativa che prevede un prolungamento verso Sud della vasca T, delimitato dalla realizzazione di apposita arginatura e l'ampliamento della vasca verso il rilevato stradale.

Per entrambe le soluzioni si terrà in conto dell'aggiornamento della configurazione geometrica a seguito di rilievo celerimetrico di dettaglio, al fine di ottenere una rappresentazione più fedele della geometria del sistema con particolare riferimento al corretto funzionamento dello schema idraulico per effetto dello sfioro del canale Rile a monte del sistema di vasche.

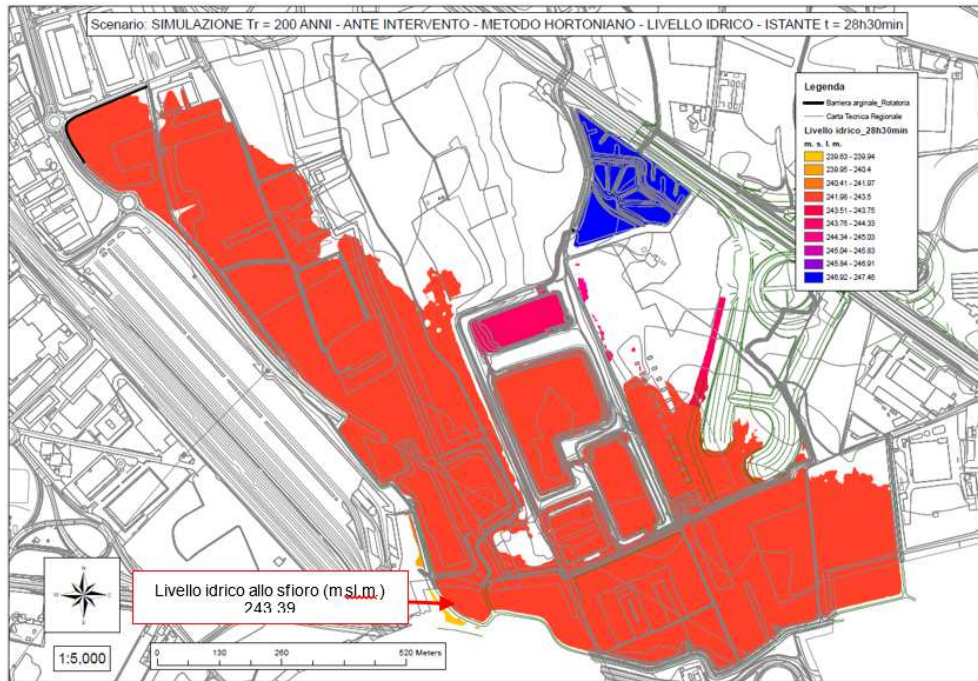
A.1 SIMULAZIONE ANTE-OPERAM: APPLICAZIONE DEL MODELLO BIDIMENSIONALE AL FINE DI CALCOLARE LA QUOTA IPOTETICAMENTE RAGGIUNTA ALL'INTERNO DEL BACINO DI ESPANSIONE IN ASSENZA DEL FENOMENO DI SFIORO DALLA ROTATORIA A NORD, COLLOCATA TRA VIA DELL'UNIONE EUROPEA E VIA GRAN BRETAGNA NELL'IPOTESI DI PIENA DUECENTENNALE; QUOTA ARGINALE PARI ALLA QUOTA NOMINALE.



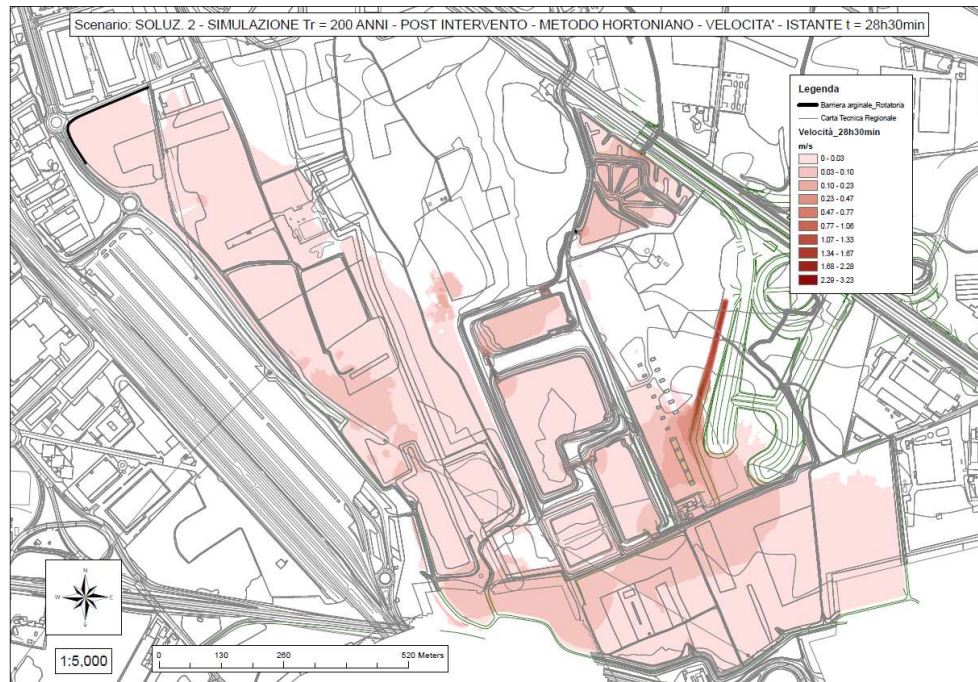
Mappa dei tiranti idrici dopo 14h30min di simulazione.



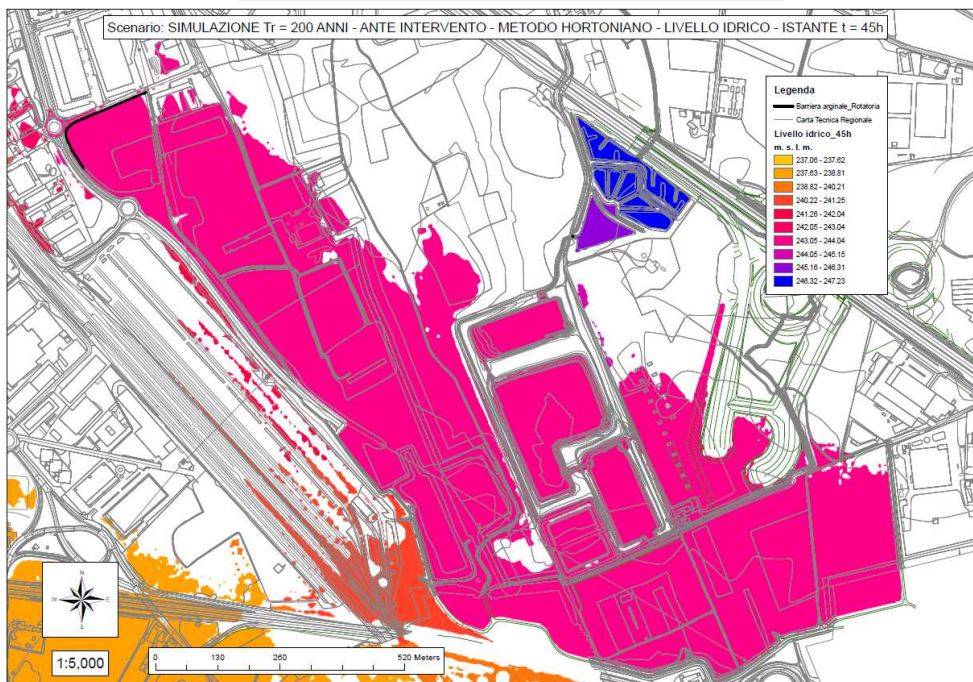
Mappa delle velocità dopo 14h30min di simulazione.



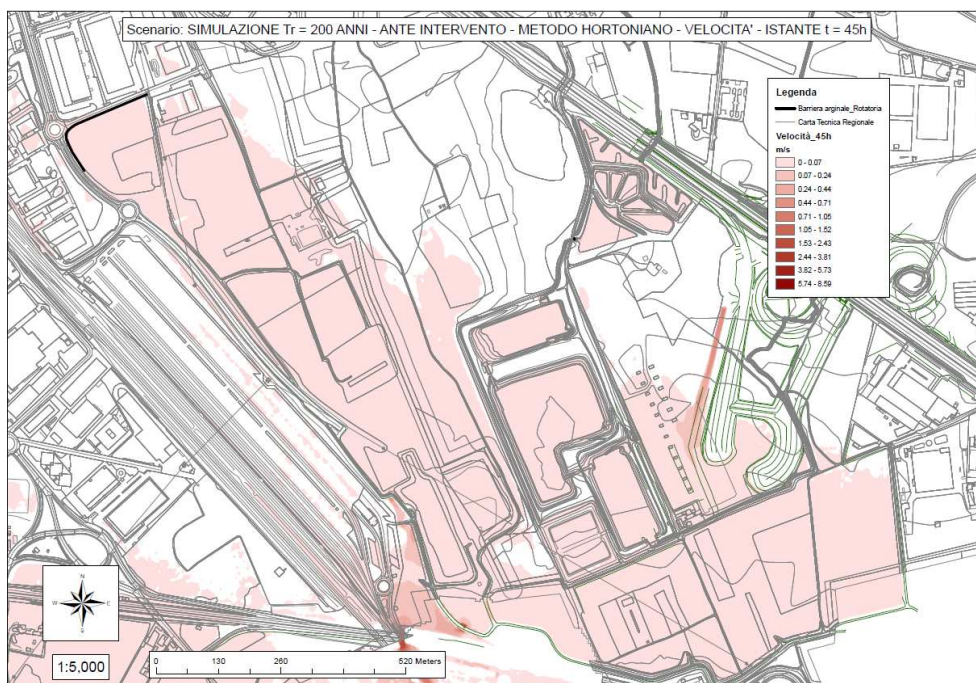
Mappa dei tiranti idrici dopo 28.30h di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 28.30h di simulazione.



Mappa dei tiranti idrici dopo 45h di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 45h di simulazione.

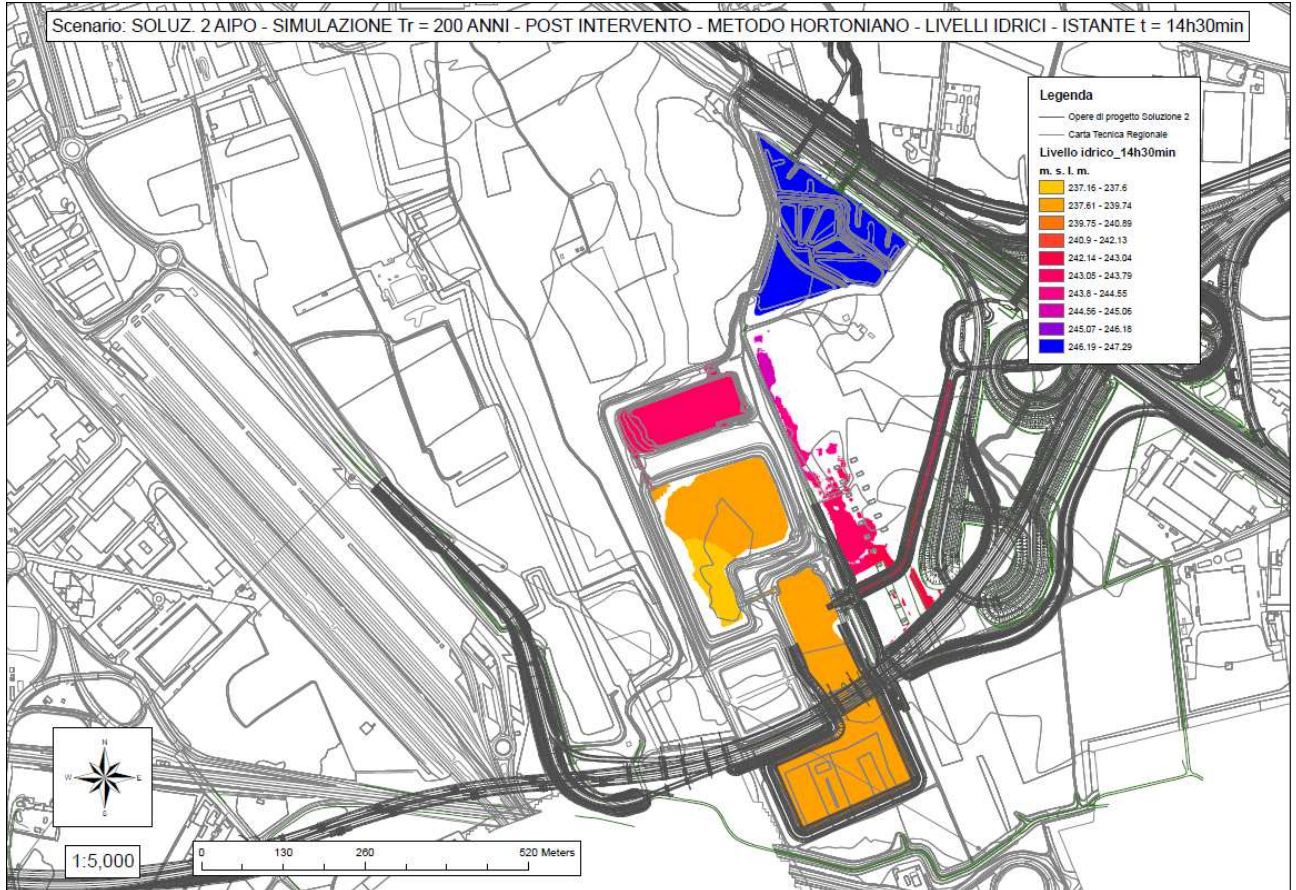
La simulazione, ottenuta aumentando progressivamente la quota del terreno in corrispondenza della rotatoria a Nord, ha consentito di evidenziare la quota ipoteticamente raggiunta all'interno del bacino di espansione in assenza del fenomeno di sfioro dalla rotatoria a Nord. Come si può osservare visualizzando la mappa dei tiranti idrici dopo 28h30min di simulazione, in tale condizione lo sfioro si verificherebbe in corrispondenza del quadrante sud-ovest, dopo 28h30min ore dall'inizio dell'evento simulato e con un livello idrometrico di 243.39 m s.l.m.

Anche in prossimità dell'argine il livello idrico raggiunto all'istante di sfioro risulterebbe pari a 243.39 m.s.l.m., corrispondente ad un volume accumulato all'interno delle aree di spagliamento pari a circa 1.60 Mm³.

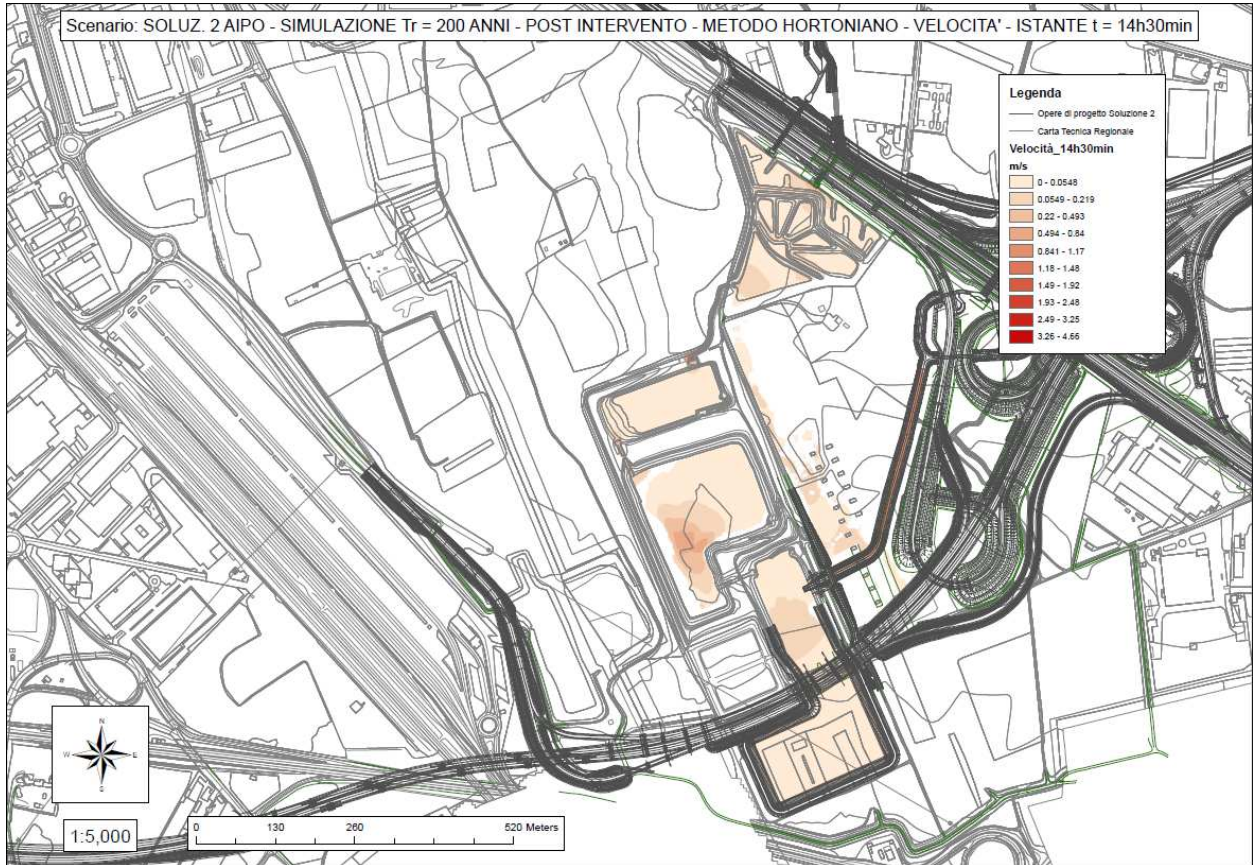
Il livello idrometrico raggiunto in tale caso risulterebbe superiore (di circa 0.1m) rispetto a quello corrispondente alla condizione ante-operam con sfioro dalla rotatoria e corrispondente a 243.29 m.s.l.m.

A.2 SIMULAZIONE POST-OPERAM: 2° SOLUZIONE ALTERNATIVA CON VIADOTTO AGGIUNTIVO E VASCA DI LAMINAZIONE COMPENSATIVA CHE PREVEDE UN PROLUNGAMENTO VERSO SUD DELLA VASCA T.

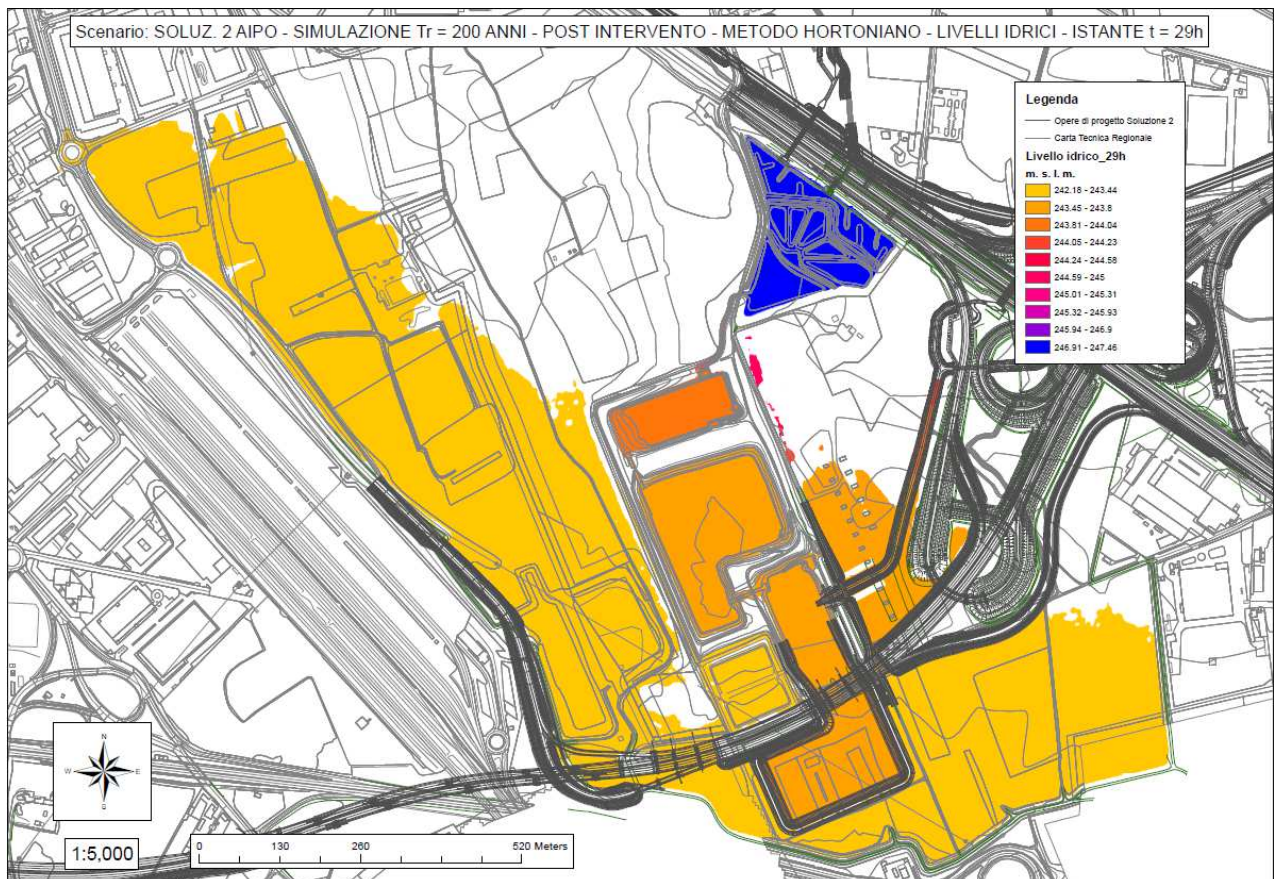
Si ricorda che, in questo caso, il volume della nuova vasca di compenso è pari a 221.000 m³.



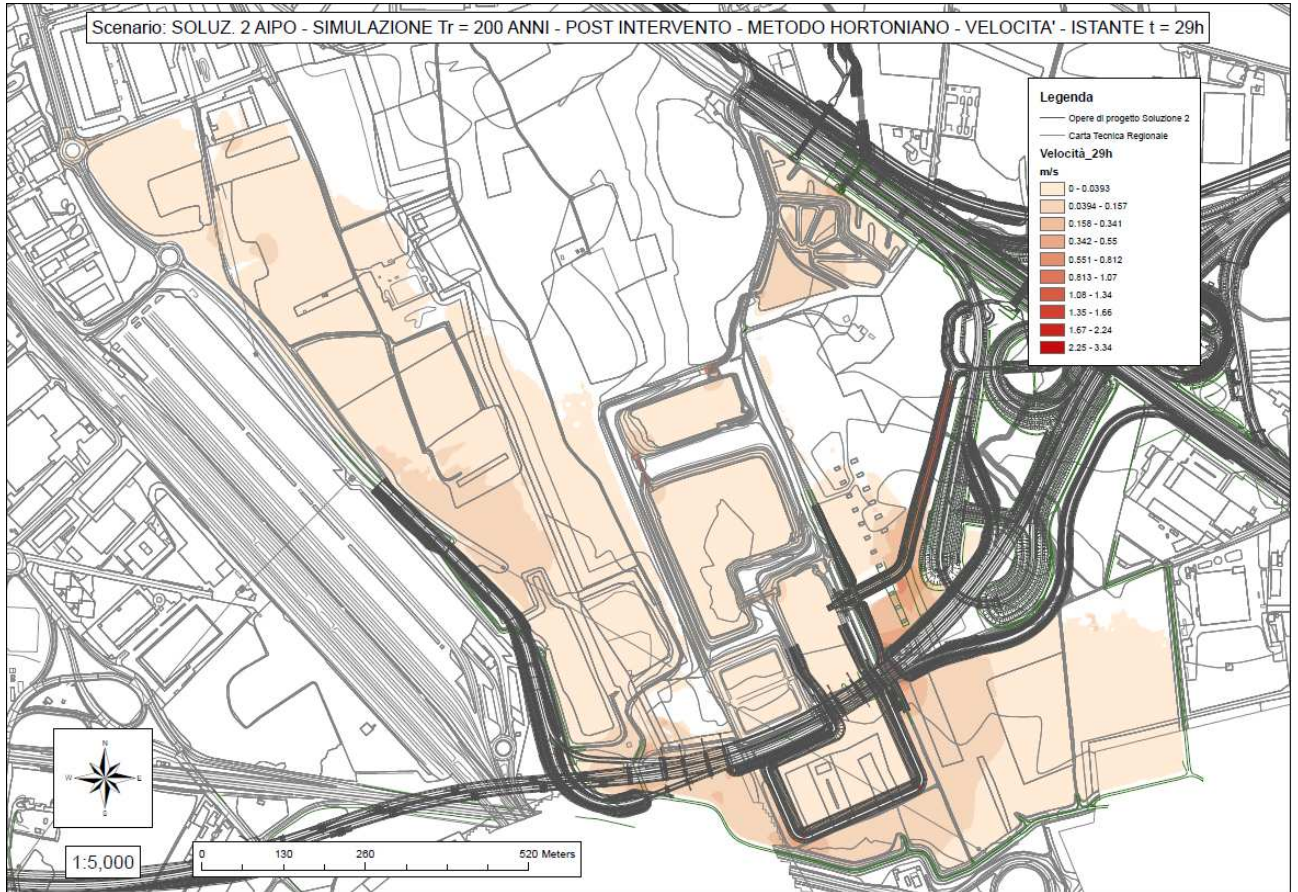
Mappa dei livelli idrici dopo 14h30min di simulazione.



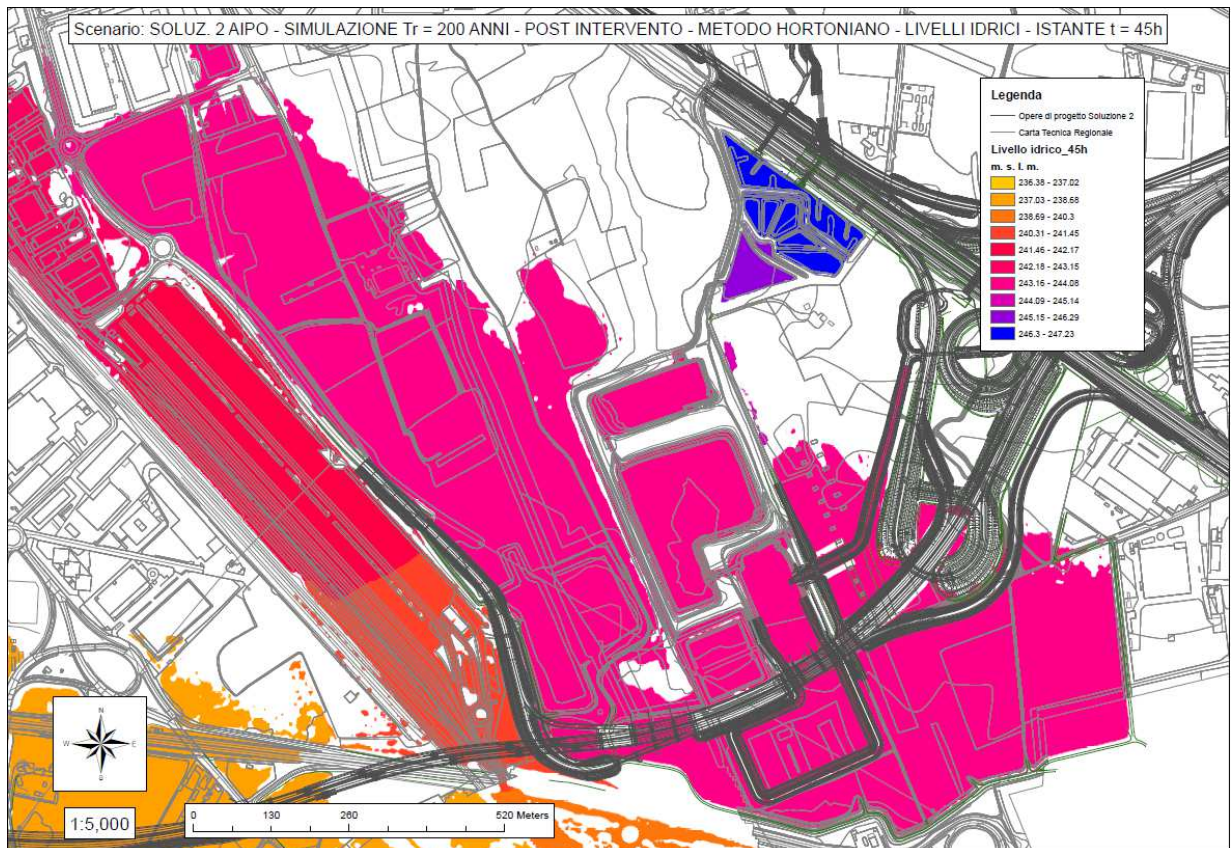
Mappa delle velocità dopo 14h30min di simulazione.



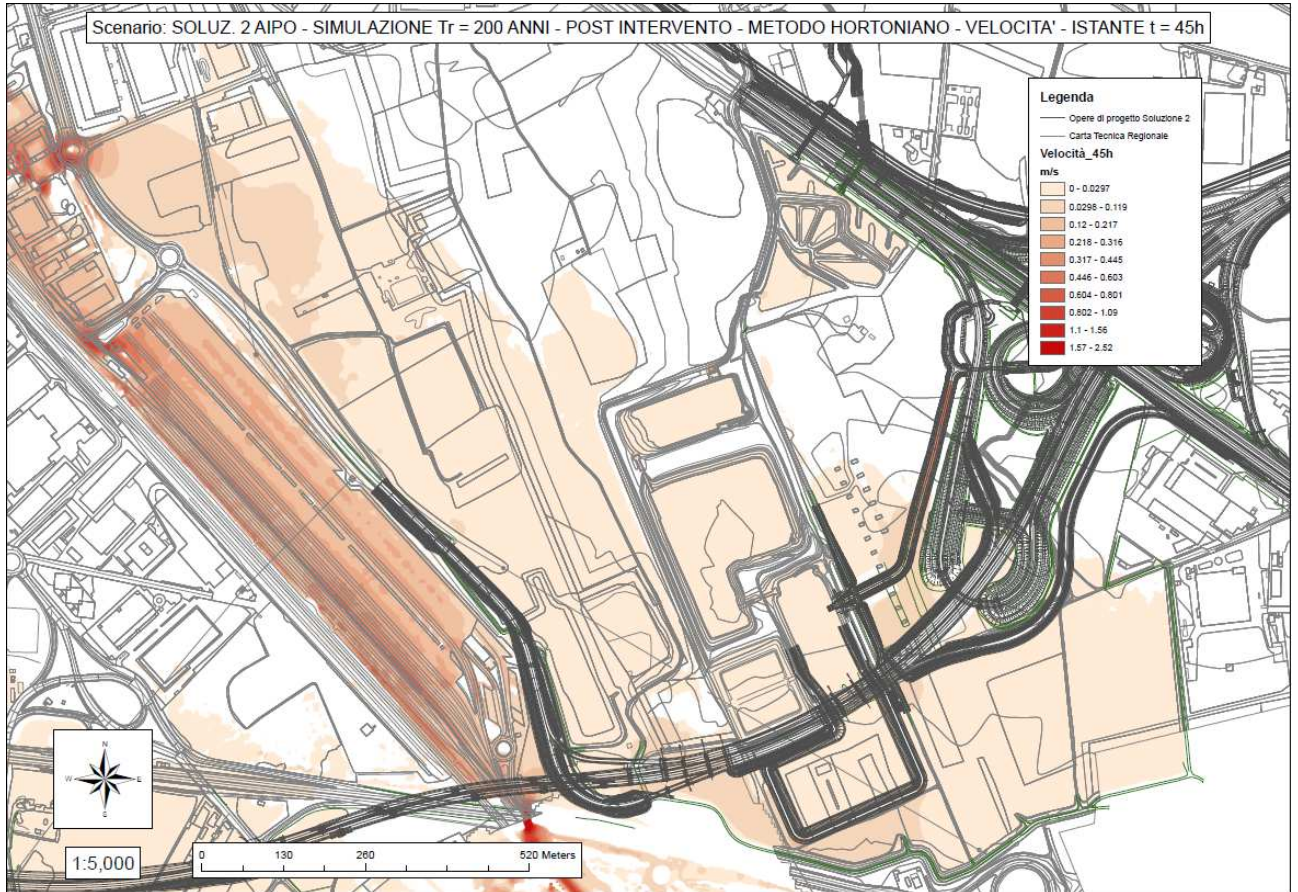
Mappa dei livelli idrici dopo 29h di simulazione.



Mapa delle velocità dopo 29h di simulazione.



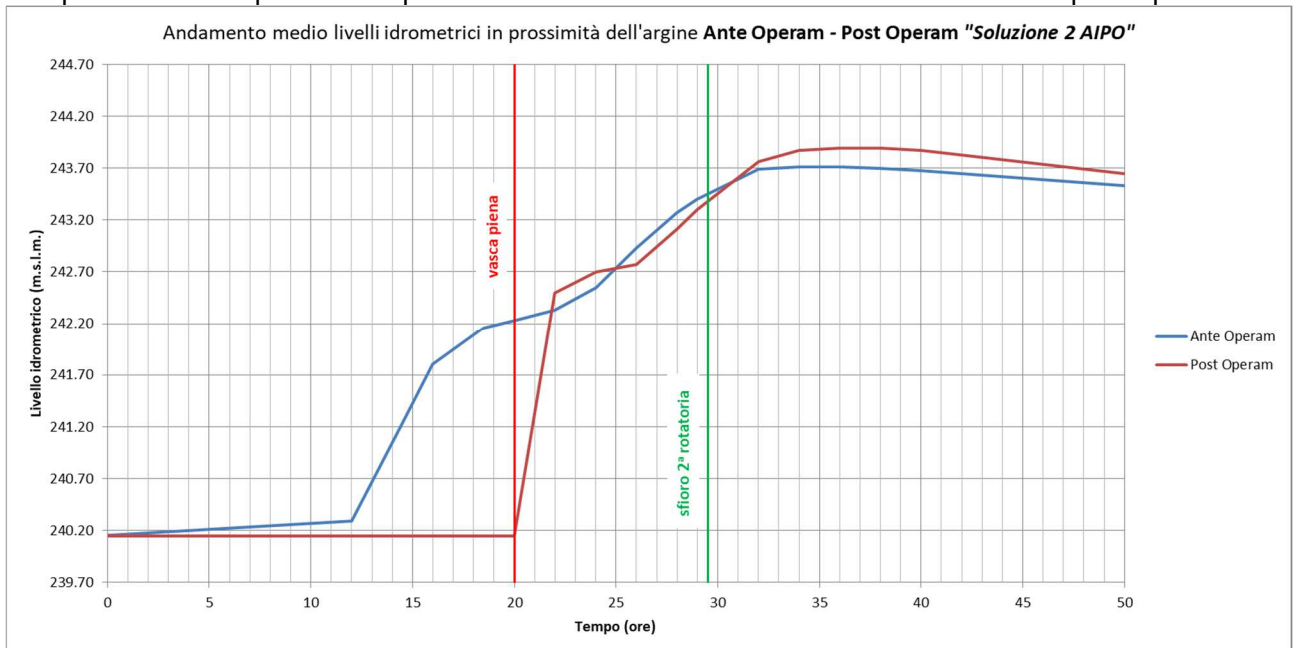
Mapa dei livelli idrici dopo 45h di simulazione.



Mappa delle velocità dopo 45h di simulazione.

La vasca si riempie dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione, mentre dopo circa 29 ore dall'inizio della simulazione ha inizio la fase di sfioro in corrispondenza della rotatoria tra viale dell'unione Europea e via Gran Bretagna; il livello idrico raggiunto in prossimità dell'argine all'istante di sfioro risulta pari a 243.39 m.s.l.m.

Si riporta di seguito il confronto tra i livelli idrici pre e post-operam effettuato in prossimità dell'argine; si riporta nella stessa immagine l'istante temporale corrispondente al riempimento della vasca di compensazione e quello corrispondente allo sfioro dalla rotatoria nella condizione post-operam.



Andamento temporale nella condizione pre e post intervento dei livelli idrici in prossimità dell'argine

Coerentemente con quanto osservato nei casi precedenti, l'incremento di livello idrico in prossimità dell'argine avviene prima nella condizione ante-operam (in azzurro); infatti nella condizione post-operam (in rosso) il livello idrico comincia ad aumentare solo dopo il riempimento della vasca che avviene dopo circa 20 ore dall'inizio della simulazione. Successivamente il livello idrico aumenta più velocemente nella configurazione post-intervento fino a raggiungere e superare quello della configurazione ante-operam dopo circa 22 ore dall'inizio della simulazione; da questo momento in poi è evidente una leggera inversione di tendenza, risultando più elevato il livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam; dopo circa 25 ore dall'inizio della simulazione il livello idrico corrispondente allo scenario post-operam riprende ad essere inferiore rispetto a quello dello scenario ante-operam per poi convergere dopo circa 30 ore dall'inizio dell'evento.

Anche in questo caso l'aumento del livello idrico in corrispondenza dello scenario post-operam subito dopo il riempimento della vasca, è presumibilmente dovuto all'effetto dello sfioro dalla vasca che genera un conseguente trasferimento di massa liquida che si riversa sull'argine incrementando per un breve periodo il livello idrico rispetto alla condizione pre-intervento. In particolare, il massimo scostamento tra i due si raggiunge dopo circa 22 ore di simulazione, istante in cui il livello idrico nella configurazione post-intervento risulta essere più elevato di circa 20 cm e pari a 242.50 m.s.l.m., al di sotto della quota nominale arginale, pari a 244.7m.s.l.m. Successivamente in fase di regime, in cui l'effetto dello sfioro dalla vasca svanisce, i livelli idrici tendono a convergere dimostrando una sostanziale invarianza idraulica, anche oltre l'istante di attivazione (circa 29 ore dopo l'inizio della simulazione) dello sfioro dalla rotatoria. Dopo circa 4 ore dallo sfioro dalla rotatoria si evidenzia un leggero scostamento tra i livelli idrometrici pre e post-intervento il cui massimo valore risulta pari a circa 18 cm con un livello idrico nel post-intervento pari a 243.89 m.s.l.m., che corrisponde al massimo livello raggiunto nella configurazione post-operam; tale livello è comunque al di sotto della quota arginale pari a 244.70 m.s.l.m.

Anche in questo caso si osserva quindi una sostanziale invarianza idraulica fino allo sfioro dalla 2° rotatoria; il leggero incremento o decremento di livello idrico nel post-intervento si ritiene dovuto prevalentemente all'effetto transitorio generato prima dal riempimento e dopo dalla tracimazione dalla vasca di compensazione; occorre notare che tale configurazione non determina significative variazioni di livello idrico sull'argine rispetto alla configurazione ottenuta senza il prolungamento della vasca a T e, di conseguenza, rispetto alla configurazione con la presenza del singolo viadotto; si nota in particolare un leggero decremento del livello idrometrico massimo raggiunto in corrispondenza dell'argine rispetto alla configurazione senza prolungamento della vasca a T per l'effetto benefico della presenza del maggior volume disponibile fornito dal prolungamento della vasca a T.