

TORRENTE CHIARAVAGNA

**PIANO DI BACINO STRALCIO
PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO**
(ai sensi dell'art. 1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998)



***Allegato B – Studio di approfondimento idraulico del T.
Chiaravagna: analisi idrologica e idraulica (2014)***

APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale di Genova n. 18 del 30/07/2013
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Delibera di Giunta Regionale n. 111 del 13/02/2017
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. 10 dell'8/03/2017 – parte II



PROVINCIA DI GENOVA

Direzione Pianificazione generale e di bacino

APPROFONDIMENTO IDRAULICO DEI PIANI DI BACINO DEI TORRENTI BISAGNO E CHIARAVAGNA



T. Chiaravagna – Analisi idrologica e idraulica



CODICE ELABORATO

2 2 8 0 0 5 0 3 - 0 1 - 0 0 3 0 3

03	APRILE 2014	M.LOMAZZI	D.PERSI	D.PERSI	D.PERSI
02	MARZO 2014	M.LOMAZZI	D.PERSI	D.PERSI	D.PERSI
01	GENNAIO 2014	M.LOMAZZI	D.PERSI	D.PERSI	M.LOMAZZI
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE

RIPRODUZIONE O CONSEGNA A TERZI SOLO DIETRO SPECIFICA AUTORIZZAZIONE

This report has been prepared under the DHI Business Management System certified by DNV to comply with ISO 9001 (Quality Management)



DNV Business Assurance, Danmark A/S

INDICE

1	Premessa	1
2	Schema degli assetti geometrici e rilievi integrativi	1
2.1	Schema degli assetti geometrici	1
2.2	Rilievo 2013 - Sezioni e relazione fotografica.....	13
2.2.1	Torrente Chiaravagna – Planimetrie	13
2.2.2	Torrente Chiaravagna – Sezioni	16
3	Analisi idrologica	35
3.1	Premessa	35
3.2	Ricostruzione idrologica dell'evento del 4 Ottobre 2010	35
3.2.1	Ambito idrografico di riferimento	36
3.2.2	Pluviometria: evento del 4 ottobre 2010	36
3.2.3	Caratteristiche fisiografiche dei bacini	41
3.2.4	Tempi di corrvazione	42
3.2.5	Valutazione delle portate di piena	45
3.2.6	Ricostruzione dell'evento del 04 ottobre 2010.....	46
3.3	Idrogrammi per assegnato tempo di ritorno	50
3.3.1	Valutazione delle portate di piena	50
3.3.2	Determinazione degli idrogrammi di assegnato tempo di ritorno	51
4	Analisi idraulica.....	52
4.1	Premessa	52
4.2	Analisi idraulica: approccio modellistico generale	54
4.3	Ricostruzione idrodinamica dell'evento del 4 Ottobre 2010	54
4.3.1	Approccio modellistico: Torrente Chiaravagna	56
4.3.2	Studi pregressi	57
4.3.3	Schematizzazione dell'alveo	58
4.3.4	Messa a punto del setup bidimensionale.....	74
4.3.5	Accoppiamento modelli 1D+2D	79
4.3.6	Risultati della simulazione dell'evento del 04/10/2010	80
4.3.7	Analisi conclusiva.....	91
4.4	Analisi dello stato attuale e di progetto: verifiche idrauliche sul Torrente Chiaravagna	96
4.4.1	Fonti informative aggiuntive rispetto al setup di calibrazione	96
4.4.2	Definizione degli scenari di stato attuale e di progetto	97
4.4.3	Variazioni rispetto al modello di calibrazione	98
4.4.4	Risultati	110
4.4.5	Analisi modellistica del trasporto solido	135
5	Comparazione con studi precedenti	145
6	Analisi idraulica integrativa.....	147
6.1	Fonti informative.....	148
6.2	Setup del modello	148
6.3	Risultati	149
7	Conclusioni.....	154

ALLEGATI

ALLEGATO A–Tabelle delle grandezze idrodinamiche in alveo

ALLEGATO B–MIKE 11 RR UHM

Descrizione tecnica

ALLEGATO C–MIKE 11 HD & ST

Descrizione tecnica

ALLEGATO D–MIKE 21 HD

Descrizione tecnica

1 Premessa

Il presente elaborato descrive le attività, relative al T. Chiaravagna, necessarie a valutare l'adeguatezza dei contenuti del Piano di Bacino con specifico riguardo all'assetto del territorio in relazione all'evento alluvionale verificatosi il 4 Ottobre 2010.

La prima parte dell'elaborato riassume gli schemi geometrici adottati nel corso delle varie verifiche idrauliche e i rilievi topografici integrativi predisposti nel corso delle attività di studio.

Il Cap. 0 descrive le informazioni di base utilizzate per la costruzione dei modelli numerici mentre il Cap. 3 e il Cap. 4 descrivono, entrambi sia per l'evento 2010 sia per i differenti tempi di ritorno considerati, nello stato attuale e nello scenario di progetto (TR50, 200 e 500 anni), le analisi idrologiche svolte per il calcolo delle portate al colmo di piena e la determinazione degli idrogrammi di portata, e le attività relative alla simulazione idrodinamica della propagazione delle acque di piena in alveo e la loro successiva esondazione sul territorio urbano.

Sono infine presenti il Cap. 5 dedicato alle analisi conclusive e alcuni allegati con le risultanze delle simulazioni idrodinamiche, in termini di tabelle delle grandezze idrodinamiche in alveo, delle valutazioni in merito ai franchi idraulici in corrispondenza di attraversamenti e coperture oltre alla descrizione tecnica dei codici di calcolo utilizzati.

Il presente elaborato recepisce le richieste di integrazioni relative alla FASE 02 definita dal capitolato di affidamento.

2 Schema degli assetti geometrici e rilievi integrativi

2.1 Schema degli assetti geometrici

Il presente paragrafo è finalizzato alla descrizione delle informazioni di base utilizzate per la costruzione dei modelli numerici.

I dati geometrici di base derivano infatti da diverse fonti (rilievi a terra, LIDAR, etc) ed è stato necessario verificare l'uniformità e la congruenza delle singole informazioni.

Inoltre, l'indagine complessiva ha riguardato differenti scenari, sia idrologici, sia temporali (scenario eventi osservati, scenario attuale, scenario di progetto). In particolare, le seguenti tabelle riportano:

- le differenti geometrie adottate per ogni singolo scenario analizzato, in riferimento al torrente Chiaravagna: evento 2010, scenario attuale (2013), scenario di progetto.
- l'origine del dato topografico (sezioni e geometrie delle strutture) inserito nel modello di simulazione numerica appositamente realizzato;
- le ipotesi assunte in caso di dati discordanti e gli aggiornamenti o modifiche apportate alle geometrie inserite.

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO EVENTO OTTOBRE 2010
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Aspetti generali		<p>I dati di input per la definizione delle sezioni nel modello MIKE 11 del Torrente Chiaravagna provengono principalmente da 2 tipologie di fonti:</p> <ul style="list-style-type: none"> - modelli HEC-RAS consegnati dalla Provincia di Genova, ed in particolare, quello con plan title "04_PdB_Mar11" (geometria "Scenario A1 da relazione Projenia-Cognetex") assunto come rappresentativo per l'evento 2010; nel seguito tale modello è indicato con la dicitura "HEC 2010". - studi pregressi, con annessi elaborati cartografici, forniti dalla Provincia (lo studio effettuato da Projenia, limitatamente allo scenario A1, in riferimento alla configurazione alla data dell'evento 2010, integrato con ulteriori informazioni desunte dallo studio ITEC, sulla base del rilievo effettuato da STEGEO nel Ottobre 2011, rappresentativo della condizione post evento 2010). Dello studio ITEC si segnala in particolare che il rilievo di dettaglio, effettuato da STEGEO, riguarda esclusivamente il tratto di torrente dalla passerella di Via Leonardi alla foce. Inoltre il rilievo riporta in background il rilievo eseguito da Hydrodata nel 2001. Nel seguito il modello è indicato come "HEC 2013", il rilievo Hydrodata come "HYD2001", lo studio ITEC come "ITEC2011". - Rilievo realizzato dal Raggruppamento nel 2013, indicato nel seguito come "Rilievo 2013": il rilievo integrativo, effettuato nell'ambito del presente incarico, è stato utilizzato come verifica di alcuni elementi geometrici. <p>Pur attingendo principalmente a queste fonti sono comunque state prese in considerazione altre fonti di dati per la comprensione e definizione della configurazione del torrente alla data dell'evento dell'Ottobre 2010 e della dinamica dello stesso (ad esempio la relazione dei consulenti per la Procura della Repubblica, immagini satellitari, fotografie, video e informazioni varie dalla rete).</p>
briglia viadotto A10	CHI_28	Stessa sezione modelli HEC2010 e 2013.
ponte De Simone	CHI_26	Stessa sezione modelli HEC2010 e 2013.
passerella via VIII Società Case	CHI_23	Stessi dati impalcato modelli HEC2010 e 2013, confermati da rilievo 2013. Fondo alveo da modello HEC 2010.
passerella via Leonardi	CHI_21	Stessi dati impalcato modelli HEC2010 e 2013, confermati da rilievo 2013. Fondo alveo da modello HEC 2010. L'impalcato non è stato raggiunto dalla piena durante l'evento e non presenta pile in alveo: si è scelto di non inserire la struttura lasciando la sezione aperta.
Sponda sinistra a monte Ponte Via Chiaravagna	CHI_19	Durante il rilievo 2013 rilevata quota di sommità più bassa in sponda sinistra a monte del ponte per un tratto di circa 12m (quota circa ad altezza intradosso). Quote confermate da rilievo ITEC2011. Questo abbassamento della quota di sommità spondale non era presente nei modelli HEC ed è stata adottata anche per scenario 2010 dal momento che la configurazione delle strutture non ha subito modifiche dal 2010 a oggi.
Ponte Via Chiaravagna	CHI_19	Nei modelli HEC2010 e 2013 i dati dell'impalcato e della larghezza della sezione risultano lievemente diversi. Il dato HEC2013 è confermato anche nel rilievo ITEC2011, rilievo 2013 e rilievo HYD2001, per cui è stato assunto anche per lo scenario 2010. Per la quota del fondo, differente nei due modelli, è stata adottata quella indicata dal modello HEC 2010.
Da Ponte Via Chiaravagna a sezione di monte edificio Via Giotto (ora demolito)	CHI_19-18.5-18	Sezioni e quote fondo alveo da modello HEC 2010. Quote sponde (in particolare quote sommità muri e strada in sponda sinistra) da rilievo ITEC2011 (confrontando anche con rilievo HYD2001) e in parte rilievo 2013 (limitatamente a tratto non coinvolto da lavori e cantiere).
Muro sponda destra via Chiaravagna a monte palazzo Via Giotto	CHI_18	Immediatamente a monte del palazzo di V. Giotto il muro in sponda destra presenta un abbassamento da quota 10m a 9.16m s.m. per un paio di metri. Da questa finestra laterale di sfioro c'è esondazione nell'evento 2010. Anticipata di 1 m la progressiva della sezione di cambio quota, per far sì che venga correttamente rappresentata nelle strutture di collegamento con il modello 2D.
Copertura Via Giotto (compresi edifici monte e valle)		Quote fondo alveo da modello HEC2010. Quote e geometrie colonne e impalcato (in particolare quote intradosso) da rilievo ITEC2011 (con ulteriore e maggiore dettaglio di quanto recepito nel modello HEC successivo a studio ITEC). Modello HEC2010 utilizzato solo per quote di fondo alveo in quanto le strutture risultano maggiormente dettagliate nel modello HEC2013.
A monte del ponte di Via Manara		Per lunghezza e quote di sfioro terrapieno in sponda sinistra (successivo a opere di demolizione) le sezioni HEC2010 sono state aggiornate con i dati di dettaglio dal rilievo 2013 e ITEC2011.
Ponte Via Manara	CHI_16	Quote impalcato da rilievo 2013 e ITEC2011 (e confermate anche da Lidar). Tratto non soggetto a lavori dopo evento 2010 e quindi dati attuali delle strutture applicabili alla data dell'evento. Fondo alveo da modello HEC2010.
Tratto edificio ELSAG	CHI_15-14	Quote fondo alveo da modello HEC2010 (con parziale supporto rilievo HYD2001). Strutture identiche nei diversi modelli HEC e confermate da rilievi (ITEC2011-HYD2001). A miglioramento del modello è stato inserito salto di fondo di circa 50cm (briglia confermata da rilievi, anche HYD2001 precedente a evento 2010) a circa 3/4 della copertura ELSAG e non esplicitamente evidenziata nei modelli HEC.
Passarella ELSAG		Da modello HEC2010 (concorde per le strutture con rilievi e modelli successivi).
Confluenza Rio Ruscarolo		Da modello HEC2010 e quote sponde da rilievo ITEC2011. Nella sezione immediatamente a monte della confluenza, dal momento che lo studio non include il R. Ruscarolo, va inserita come quota massima in sponda sinistra quella di sommità della sponda sinistra del R. Ruscarolo stesso, dal momento che questa quota viene collegata al 2D. Senza questa correzione risulterebbe una quota di sommità spondale di 5.41m (sponda Chiaravagna) anziché 7.70m, con erronee esondazioni.

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO EVENTO OTTOBRE 2010
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Tratto a fianco parcheggio ABB		Da modello HEC2010 con quote sponde, parapetto e parcheggio ABB da rilievo e sezioni ITEC2011. Analogamente per il tratto coperto sotto il parcheggio.
ponte Via Albareto	CHI11	Sezione da modello HEC2010 con lievi modifiche sulla base del rilievo ITEC2011 (confermato da rilievo 2013)
ponte ferrovia GE-Ventimiglia	CHI_09-10	Fondo alveo da modello HEC2010, quote intradosso da rilievo ITEC2011
ponti ILVA	CHI_08-09	Sezioni da modello HEC2010 che per le strutture risultano confermate da rilievi recenti.
Tratto a valle ponti ILVA e sbocco scolmatore		Quote fondo da modello HEC2010 (aggiunte sezioni le cui quote di fondo sono state ottenute per interpolazione da sezioni disponibili). Larghezza sezioni da rilievo 2013. Quote sponde da sezioni e rilievi ITEC2011.
Tratto ferrovia-Piaggio	CHI_07	Sezione da modello HEC2010 con quote sponde da sezione ITEC2011
ponticello Piaggio	CHI_06-05	Sezioni da modello HEC2010 con quote impalcato da rilievo 2013 (confermato da rilievo ITEC2011). Area non soggetta a lavori dopo evento.
copertura Piaggio / Via Marsiglia	CHI_05-04	Dati sezioni da modello HEC2010 (migliorato con sezioni aggiuntive) per fondo alveo mentre quote impalcato da rilievo ITEC2011 (confermato da rilievo 2013)
Tratto a valle Via Marsiglia	CHI_01-02-03	Sezioni da modello HEC2010, quote sponde e parcheggio in sponda sinistra da rilievo ITEC2011. Nel modello non è stata considerata contribuyente al deflusso la porzione sotto l'impalcato (già nei modelli HEC definita come "Ineffective flow area", cioè non partecipante alla sezione di deflusso)
Parcheggio ABB		Larghezza parcheggio e colonne costanti e ricavate da modello HEC2010 (confermati da rilievo 2013). Quote intradosso da sezioni e rilievo ITEC2011. Dal rilievo 2013 sono stati ricavati ulteriori dettagli su finestrature di collegamento con alveo
Scolmatore		La geometria dello scolmatore risulta significativamente diversa tra i modelli HEC2010 e 2013. Per la quota del fondo si è fatto riferimento a modello HEC2010. In merito alla geometria delle sezioni (quote intradosso e larghezza), risultano abbastanza concordi il modello HEC2010, rilievo ITEC2011 ed il rilievo 2013. E' stata quindi assunta una larghezza costante dello scolmatore pari a 9 metri (pari alla larghezza sotto la copertura parcheggio ABB e valore di progetto dell'opera nel prog.HYD2001).
Sezione imbocco scolmatore		Nel modello HEC2010 è presente un muro che ostruisce la sezione di imbocco fino alla quota di 4,40m con nota "imbocco scolmatore - inserito muro misurato 1giu10". Nella relazione Projenia, a cui fa riferimento lo stesso modello, il muro nella sezione non risulta presente. Alla data del rilievo ITEC2011 risulta già demolito, in quanto nel rilievo citata la quota del "residuo muro demolito". Da comunicazione Provincia il muro è stato demolito nel 2011, quindi è stato inserito nel modello dello scenario di evento 2010.
Modello 2D-LIDAR		
Sponda sinistra ponte Via Chiaravagna		Inserito passaggio pedonale interno all'edificio in sponda sinistra tra via Chiaravagna e via Borzoli, all'altezza del ponte obliquo, che costituisce una via di deflusso. Tra lo stesso edificio e il ponte obliquo sono presenti un rudere e un muro, tra il rudere e il palazzo, che limita fortemente la propagazione delle esondazioni, originate a monte del ponte, lungo Via Chiaravagna. Un ulteriore muro è presente a monte dell'edificio, che dal cortile presso la sponda sinistra a monte del ponte prosegue fino a V.Borzoli, limitando la propagazione delle acque del Chiaravagna dal cortile verso via Borzoli. Inseriti i due muri e il rudere sopraelevando la batimetria di 2.5m.
Sponda sinistra Via Chiaravagna		Tra Via Chiaravagna e il Rio Ruscarolo, poco a monte del palazzo di Via Giotto, è presente un fabbricato di un solo piano (box auto) tra gli edifici. Inserito in batimetria sopraelevando di 2m (a differenza degli altri edifici) per consentire un eventuale sormonto con tiranti di esondazione elevati.
Via Giotto		Corretta la batimetria in via Giotto sopra il T. Chiaravagna e il R. Ruscarolo in cui i valori risultano scorretti a causa della depurazione del ponte effettuata sul Lidar. Da modelli HEC l'estradosso di via Giotto sul R. Ruscarolo è a quota 8.4-8.5m
Alveo Rio Ruscarolo e terrapieno tra T. Chiaravagna e R. Ruscarolo		Nel Lidar il tratto scoperto del Rio Ruscarolo è correttamente rappresentato senz'acqua e con le quote di fondo alveo. Durante l'evento 2010 risulta in piena e lui stesso fonte di esondazioni nella zona di Via Borzoli. Pertanto per evitare che il volume esondato dal Chiaravagna a monte di via Manara rimanesse impropriamente trattenuto nell'alveo del R. Ruscarolo, è stata modificata la batimetria impostando in via semplificata una quota di fondo alveo circa pari all'intradosso dei ponti, preso atto da documentazione foto e video che nei momenti di massima piena tale livello risulta raggiunto: circa 6.5m s.m. tra Via Manara e Via Giotto e circa 7.5m s.m. a monte di Via Giotto per tutto il tratto non tombinato a fianco di Via Borzoli. Analogo procedimento di correzione, impostando una quota di 6.2m, è stato apportato sul terrapieno tra i due torrenti in cui la batimetria riportava erroneamente il vecchio edificio che è stato demolito prima del 2010.
Area ABB - Hotel - Via Albareto		Il Lidar è datato 2008 e a quel tempo erano in corso i lavori di demolizione edifici industriali, innalzamento del piano campagna e costruzione nuovi edifici (ABB, Hotel, ecc.). La quota del terreno in quest'area è stata significativamente alzata (indicativamente un paio di metri) e il Lidar riporta solo parzialmente la configurazione effettivamente presente nel 2010. Nella batimetria del modello è stata impostata una quota in tutta l'area circa pari a quella del parcheggio ABB (6.70 m s.m. da rilievo ITEC2011), riproducendo il collegamento decrescente con la quota di via Albareto e inserendo i nuovi edifici.
Area sbocco scolmatore		Il Lidar, datato 2008, riporta nella zona di sbocco dello scolmatore delle quote particolarmente basse in quanto a quella data erano in corso i lavori di costruzione dello stesso che coinvolgevano anche una porzione del terrapieno ILVA in sponda sinistra. Nella batimetria è stata corretta tale quota parificandola al livello del terrapieno circostante per riprodurre la configurazione del 2010 in cui tali lavori risultavano conclusi.

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO EVENTO OTTOBRE 2010
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Marina di Sestri		Alla data del Lidar (2008) il nuovo insediamento della Marina di Sestri era in via di costruzione ma risultava concluso nel 2010. Pertanto la batimetria è stata adeguata alla configurazione alla data dell'evento.
Muro sponda destra e paratoie mobili a valle edificio ELSAG		A valle dell'edificio ELSAG, tra la passerella e via Hermada, è presente all'interno del perimetro dello stabilimento un muro che impedisce la propagazione di eventuali esondazioni. Muro inserito sopraelevando la batimetria di 2.5m. Inserite anche le paratoie "mobili" su entrambe le sponde tra palazzo e passerella a quota 7.41m (quota paratoie da sezione 12a rilievo ITEC2011).
Muro strada-ferrovia		Inserito muro tra strada (Via Puccini) e ferrovia per evitare che bassi tiranti di esondazione sulla strada possano propagarsi sui binari.

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO STATO ATTUALE
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Aspetti generali		Lo scenario attuale, rispetto all'evento 2010, considera 3 interventi: - eliminazione muro all'imbocco dello scolmatore (sotto via Albareto e i ponti ferroviari) - nuova passerella a valle dell'edificio ELSAG, senza pila in alveo del T. Chiaravagna e con quota intradosso superiore a quella dell'edificio (quota 6.55m, da progetto di sistemazione lotto "Ponte via Manara - Fornice edificio ELSAG") - demolizione degli edifici a monte e valle di via Giotto, comprese le rispettive pile in alveo. La sezione del ponte di via Giotto non è stata modificata e il nuovo muro in sponda sinistra di via Chiaravagna (in corrispondenza dell'attuale cantiere e dell'edificio demolito di Via Giotto 15), a monte di via Giotto, è stato considerato di altezza 1.3m rispetto al piano strada come misurato durante il rilievo 2013, al posto dei 90cm circa di altezza del precedente. Inoltre è stato effettuato un aggiornamento delle quote di fondo alveo sulla base dei rilievi successivi all'evento e considerati rappresentativi della configurazione attuale. Fonte dei dati: analogamente al modello 2010: modelli HEC-RAS forniti da Provincia di Genova, rilievo ITEC2011, rilievo 2013, progetti di sistemazione del T. Chiaravagna forniti da Provincia e Comune di Genova.
	CHI_29	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013.
briglia viadotto A10	CHI_28	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013.
	CHI_27	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013.
ponte De Simone	CHI_26	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013.
	CHI_24-25	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013. Le differenze tra modello HEC2013 e rilievo 2013 nella sezione successiva non sono tali da richiedere una modifica di queste sezioni al fine di evitare alterazioni della pendenza
passerella via VIII Società Case	CHI_23	Sezione uguale nei due modelli HEC ma aggiornata da rilievo 2013. Stesso impalcato ponte modello 2010, fondo alveo da rilievo (differenze non significative in termini di pendenza complessiva).
	CHI_22	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013 (analogamente a CHI24-25 le differenze emerse nel rilievo non giustificano modifiche a questa sezione)
passerella via Leonardi	CHI_21	Stesso impalcato nei due modelli HEC ma diverso fondo alveo. Rilievo 2013 conferma sezione HEC2013, adottata nel modello.
	CHI_20	Stessa sezione 2010, da modello HEC2013 (analogamente a sezioni precedenti le variazioni rilevate nella sezione successiva non giustificano modifiche alla sezione)
Sez. progr. MIKE11 581.28m		Stesse quote sponde sezione modello 2010, fondo da interpolazione tra sezioni CHI20-CHI19
Sez. progr. MIKE11 591.28m		Stesse quote sponde sezione modello 2010, fondo da interpolazione tra sezioni CHI20-CHI19
Ponte obliquo Via Chiaravagna	CHI_19	Stesso impalcato ponte modello 2010. Fondo differente nei due modelli HEC e comunque utilizzato quello da rilievo 2013 (coerente con quote HEC2013 e differenze solo locali)
sezione 5m a valle del ponte	chi_18.5	Stesse quote spondali del modello 2010. Quota fondo da interpolazione con sezioni monte/valle
sezione a fine discesa (pista cantiere)		Sezione al termine della discesa, fondo da rilievo 2013 (simile a quote rilievo ITEC2011), ultima sezione con vecchio muro in sponda sinistra. Alla data del rilievo 2013 la sezione era occupata da pista cantiere, non inserita nel modello (scenario attuale nell'ipotesi di lavori conclusi)
Ipotesi inizio nuovo muro		Prima sezione con nuovo muro, alto 130cm al posto dei 90cm del precedente (altezza muro misurata durante rilievo 2013)
Sezioni Via Chiaravagna		In tutto il tratto dal ponte obliquo a dopo via Giotto le quote del fondo dei rilievi 2013 e ITEC2011 sono molto simili, quindi è coerente considerare le quote di fondo del rilievo ITEC2011 come rappresentative dello scenario attuale.
Sezione di cambio quota del muro in sponda destra		In sponda destra il nuovo muro sostituisce anche l'abbassamento di quota a 9.16m e la quota di sommità del muro è stata assunta pari a quella del muro in sponda sinistra. In sponda sinistra, presso la sezione di imbocco del palazzo, il terreno è a quota 8.07m s.m. (da rilievo ITEC2011), il nuovo muro è alto 1.3m (rilievo 2013), pertanto assunta quota di sommità di 9.37m s.m. su entrambi i lati. Quota di sommità spondale mantenuta costante fino a via Giotto (verso valle la strada è in leggera salita fino alla quota di 8.50m s.m. al piano strada di via Giotto, quindi l'ipotesi è a favore di sicurezza)
Edificio via Giotto 15 demolito		Eliminato palazzo demolito, sia impalcato sia pile in alveo. Quota fondo da rilievo ITEC2011
ponte Via Giotto		Mantenute quote impalcato da modello precedente (allo stato attuale ponte non oggetto di lavori di demolizione), quota fondo da "sez15" rilievo ITEC2011
Edificio demolito a valle di Via Giotto		Eliminato palazzo demolito, sia impalcato sia pile in alveo. Quota fondo da rilievo ITEC2011, confermato da rilievo 2013

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO STATO ATTUALE
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Sezione da concavità edificio		Quota fondo da rilievo ITEC2011 (sezione 14a ITEC)
Sezione inizio terrapieno sponda sinistra		Quote sponde da rilievo ITEC2011 (come modello 2010) da cui ricavata anche la quota del fondo; corrisponde a sezione 14ITEC.
Sezione "ex carrozziere"		Interpolata mantenendo stesse quote sponde del modello 2010
Ponte via Manara	CHI_16	Quote sponde da rilievo ITEC2011 (uguali a modello 2010), fondo alveo da rilievo 2013. Stesso impalcato del ponte del modello evento 2010
Edificio ELSAG	CHI_15	Quota fondo da rilievo 2013 e quota intradosso come modello 2010.
Sezione monte passerella ELSAG		Quota fondo interpolata tra sezioni rilievo 2013. Quota intradosso della nuova passerella, senza pila in alveo, pari a 6.55 m s.m. (ottenuta da elaborati progetto nuovo ponte Via Manara e fornice ELSAG).
Sezione valle passerella ELSAG		Quota fondo da rilievo 2013 (molto simile a rilievo ITEC2011) e inserita nuova passerella
Confluenza R. Ruscarolo		Sezione derivata da sezione valle passerella, quote sponde da modello precedente (sempre da fonte rilievo ITEC2011)
	CHI_13	Da sezione CHI13 a Via Albareto il rilievo 2013 conferma le quote del modello HEC2013 (costruito a partire da rilievo ITEC2011), quindi acquisite geometrie modello HEC2013 con quote spondali corrette (in analogia a modello evento del 2010)
Sezioni a lato parcheggio ABB		Da modello HEC2013 con quote sponde corrette (da modello evento 2010)
Sezione tra parcheggio ABB e Via Albareto		Sezione da modello HEC2013 corretto sulla base del rilievo ITEC2011
Ponte Via Albareto	CHI11	Nota generale: da via Albareto alla foce il modello HEC2013 è identico al precedente (rappresentativo del 2010), quindi non recepisce rilievo ITEC2011. Per Via Albareto sezioni provenienti da modello HEC2010 con fondo corretto recependo rilievo ITEC2011
Ponti ferroviari	CHI_10-09-08	Sezioni da rilievo 2013 che per la parte laterale delle sezioni conferma modello HEC2010, mentre in centro alveo in generale c'è più deposito.
Sezione a valle ponti ILVA		Sezione ricavata con stessa metodologia del modello 2010 (analogia a sezione 6b ITEC)
Sezione allargata		Sezione ricavata con stessa metodologia del modello 2010
Sezione progressiva MIKE11 1072.16m		Fino al ponticello Piaggio mantenute stesse sezioni del modello 2010 ma con quote fondo alveo riferite a rilievo ITEC2011, confermato in sezioni precedenti e successive da rilievo 2013
Sezione progressiva MIKE11 1099.50m		Fino al ponticello Piaggio mantenute stesse sezioni del modello 2010 ma con quote fondo alveo riferite a rilievo ITEC2011, confermato in sezioni precedenti e successive da rilievo 2013
Ponticello Piaggio	CHI_06	Sezione da rilievo 2013 (abbastanza coerente con quote fondo del rilievo ITEC2011), che quindi legittima ad utilizzarle per sezioni precedenti
Copertura Piaggio	CHI_05-04	Dalla copertura Piaggio alla foce il rilievo 2013 conferma il modello HEC2010, pertanto mantenute sezioni previa verifica con rilievo ITEC2011
Vasca di sedimentazione	CHI_03	Il rilievo ITEC2011 conferma che la vasca è piena (visibile anche nelle foto della relazione dei CT della Procura) pertanto inserite quote rilievo. Un abbassamento della quota del fondo di queste sezioni ha un'influenza minima sul profilo di corrente in considerazione della vicina condizione al contorno di valle dovuta al livello del mare.
	CHI_02	Sezione da modello 2010 con quota fondo da rilievo ITEC2011.
Sezione progressiva MIKE11 1352.53m		Sezione da modello 2010 con quota fondo da rilievo ITEC2011. Ultima sezione disponibile del rilievo ITEC2011.
	CHI_02-01	Per le sezioni successive al rilievo mantenute le sezioni del modello 2010 tranne che per il fondo, ottenuto per interpolazione tra l'ultima sezione del rilievo e l'ultima sezione del modello, in un tratto che è ormai sostanzialmente in mare.
Parcheggio ABB		Mantenute geometrie delle sezioni chiuse del modello 2010 e aggiornate le quote del fondo dal modello HEC2013, che recepisce rilievo ITEC2011, quest'ultimo sostanzialmente confermato da rilievo 2013
Scolmatore		Eliminato muro all'imbocco (demolito nel 2011), mantenute sezioni del modello 2010 con le quote del fondo aggiornate da rilievo ITEC2011 (verosimilmente confermato da foto rilievo 2013)
Modello 2D - LIDAR		Eliminati edifici a monte e valle di Via Giotto, correggendo opportunamente le quote all'estradosso della strada (quote da rilievo ITEC2011)
		Corretta batimetria nella zona ILVA -Piaggio, riempiendo rilevato ferroviario e inserendo muri perimetrali.
		Corretta batimetria presso implacato via Albareto, impostando quote estradosso corrette (da rilievo ITEC2011)
		Corretta batimetria in prossimità edificio ELSAG (porzione di edificio ELSAG con ingresso in via Puccini)
		Corretta batimetria nella zona presso l'ingresso di Fincantieri e inserito muro perimetrale
		Corretta batimetria inserendo alcuni muri perimetrali di edifici nella zona di Via Merano

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO STATO DI PROGETTO
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Aspetti generali		<p>Lo scenario di progetto, rispetto a quello attuale, considera 5 interventi:</p> <ul style="list-style-type: none"> - rifacimento ponte di Via Giotto senza pile in alveo - rifacimento ponte di via Manara, nuovo fornice sotto edificio ELSAG in sponda sinistra e spostamento a monte di via Manara della confluenza con il Rio Ruscarolo - allargamento di 9 metri in sponda sinistra della sezione dell'alveo presso lo stabilimento ILVA, nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura Piaggio - demolizione del ponticello Piaggio, a monte della copertura - costruzione nuovo scolmatore, di larghezza 9 metri, in sponda sinistra sotto la copertura Piaggio <p>Fonti aggiuntive dei dati rispetto agli scenari precedenti:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Progetto Preliminare Hydrodata del 2001 - Progetto Definitivo dell'intervento di rifacimento del ponte di via Manara e apertura fornice edificio ELSAG, fornito dal Comune, redatto nel 2011 e con integrazione del 2013 provvista di modello HEC-RAS, di seguito denominato "HECmanara"
Da autostrada a via Giotto		Mantenute sezioni del modello stato attuale inalterate
ponte via giotto	CHI_17.6-17.4	Nel progetto preliminare HYD2001 è stato ipotizzato un nuovo ponte stradale senza pila in alveo, con impalcato di spessore 0.95m, da cui nuovo intradosso a quote 7.57-7.43m (elaborato COM05-4.5.11)
Sezioni immediatamente a valle del ponte di via Giotto		Mantenute sezioni del modello stato attuale inalterate
Sezione da concavità edificio (sezione 14a ITEC)	CHI 17	Sezione identica a scenario stato attuale e uguale a sezione 14a ITEC
Sezione inizio terrapieno sponda sinistra		Mantenuta sezione stato attuale (progressiva 729.60m), fondo alveo coincide con sezione 13.5 modello "HECmanara"
Nuova sezione a Progressiva 750.07m (10m a monte nuova confluenza)		Sezione acquisita da modello "HECmanara", correggendo quota sponde da rilievo "ITEC2011". Inserito datum di 5cm sul fondo alveo perchè più coerente con reale profilo dell'alveo (nel modello "HECmanara" la sezione ha stessa quota fondo della sezione successiva, denominata sezione 13.1 a 10m di distanza)
Sezione ex carrozziere (Progressiva 753.60m)		Sezione eliminata perché superata dalle nuove sezioni introdotte
Nuova sezione a Progressiva 755.07m (5m a monte della nuova confluenza)		Nuova sezione introdotta per rappresentare la sezione di inizio della riduzione di larghezza del terrapieno a seguito del nuovo posizionamento della confluenza. Sezione ottenuta interpolando la quota del fondo e mantenendo inalterata la larghezza dell'alveo. Da questa sezione si riduce progressivamente, fino ad annullarsi, la larghezza del terrapieno e la sezione si estende così dal solo Chiaravagna alla sezione complessiva della confluenza. La collocazione 5m prima della confluenza è stata determinata a partire dalle planimetria del progetto di intervento.
Sezione nuova confluenza con R. Ruscarolo a Progressiva 760.07m		Nuova sezione inserita per rappresentare la nuova confluenza con R. Ruscarolo, posta immediatamente a monte del ponte di via Manara, in corrispondenza della sezione 13.01 del modello "HECmanara" (da cui ricavata progressiva). Geometria della sezione da modello "HECmanara", senza terrapieno (non più presente da planimetria di progetto) e comprendendo anche il Rio Ruscarolo, quote sponde da estradosso ponte via Manara (7.95m s.m.).
Sezioni Progressive 761.00-761.65m		Sezioni eliminate perché superate dalle nuove sezioni introdotte
Ponte via Manara – sezione di monte		Sezione di monte del nuovo ponte di via Manara, prima dell'allargamento dell'alveo dovuto alla realizzazione del nuovo fornice. Geometria della sezione da sezione 13 modello "HECmanara" (quote impalcato confermate da tavole di progetto)
Nuova sezione a Progressiva 762.70m - inizio allargamento alveo		Nuova sezione introdotta per rappresentare l'allargamento della sezione dell'alveo in sponda sinistra sotto il ponte di via Manara. Poichè il muro di sponda e il setto centrale sono circa paralleli, si è mantenuta la stessa larghezza dell'allargamento dalla sezione successiva, mentre la quota di fondo è stata ricavata dalla sezione precedente, traslata in basso di 1cm.
Nuova sezione a Progressiva 772.52m - Ponte via Manara sezione valle		Nuova sezione introdotta per rappresentare la sezione di valle del nuovo ponte, con allargamento in sponda sinistra per la realizzazione del nuovo fornice. Geometria della sezione da sezione 12.4 del modello "HECmanara", progressiva posta 0.5m prima della successiva
Edificio ELSAG - sezione monte	CHI_15	Sezione di monte edificio ELSAG, con nuovo fornice e comprensiva di setto centrale e pilastro edificio. Geometria della sezione da sezione 12.3 modello "HECmanara".
Sezione briglia		Sezione alla progressiva della briglia presente in entrambi i torrenti. Quota di fondo ottenuta a partire dalla sezione successiva, sopraelevando il fondo di 0.45m (da planimetria e profili di progetto). Geometria ottenuta interpolando larghezza alveo e setto centrale dalle sezioni circostanti, mentre il posizionamento del pilastro è ricavato da sezione 12.25 del modello "HECmanara". Rappresenta l'ultima sezione con pilastro edificio.
Edificio ELSAG - sezione valle		Geometria da sezione 12.2 del modello "HECmanara" modificando quote di fondo (3.55 m s.m. alveo centrale e 4.00 m s.m. nuovo fornice) sulla base dei profili di progetto e più coerenti con profilo complessivo
Sezione monte passerella ELSAG		Geometria sezione da sezione 12.1 modello "HECmanara" con quota di fondo nuovo fornice da profili di progetto dell'intervento (3.85m s.m.).
Sezione valle passerella ELSAG		Geometria sezione da sezione 12 modello "HECmanara" con quota di fondo nuovo fornice da profili di progetto dell'intervento (3.75m s.m.) e abbassando la quota di fondo dell'alveo di 5cm rispetto alla sezione precedente, più coerente con reale profilo dell'alveo rispetto a pendenza nulla del modello HEC.

TORRENTE CHIARAVAGNA		SCENARIO STATO DI PROGETTO
Riferimento tratto	Riferimento codice sezioni	Descrizione origine dato o ipotesi di schematizzazione
Ex confluenza Rio Ruscarolo (Progressiva 807.52m)	CHI_13	Sezione presso confluenza allo stato attuale, prima sezione sgombra da strutture. Geometria da sezione precedente, quote sponde mantenute da sezione stato attuale, quote fondo da tavole di progetto
Sezione attuale confluenza (Progressiva 808.08m)		Sezione eliminata perché non più presente confluenza con Rio Ruscarolo
Sezione a monte del salto di fondo nuovo fornice		Nuova sezione introdotta con progressiva 3m a monte della sezione successiva per rappresentare il salto di fondo del nuovo fornice, dovuto alla presenza di tubazione acque nere. Quote e distanze ricavate da profilo di progetto dell'intervento. La quota di fondo passa da 3.5m a 2.5m, mentre in alveo è 3.10m. Larghezza della sezione ottenuta per interpolazione.
Sezione a valle del salto di fondo nuovo fornice		Sezione di valle del salto di fondo del nuovo fornice (a valle pozzetto acque nere) e sezione di imbocco del preesistente allargamento sotto il parcheggio ABB, che in precedenza era cieco a monte e in questo scenario diventa la prosecuzione del nuovo fornice, anche in termini di quote di fondo. Ultima sezione a piena larghezza, quota fondo alveo a 3.00 m s.m. (da elaborato progetto di intervento) che è simile a quota di fondo stato attuale, larghezza da interpolazione.
Prima sezione a lato parcheggio ABB		Sezione analoga alla preesistente dello stato attuale (sezione 11a ITEC), l'unica variazione sono le quote in prossimità dell'allargamento in sponda sinistra che comporta un abbassamento del fondo.
Sezioni a lato parcheggio ABB		Mantenute sezioni del modello stato attuale inalterate
Sezioni ponte Via Albareto e ponti ferroviari	CHI_11-08	Mantenute sezioni del modello stato attuale inalterate
Sezione a valle ponti ILVA		Sezione identica a scenario stato attuale (Progressiva 1043.16m)
Sezione allargata (Progressiva 1057.16m)		Mantenuta sezione scenario stato attuale modificando in parte le quote di fondo (basandosi su rilievo ITEC2011) per meglio interpolare sezione precedente e successiva. Ultima sezione inalterata prima dell'allargamento in sponda sinistra.
Sezioni ILVA-Piaggio	CHI_07	Estese di 9 metri in sponda sinistra la sezioni dello scenario attuale, mantenendo stesse quote di fondo e delle sponde.
Sezione a monte ponticello Piaggio (Progressiva 1135.64m)		Sezione eliminata perché senza ponticello risulta priva di significato
Ex sezione di monte ponticello Piaggio	CHI_06	Lo scenario di progetto prevede la demolizione del ponticello, con prosecuzione dell'allargamento di 9 m in sponda sinistra della sezione. Manteneute quote sponde e fondo da stato attuale
Ex sezione di valle ponticello Piaggio		Sezione eliminata perché senza ponticello risulta priva di significato
Ultima sezione allargata a monte della copertura Piaggio		Sezione identica alla precedente, ottenuta traslando il fondo di 7 cm (in analogia a scenari precedenti). Rappresenta l'ultima sezione scoperta e allargata prima della copertura Piaggio. La sezione successiva rappresenta sia la sezione di monte della copertura Piaggio sia la sezione di imbocco del nuovo scolmatore, che ha un tracciato autonomo dal torrente e non ne modifica le sezioni
Da copertura Piaggio a foce	CHI05-01	Mantenute sezioni del modello stato attuale inalterate. Parallelamente al torrente, nel tratto della copertura Piaggio, è presente il nuovo scolmatore. Adottando un approccio cautelativo la sezione a Progressiva 1243.45m, in cui confluisce lo scolmatore, è stata mantenuta inalterata, senza considerare allargamenti di sezione sotto al colonnato in sponda sinistra (immediatamente a valle di via Marsiglia).
Scolmatore Piaggio		Dettagli geometrici del nuovo scolmatore dal Progetto Preliminare Hydrodata del 2001. Lunghezza 102m, larghezza costante 9m, quote di fondo e dell'intradosso delle sezioni di imbocco e sbocco dagli elaborati di progetto. Sezione di imbocco corrispondente alla sezione con Progressiva 1144.89m (imbocco copertura Piaggio), che si congiunge a monte con la sezione a Progressiva 1142.75m; quota di fondo -0.34m e intradosso 2.51m s.m.. Sezione di sbocco corrispondente alla sezione con Progressiva 1236.45m (sezione sbocco via Marsiglia), che si congiunge a valle con la sezione a Progressiva 1243.45m; quota di fondo -0.88m e intradosso 2.93m s.m..
Parcheggio ABB		La modifica dell'imbocco del ramo laterale sotto il parcheggio ABB, con il collegamento al nuovo fornice, comporta una variazione delle quote di fondo delle prime sezioni. In dettaglio modificate quote di fondo delle sezioni a Progressiva 820.11m (a quota 2.50m s.m., da rilievo di progetto), 828.91m (a quota 2.60m s.m., da rilievo di progetto), 851.79m (quota fondo interpolata tra sezione precedente, da progetto, e successiva, non modificata). Inoltre inserita sezione a Progressiva 824.51m, ottenuta per interpolazione, per una migliore schematizzazione dei collegamenti con il ramo principale.
Modello 2D - LIDAR		Corretta batimetria presso stabilimento ILVA: impostate come "land value" le celle coinvolte dall'allargamento di 9m dell'alveo perché schematizzate nel modello 1D e non più parte del dominio 2D.

2.2 Rilievo 2013 - Sezioni e relazione fotografica

Nei paragrafi seguenti sono riportati i prospetti delle sezioni topografiche rilevate appositamente per il presente studio. Il rilievo effettuato ha avuto come obiettivo principale l'integrazione del dato topografico dove l'informazione a disposizione non fosse stata ritenuta adeguata al dettaglio di rappresentazione necessario o dove la realizzazione di opere, la variazione di strutture esistenti o altri interventi progettuali hanno modificato le geometrie dell'alveo.

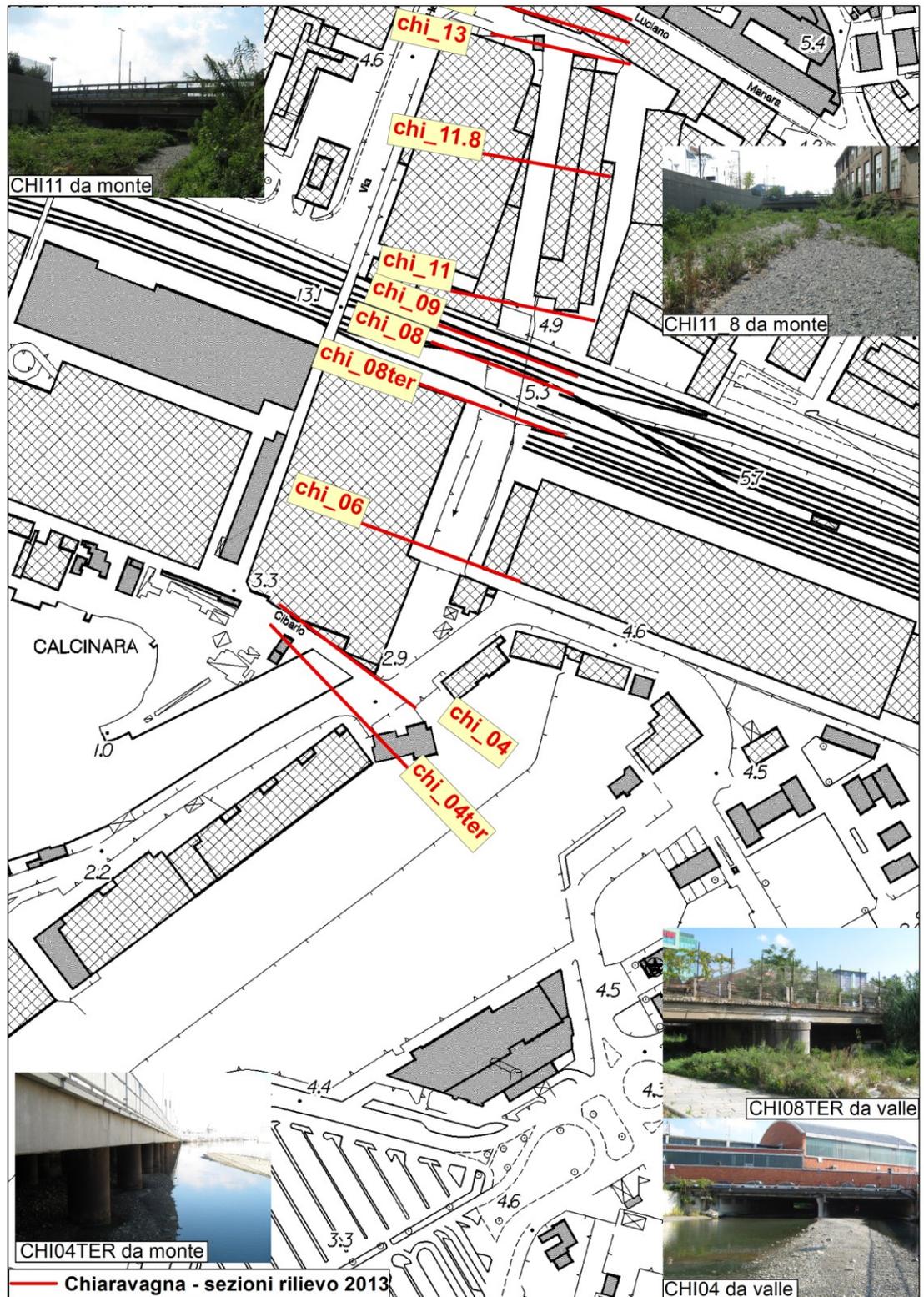
Le sezioni sono accompagnate da una documentazione fotografica raccolta durante le fasi di rilievo. Ogni singola sezione è numerata con il codice identificativo presente nel Piano di Bacino ed una sintetica descrizione caratterizzante l'ubicazione della stessa.

L'ubicazione delle sezioni è individuata tramite specifiche tavolette planimetriche.

2.2.1 Torrente Chiaravagna – Planimetrie

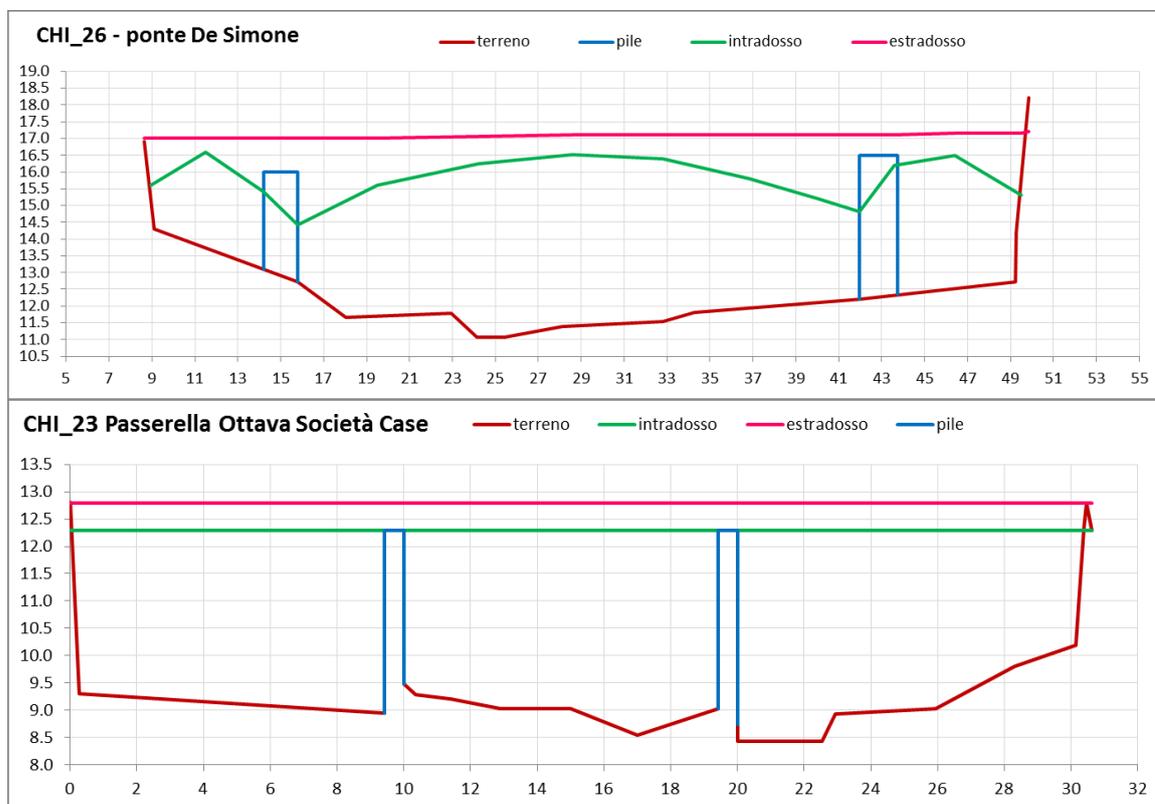


Planimetria da sezione CHI26 a sezione CHI13.

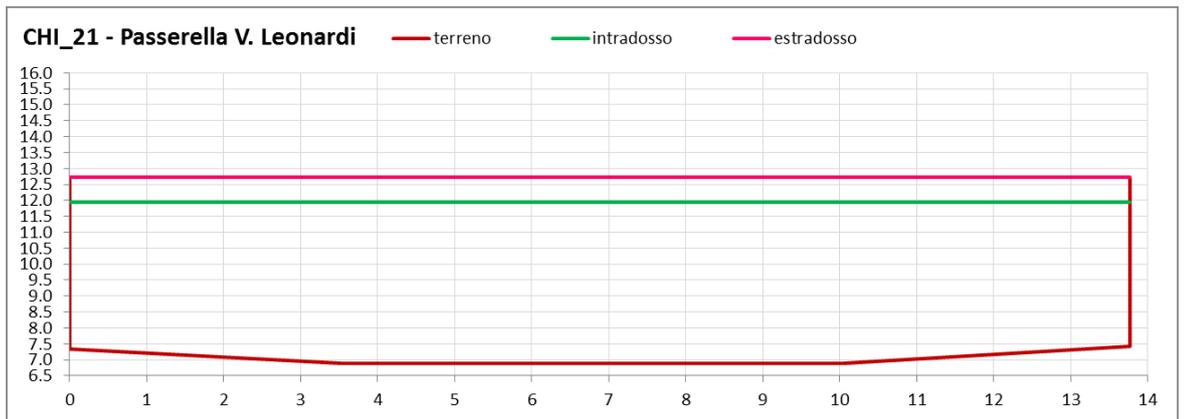


Planimetria da sezione CHI13 a confluenza mare.

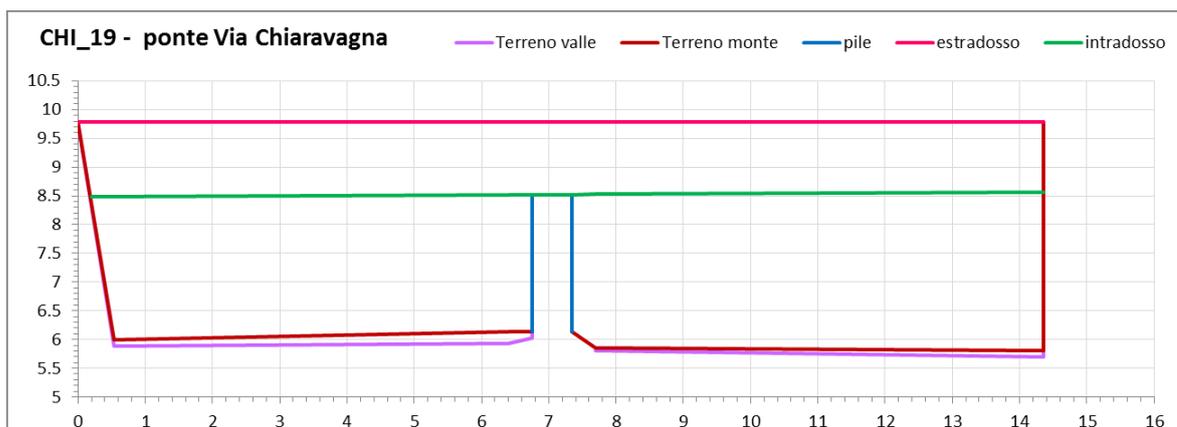
2.2.2 Torrente Chiaravagna – Sezioni



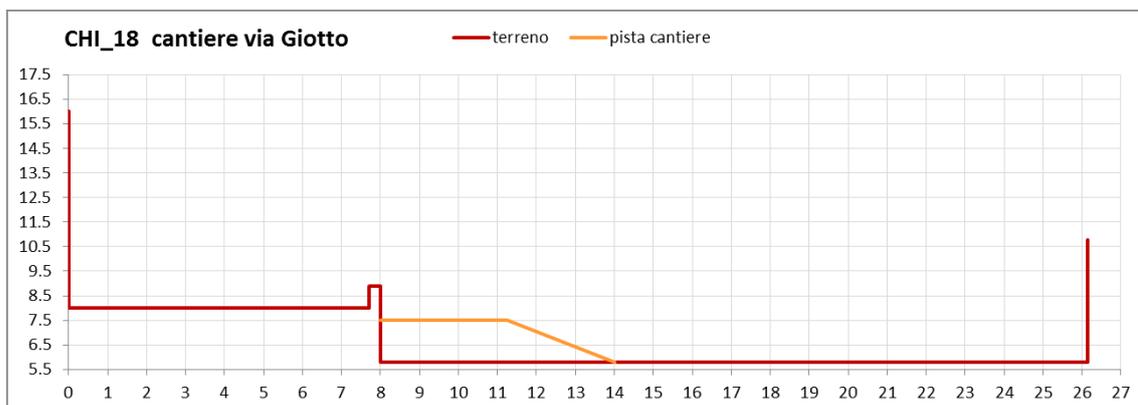
Sezione CHI23 - Passerella di via Ottava Società case vista da monte.



Sezione CHI21 – Passerella di via Leonardi vista da monte.

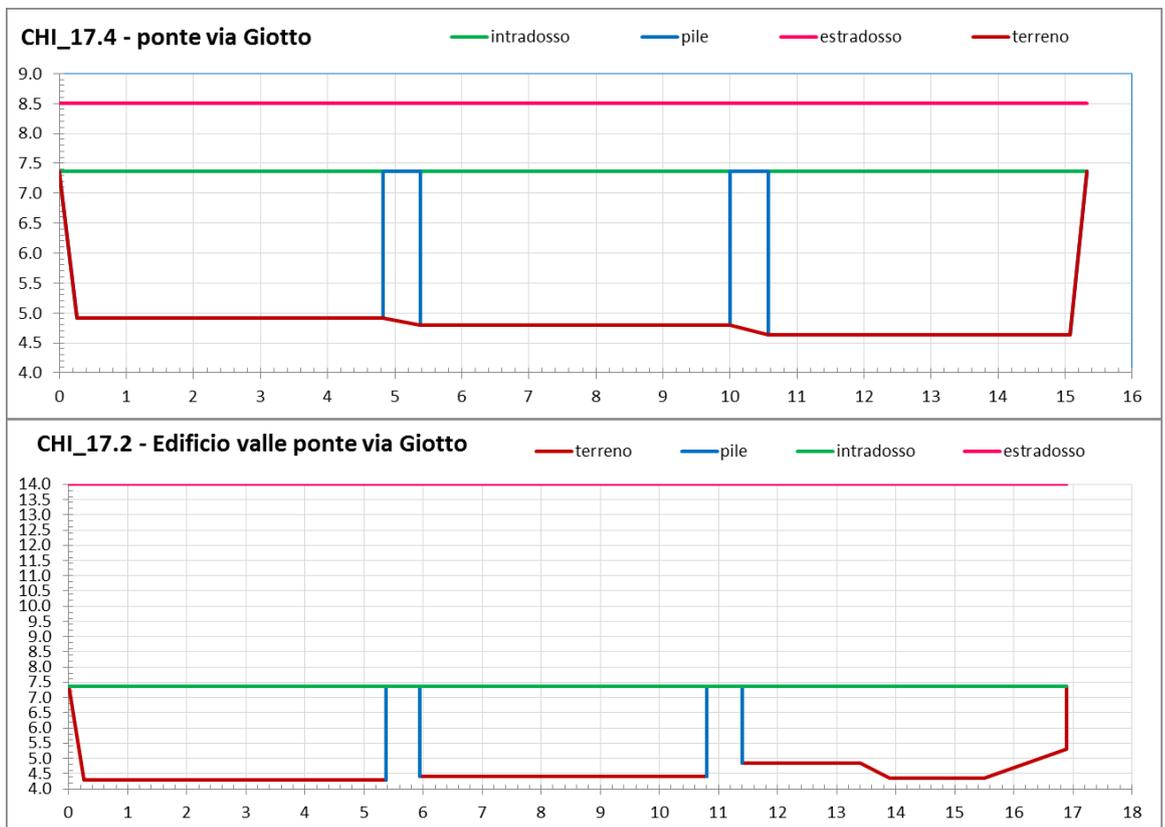


Sezione CHI19 – Ponte di via Chiaravagna vista da monte.



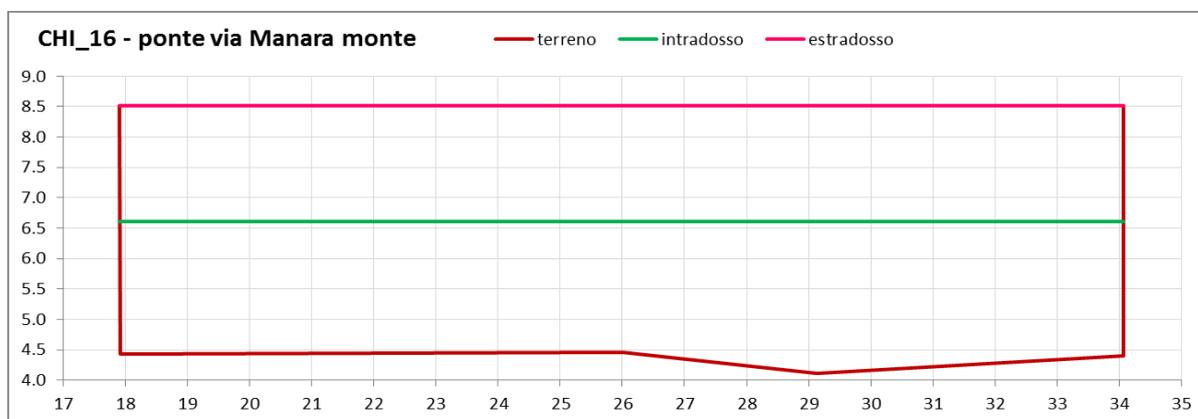


Sezione CHI18 – cantiere di via Giotto vista da monte.



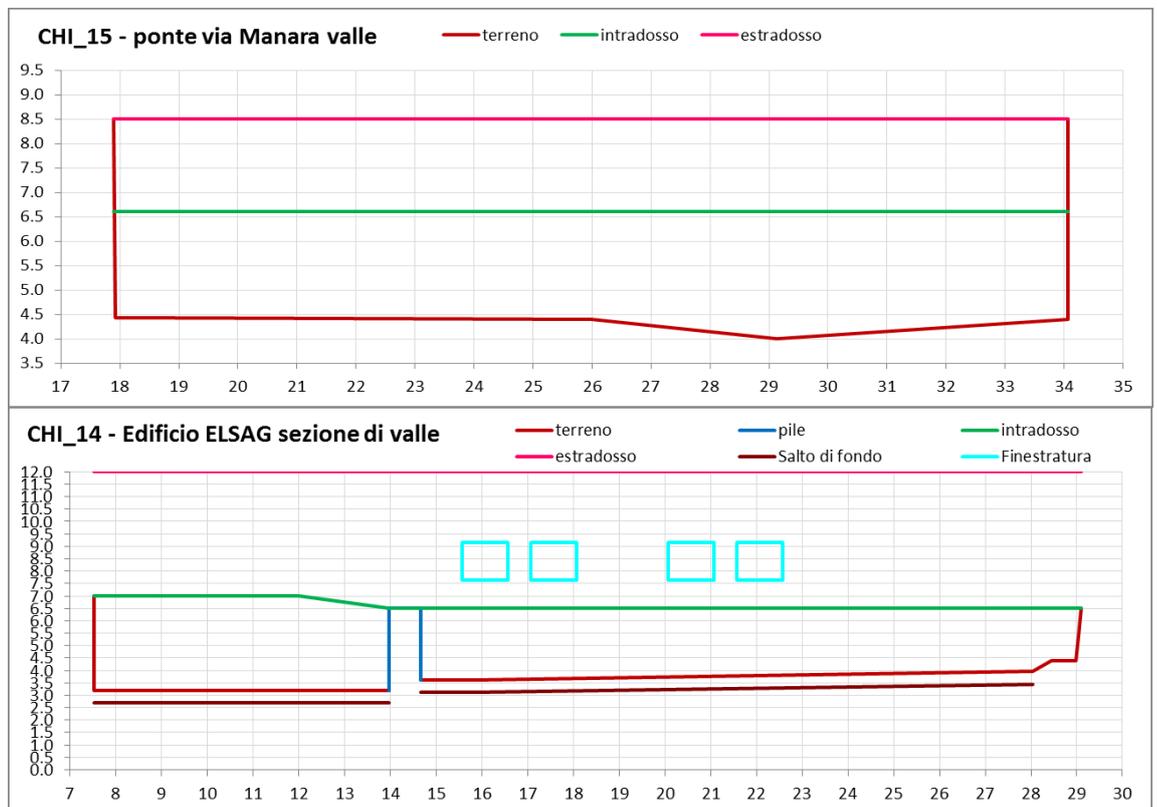


Sezione CHI17_2 – Edificio a valle ponte di via Giotto, vista da valle.



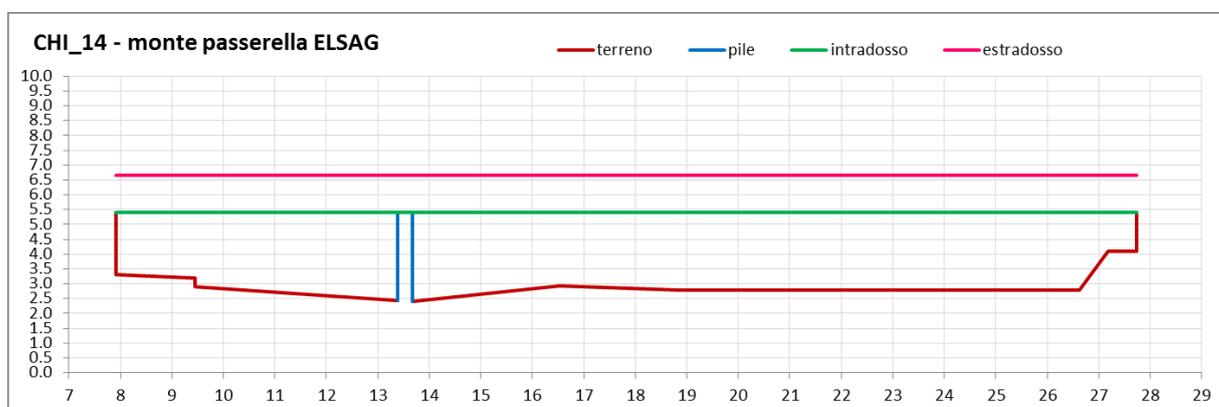


Sezione CHI16 – Ponte di via Manara vista da monte.



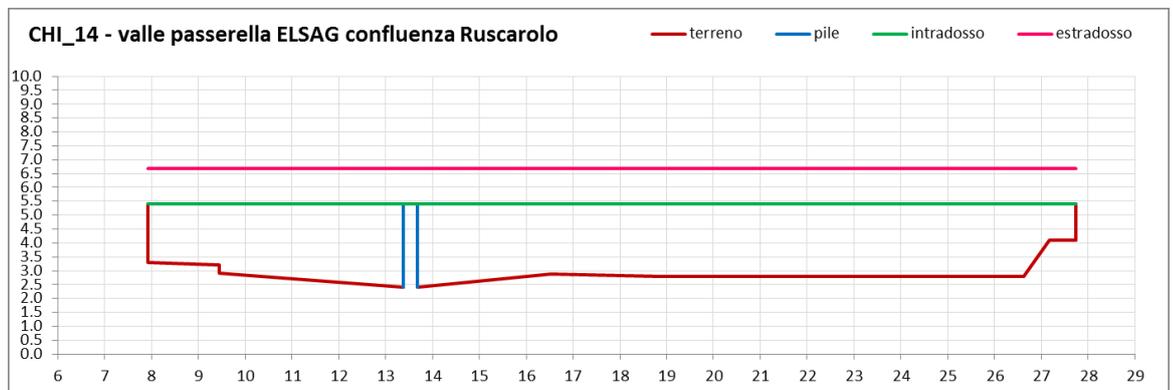


Sezione CHI14 Edificio ELSAG – attraversamento rio Ruscarolo vista da valle.



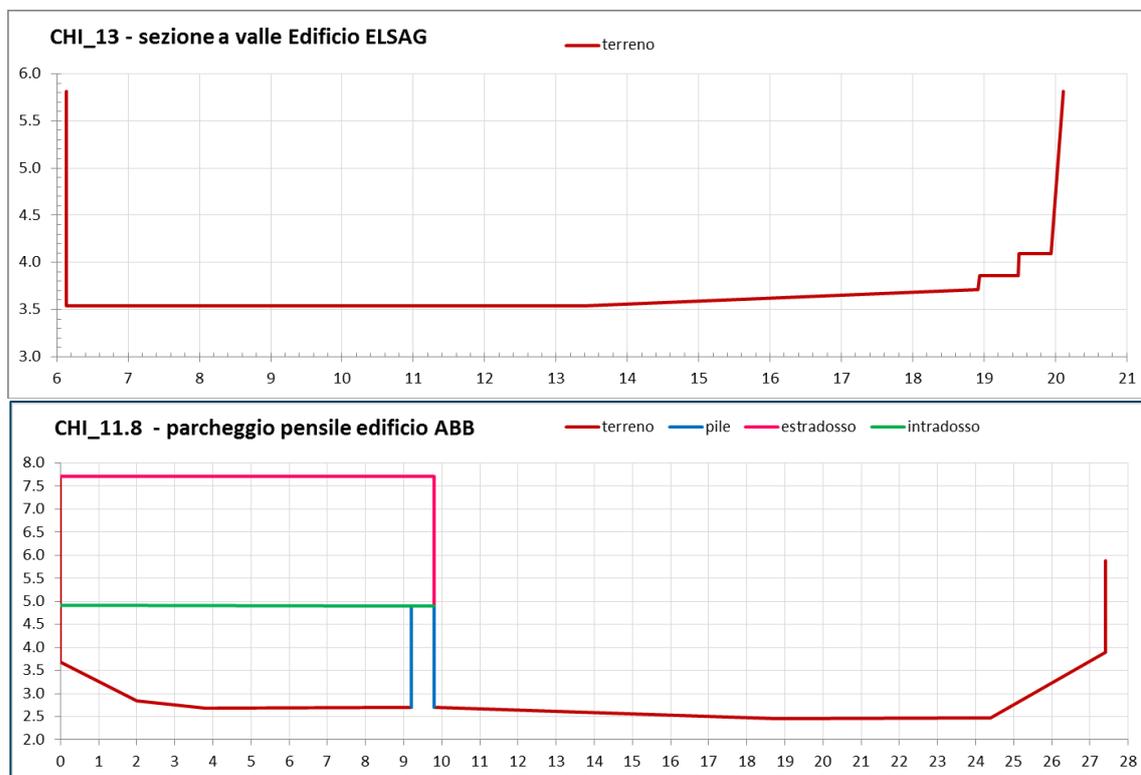


Sezione CHI14 Edificio ELSAG – attraversamento torrente Chiaravagna vista da valle.





Sezione CHI14 - Passerella ed Edificio ELSAG vista da valle.

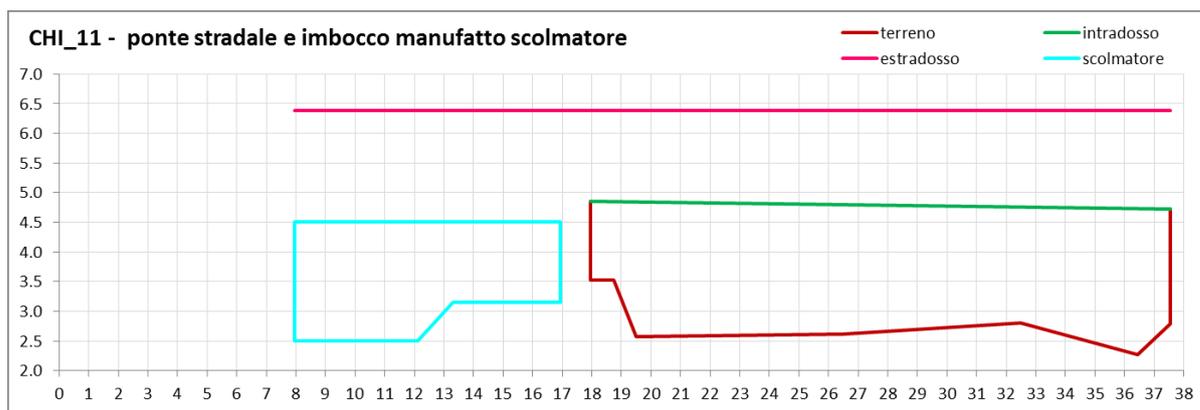




Sezione CHI11_8 – In sinistra idraulica parcheggio pensile azienda ABB, vista da monte.



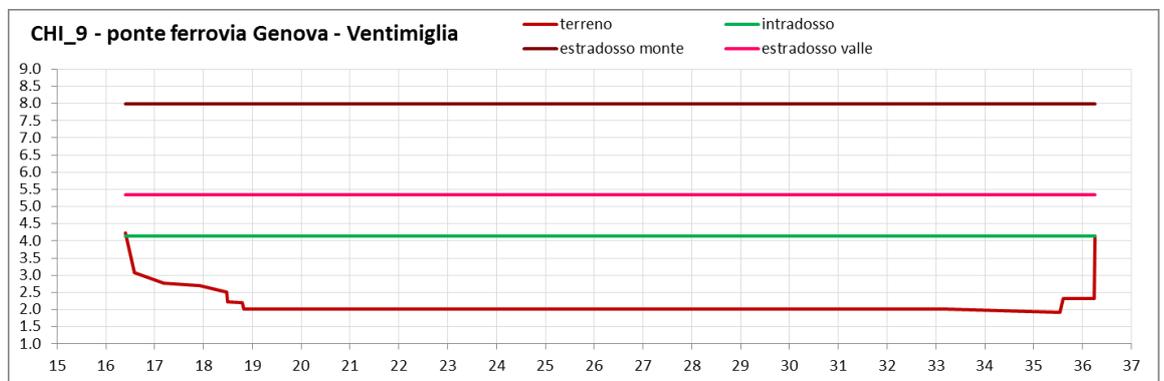
Sezione CHI11_8 - Vista da monte particolare interno struttura parcheggio pensile azienda ABB.



Sezione CHI11 - Ponte stradale vista da monte (in sinistra fine parcheggio pensile ABB e imbocco scolmatore).

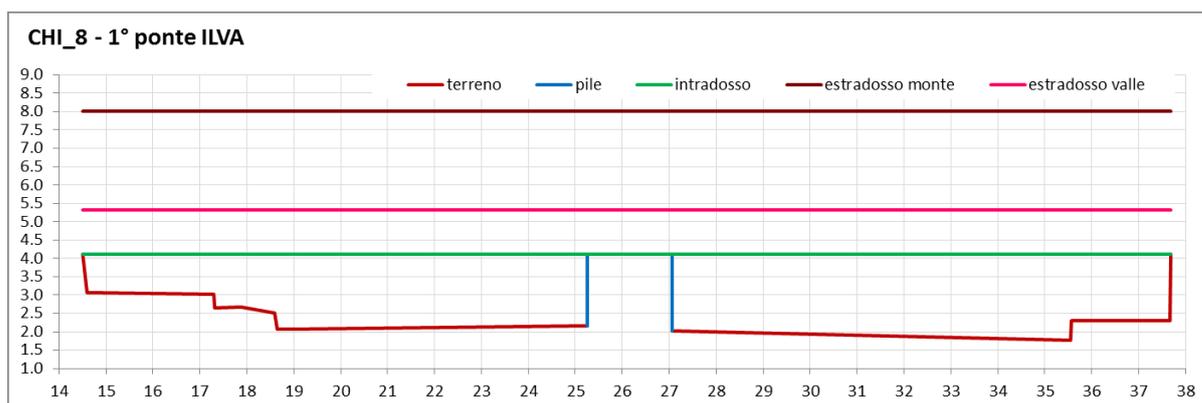


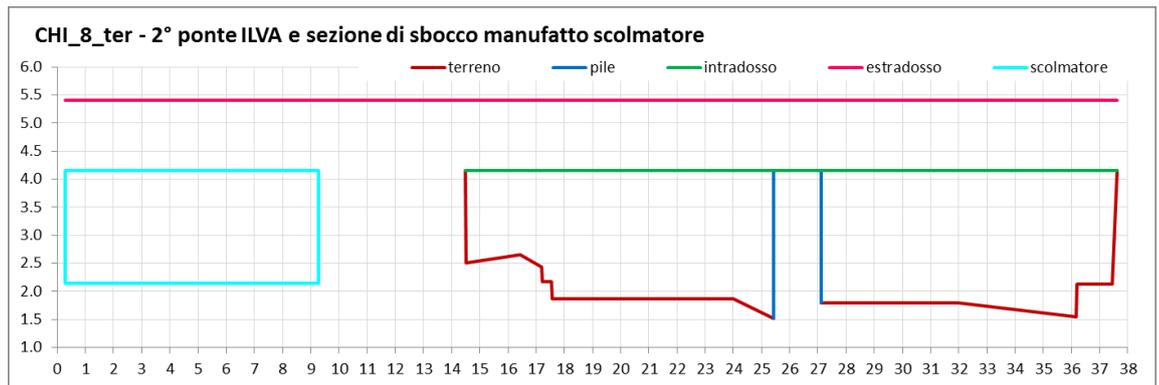
Sezione CHI11 - Imbocco scolmatore localizzato in sinistra ponte stradale.





Sezione CHI9 – Ferrovia Genova Ventimiglia vista da valle in sponda destra.





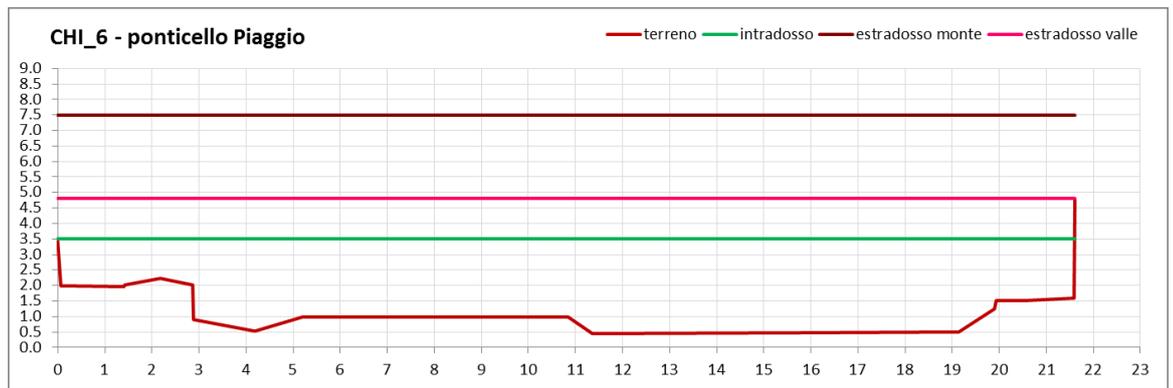
Sezione CHI8 – Secondo ponte ferrovia ILVA vista da valle.



Sezione CHI8TER – Primo ponte ferrovia ILVA vista da valle (in sinistra sbocco scolmatore).



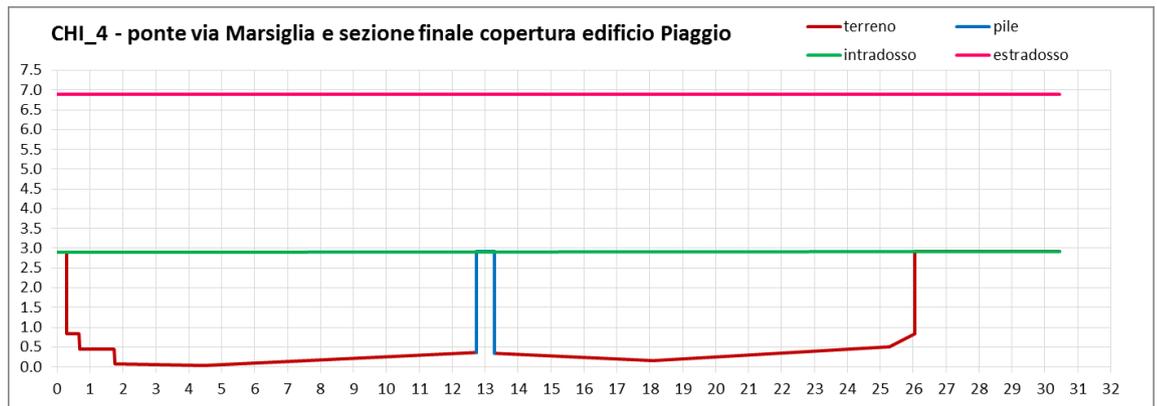
Sezione CHI8TER – Sbocco scolmatore in sinistra primo ponte ferrovia ILVA vista da valle.



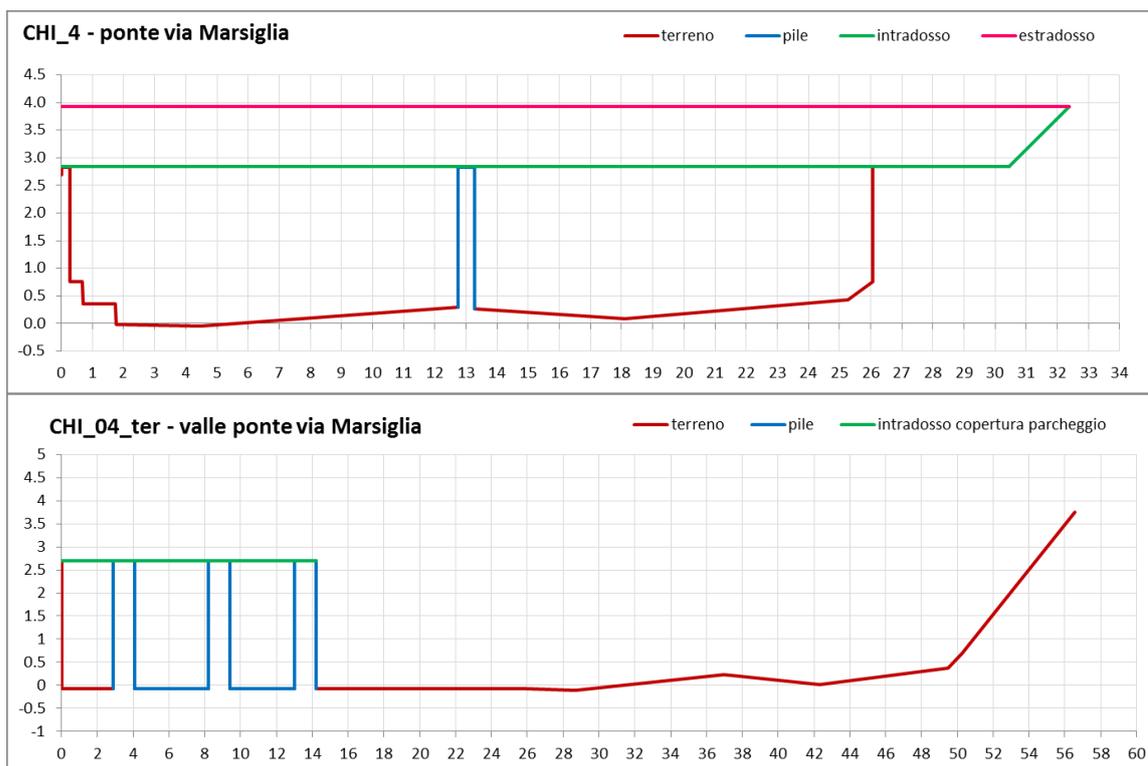
Sezione CHI06 – Ponticello PIAGGIO vista da monte.



Sezione CHI06 – Particolare interno copertura PIAGGIO vista da valle verso sponda destra.



Sezione CHI04 – Ponte via Marsiglia e edificio Piaggio vista da valle.



Sezione CHI04TER – Vista da monte.

3 Analisi idrologica

3.1 Premessa

Nel presente capitolo sono riportate le analisi svolte per il calcolo delle portate al colmo di piena e la determinazione degli idrogrammi di portata, attività propedeutiche alla simulazione idrodinamica della propagazione delle acque di piena in alveo e la loro successiva esondazione sul territorio urbano (attività descritte nel Cap.4).

Lo studio è stato basato sulla realizzazione di modelli numerici integrati, in grado di simulare sia la trasformazione afflussi-deflussi a partire dai dati di pioggia osservati sia la propagazione delle acque di piena nel contesto urbano.

Nei successivi paragrafi del presente capitolo sono descritte, con particolare riferimento ai dati di input utilizzati, alle ipotesi assunte ed ai risultati ottenuti, le seguenti attività:

- il Par. 3.2 descrive la ricostruzione dal punto di vista idrologico dell'evento di piena, accaduto sul bacino del T. Chiaravagna il 4 Ottobre 2010, a partire dai dati di pioggia osservati dalla rete pluviometrica disponibile; l'analisi ha permesso di ricostruire il fenomeno in termini di durata, portata al colmo e volume complessivo;
- il Par. 3.3 riporta invece la ricostruzione degli idrogrammi di piena per differente tempo di ritorno (TR50, 200 e 500 anni) sul T. Chiaravagna: l'analisi ha come scopo la sola ricostruzione degli idrogrammi di piena, mentre il valore di portata al colmo è assunto così come definito nell'attuale Piano di Bacino; non sono infatti oggetto dell'incarico elaborazioni dei dati pluviometrici e aggiornamento delle portate di progetto.

In particolare l'obiettivo della ricostruzione dell'evento osservato è principalmente legato alla calibrazione dei modelli numerici, al fine di poter utilizzare gli stessi nelle successive analisi dello stato attuale, nell'ambito dell'approfondimento e verifica del Piano di Bacino del T. Chiaravagna. Infatti le attività svolte in relazione all'evento pluviometrico avvenuto nel Ottobre 2010 hanno permesso di realizzare e calibrare un modello numerico utilizzato successivamente a supporto delle analisi idrologiche svolte per la determinazione degli idrogrammi di piena per differente tempo di ritorno (TR50, 200 e 500 anni).

3.2 Ricostruzione idrologica dell'evento del 4 Ottobre 2010

La piena del 4.10.2010 è stato un evento di caratteristiche simili ad altri episodi alluvionali pregressi (1953, 1970, 1992, 1993) che hanno tratto comune origine da un assetto meteorologico ricorrente in Liguria, generato da un'area depressionaria di provenienza atlantica che subisce, nella sua traslazione verso est, un blocco anticiclonico. La contemporanea presenza sul Mediterraneo di correnti calde e umide innesca intense precipitazioni a contatto con i primi sollevamenti orografici dell'entroterra. I nuclei di precipitazione intensa presentano estensione limitata ed in particolare durante l'evento del 2010 è stato colpito il settore dei torrenti Chiaravagna, Ruscarolo, Molinassi e Cantarena.

Per l'analisi idrologica si è fatto riferimento a tutti i dati di osservazione disponibili, in particolare per il T. Chiaravagna quelli appartenenti alla rete ufficiale della Regione Liguria (OMIRL).

A partire da un'analisi pluviometrica classica delle precipitazioni eccezionali accadute nell'ottobre 2010, è stato messo a punto e tarato un modello idrologico basato sul codice di calcolo MIKE 11 UHM del DHI che ha consentito di ricostruire gli idrogrammi di piena degli eventi alluvionali in esame, utilizzati successivamente come input ai modelli idrodinamici applicati per la simulazione delle esondazioni ed allagamenti verificatisi.

Con gli stessi modelli idrologici sono stati inoltre determinati gli idrogrammi con tempo di ritorno 50, 200 e 500 anni impiegati per le verifiche idrauliche relative sia alle condizioni attuali che alle condizioni di progetto dell'alveo del T. Chiaravagna.

Infine è stato messo a punto ed applicato un modello monodimensionale dell'alveo nelle condizioni esistenti all'epoca dell'evento di piena del 2010 ai fini di una taratura preliminare dell'idrogramma di piena storico, propedeutica alla successiva simulazione e ricostruzione dell'evento stesso con modelli idrodinamici di tipo bidimensionale.

3.2.1 Ambito idrografico di riferimento

Con riferimento alla corografia dei bacini in Figura 2.1, l'analisi idrologica ha riguardato i seguenti corsi d'acqua:

- torrente Chiaravagna, suddiviso in 4 sezioni idrografiche in chiusura del bacino sotteso dal viadotto autostradale, dei bacini immediatamente a monte e a valle della confluenza del Rio Ruscarolo e del bacino alla foce in mare;
- rio Fereggiano e torrente Bisagno, oggetto anch'essi di indagine all'interno del presente incarico ma trattati separatamente.

3.2.2 Pluviometria: evento del 4 ottobre 2010

Di questo evento sono stati reperiti i dati di misura delle stazioni della Regione Liguria ubicate in prossimità del bacino del torrente Chiaravagna a passo orario e a passo 5 minuti relativi al giorno 4 ottobre 2010.

Dalle serie di misura a passo 5 minuti sono state elaborate le altezze di precipitazione massima di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore nel corso dell'evento in esame che sono elencate nella Tabella 3.1.

Tabella 3.1 Altezze massime di precipitazione nel corso dell'evento del 4 ottobre 2010.

Stazione misura	h 1 ora (mm)	h 3 ore (mm)	h 6 ore (mm)	h 12 ore (mm)	h 24 ore (mm)
SANTUARIO MONTE GAZZO	123.8	242.6	395.8	410.8	411.2
GENOVA - BOLZANETO	74.4	191.0	267.0	293.4	294.8
GENOVA - PEGLI	98.4	243.2	360.4	376.8	377.4
MADONNA DELLE GRAZIE	97.6	143.2	180.4	187.8	206.0
GENOVA - CASTELLACCIO	70.0	134.2	159.4	203.6	204.4
MELE	66.8	139.4	179.8	199.4	231.4

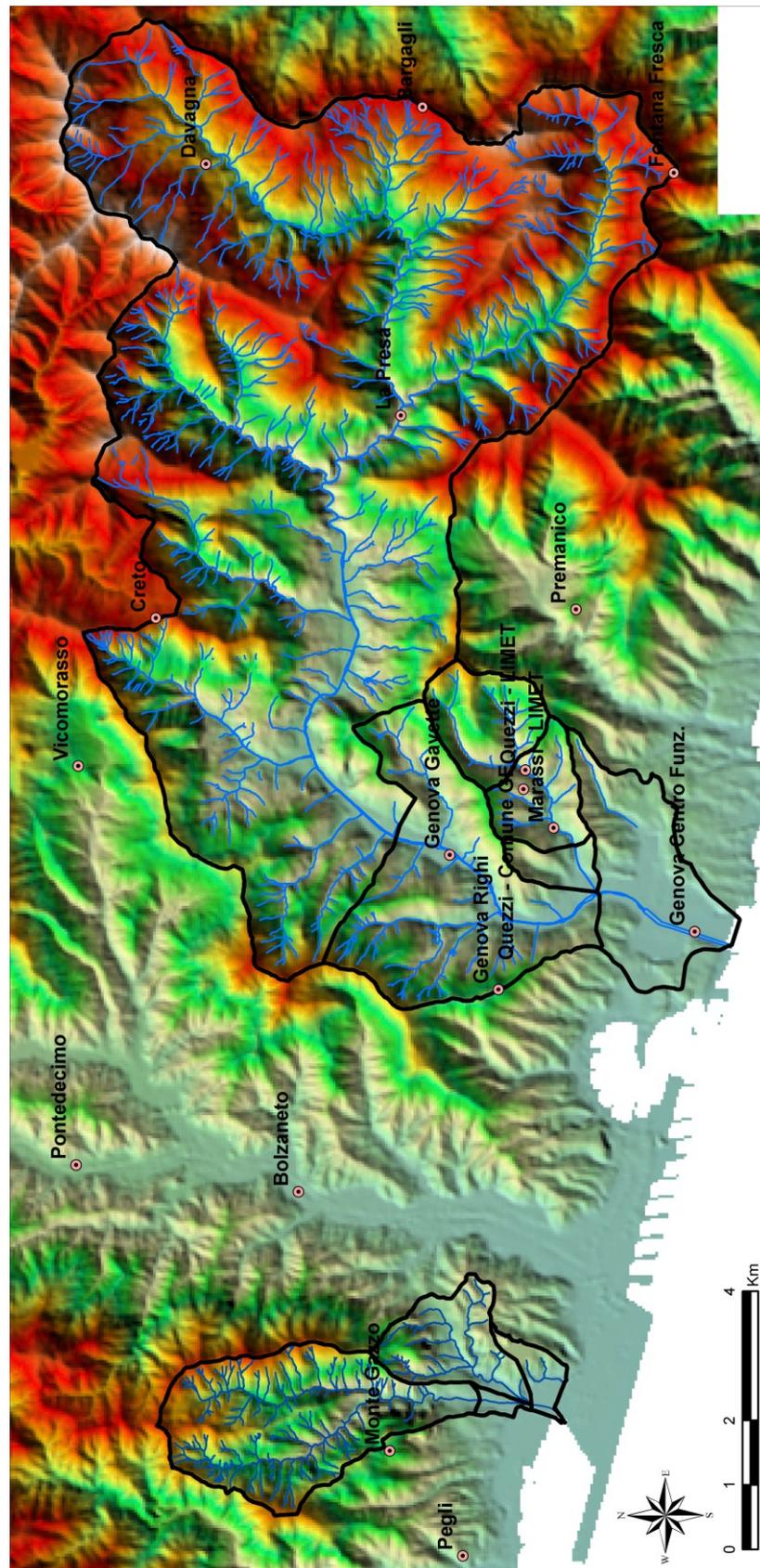


Figura 3.1 Corografia dei bacini idrografici di interesse con ubicazione delle stazioni pluviometriche considerate nello studio (pallini rosa).

Ai fini di un confronto, nella Tabella 3.2 sono riportate anche le altezze massime di precipitazione di durata 1÷24 ore registrate nel corso dell'anno 2010, estratte anche in questo caso direttamente dal sito WEB della Regione Liguria.

Tabella 3.2 Altezze massime di precipitazione estratte dal sito WEB della Regione Liguria per il 2010.

Stazione misura	h 1 ora (mm)	h 3 ore (mm)	h 6 ore (mm)	h 12 ore (mm)	h 24 ore (mm)
SANTUARIO MONTE GAZZO	123.8	242.6	395.6	410.8	411.4
GENOVA - BOLZANETO	82.6	191.0	266.8	293.4	295.6
GENOVA - PEGLI	112.0	243.2	360.4	376.8	377.6
MADONNA DELLE GRAZIE	97.6	143.2	165.4	187.8	300.8
GENOVA - CASTELLACCIO	106.2	134.2	159.4	203.6	205.8
MELE	66.8	139.4	147.2	199.4	262.8

L'evento di precipitazione è stato infine confrontato con le curve di possibilità pluviometrica ottenute in base al Progetto VAPI¹.

L'altezza di pioggia cumulata con periodo di ritorno T viene valutata in tale studio come:

$$h_T = m[h(d)] \cdot K_T$$

Dove

$$m[h(d)]$$

è la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia caduta di "d" ore consecutive:

$$m[h(d)] = a_1 \cdot d^n$$

e K_T è il coefficiente di crescita della distribuzione generalizzata del valore estremo (GEV) pari a:

$$K_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky_T})$$

dove Y_T indica la variabile ridotta di Gumbel, pari a:

$$y_T = -\ln\left(\ln\frac{T}{T-1}\right)$$

e i valori dei parametri di forma k, di scala α e di posizione ε , nonché i parametri a_1 e n sono quelli riportati nella tabella seguente per i siti dove sono localizzate le stazioni pluviometriche più rappresentative per lo studio in esame.

¹ CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche – Progetto VAPI Valutazione delle piene in Italia: "Rapporto sulla valutazione delle piene – Italia Nord Occidentale" – Estratto dal Rapporto Nazionale VAPI con aggiornamenti. A cura di Carlo De Michele e Renzo Rosso. Unità operativa 1.8 – Milano 2001.

Tabella 3.3 Parametri della formula VAPI.

STAZIONE	BACINO	ε	α	k	a_1	n
Madonna della Guardia	Polcevera	0.767	0.301	-0.167	48.7	0.399
Crocetta D'orero	Polcevera	0.804	0.313	-0.049	40.3	0.387
Genova Castellaccio	Polcevera-Bisagno	0.781	0.356	-0.036	47.6	0.341
Genova Università	Polcevera-Bisagno	0.756	0.315	-0.170	49.5	0.340
Viganego	Bisagno	0.832	0.253	-0.082	43.5	0.401
S.Eusebio	Bisagno	0.775	0.286	-0.178	36.7	0.398
Pontecarrega	Bisagno	0.752	0.334	-0.145	47.1	0.379
Genova S.I.	Bisagno	0.802	0.269	-0.138	46.4	0.335

Nella Figura 3.2 è riportato il confronto tra le curve di possibilità pluviometrica del Progetto VAPI (che non include i dati degli eventi pluviometrici degli anni più recenti) ottenute con i parametri relativi alla stazione di Genova Università (le più critiche per durate di precipitazione di 1-3 ore) e le altezze massime di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alle stazioni di Monte Gazzo, Genova Bolzaneto e Genova Pegli nel corso dell'evento alluvionale del 4 ottobre 2010.

In base a tale confronto la valutazione preliminare della gravosità dell'evento in esame evidenzia tempi medi di ritorno compresi tra 100 e 500 anni, in funzione della zona e della durata continuativa di precipitazione considerate.

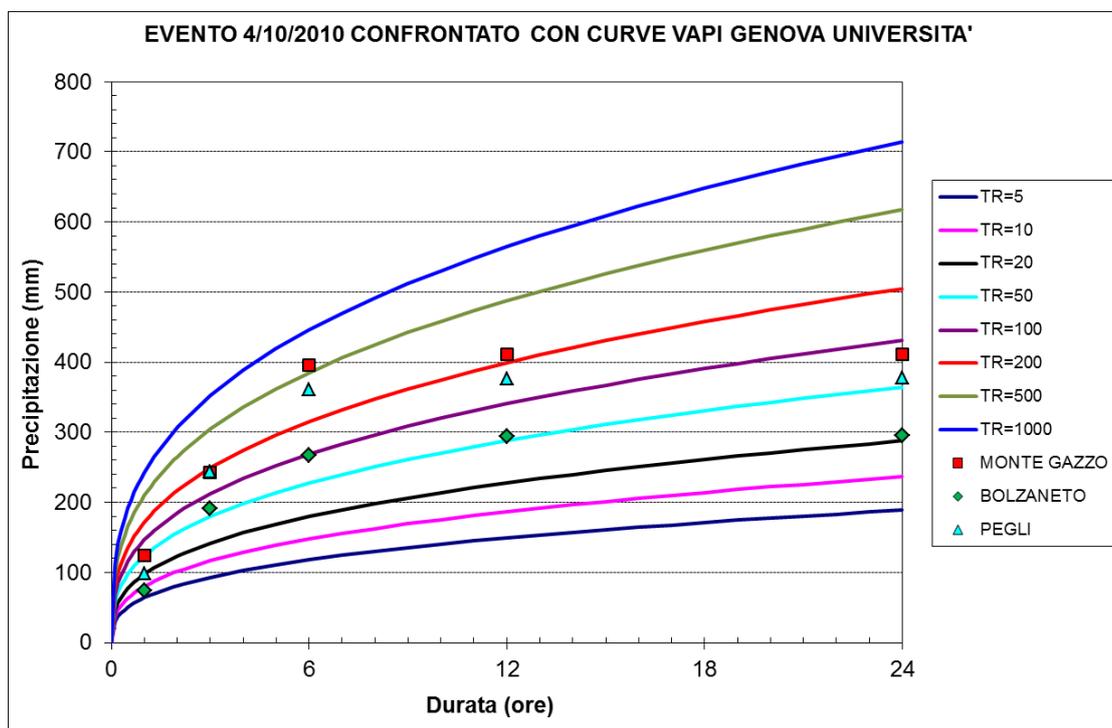


Figura 3.2 Confronto tra le curve di possibilità pluviometrica del Progetto VAPI e le altezze massime di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alle stazioni di Monte Gazzo, Bolzaneto e Pegli nel corso dell'evento alluvionale del 4 ottobre 2010.

Un ulteriore confronto deriva dalle analisi condotte nell'ambito del "Progetto Europeo RESMAR"² in cui i parametri a_1 e n del progetto VAPI sono stati ricalcolati sui dati di precipitazione recenti, raccolti negli anni compresi tra il 2001 e il 2011 (vedi Tabella 3.4).

Tabella 3.4 Parametri a_1 e n della formula VAPI determinati sul periodo 2001-2011.

STAZIONE	BACINO	a_1	n
Crocetta D'orero	Polcevera	46.0	0.433
Genova Castellaccio	Polcevera-Bisagno	51.5	0.259
Genova Università	Polcevera-Bisagno	48.6	0.248
Viganego	Bisagno	50.1	0.387

Nella Figura 3.3 è riportato il confronto tra le curve recenti di possibilità pluviometrica del Progetto VAPI (anni 2001-2011) ottenute con i parametri relativi alla stazione di Genova Università come in precedenza e le altezze massime di precipitazione registrate alle stazioni di Monte Gazzo, Genova Bolzaneto e Genova Pegli.

In base a tale confronto, che conferma sostanzialmente il precedente ma che è penalizzato dal fatto di essere relativo ad un periodo storico assai più breve di quello del primo studio VAPI, l'evento in esame presenterebbe tempi medi di ritorno maggiori di 200 anni per durate di precipitazione pari e superiori alle 3 ore.

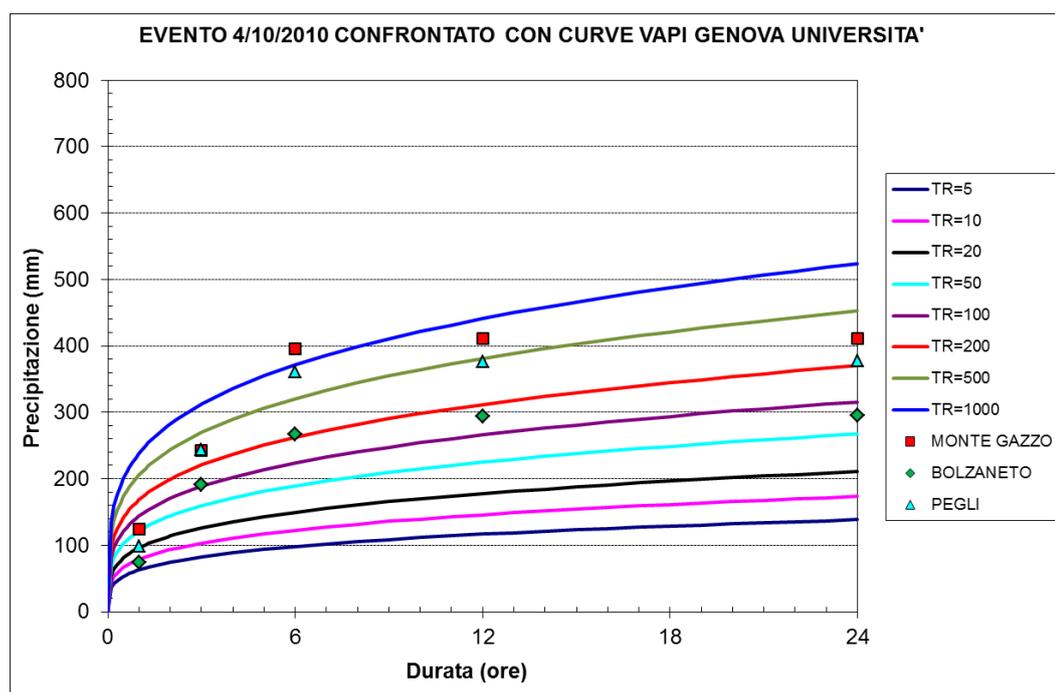


Figura 3.3 Confronto tra le curve di possibilità pluviometrica del Progetto VAPI (periodo 2001-2011) e le altezze massime di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alle stazioni di Monte Gazzo, Bolzaneto e Pegli nel corso dell'evento alluvionale del 4 ottobre 2010.

² Politecnico di Milano – Contratto di ricerca tra Regione Liguria e Politecnico di Milano, DIAR-CIMI in tema di Caratterizzazione pluviometrica e metodologie di valutazione delle portate di piena per bacini idrografici minori liguri, nell'ambito delle metodologie di regionalizzazione, ivi compresi indirizzi tecnici per la corretta strumentazione pluviometrica di bacini di piccola estensione - Relazione finale – Milano 2012.

3.2.3 Caratteristiche fisiografiche dei bacini

Lo studio delle principali caratteristiche morfologiche e fisiografiche dei bacini in esame è stato effettuato sulle cartografie in scala 1:10.000 disponibili e sul DTM regionale a maglia 40 m. I parametri morfologici ricercati sono: la superficie del bacino (S); la lunghezza (L) e la pendenza (i) dell'asta principale; la quota massima (Hmax), minima (Hmin) e media (Hmed) del bacino; la pendenza dei versanti (y).

La tipologia dei bacini in termini di copertura vegetale e di tipo ed uso del suolo, è stata definita attraverso l'analisi delle carte tecniche regionali in scala 1:10.000 sopra citate nonché mediante osservazioni dirette nel corso dei sopralluoghi effettuati.

Nella Figura 3.1 è riportata una corografia di tutti i bacini idrografici considerati nello studio con ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate mentre in Figura 3.4 sono evidenziati quelli di interesse relativi al torrente Chiaravagna.

Nella Tabella 3.5 sono indicati i valori delle principali caratteristiche morfologiche e fisiografiche dei bacini in esame.

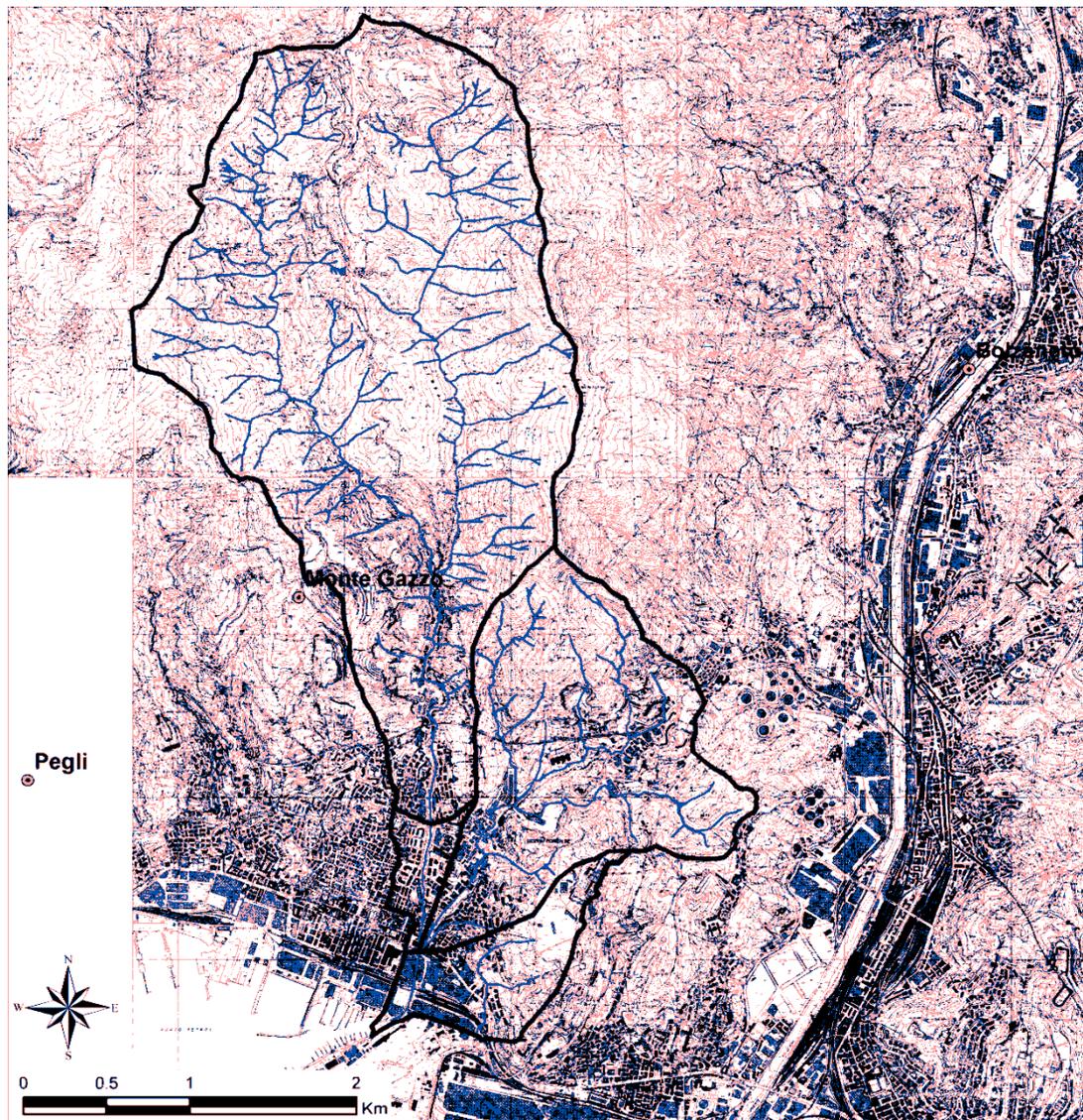


Figura 3.4 Corografia dei bacini idrografici del torrente Chiaravagna con ubicazione delle stazioni pluviometriche considerate nello studio.

Tabella 3.5 Caratteristiche fisiografiche dei corsi d'acqua in esame alle sezioni di interesse.

BACINO	S (km ²)	Hmax (m s.l.m.)	Hmed (m s.l.m.)	Hmin (m s.l.m.)	L (km)	i (%)	y (%)
Chiaravagna-autostrada	7,620	646	333	15	5,780	7,5	47
Chiaravagna-monte Ruscarolo	7,850	646	325	4	6,590	7,1	46
Chiaravagna-valle Ruscarolo	10,410	646	275	4	6,590	7,1	42
Chiaravagna-foce	11,080	646	261	0	7,190	6,1	40
Ruscarolo-monte Chiaravagna	2,570	416	116	5	3,050	5,7	32

dove:

- S superficie del bacino in km²;
- Hmax quota massima del bacino;
- Hmed quota media del bacino;
- Hmin quota minima del bacino;
- L lunghezza d'asta in km;
- i pendenza percentuale dell'asta fluviale;
- y pendenza percentuale dei versanti.

3.2.4 Tempi di corrivazione

La determinazione del valore del tempo di corrivazione per i bacini in esame è stata effettuata avvalendosi delle seguenti formule: Giandotti, Pezzoli, Ventura, Pasini e S.C.S.. Questi metodi necessitano, come dati di input, dei valori delle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche dei bacini sopra definite. Vengono di seguito espone le formule di calcolo del tempo di corrivazione espresso in ore, per ognuno dei metodi adottati.

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_{med} - H_{min}}}$$

Formula di Giandotti:

$$t_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Formula di Pezzoli:

$$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Formula di Ventura:

$$t_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

Formula di Pasini:

$$t_c = 0,57 \cdot \frac{L^{0,8} \cdot (S' + 1)^{0,7}}{\sqrt{y}}$$

dove il parametro S' rappresenta la massima ritenzione del bacino, funzione del tipo e del grado di saturazione del terreno e dell'uso del suolo, la cui espressione risulta:

$$S' = \frac{1000}{CN} - 10$$

CN è il "Runoff Curve Number", coefficiente sperimentale che tiene conto delle caratteristiche del bacino classificate secondo i criteri stabiliti dal U.S. Soil Conservation Service (Department of Agriculture).

Il valore di CN si ricava con riferimento ai dati riportati nelle Tabella 3.6 e Tabella 3.7 assegnando le seguenti condizioni: classe di appartenenza del suolo, tipo di copertura, destinazione d'uso del suolo e condizioni idrologiche.

Le classi di appartenenza del suolo nel metodo S.C.S. sono:

- A. Suoli ad alta permeabilità, costituiti da sabbie grossolane, silt calcarei non consolidati ed omogenei.
- B. Suoli a moderata permeabilità, costituiti da sabbie limose ed argillose.
- C. Suoli a medio-bassa permeabilità, costituiti da argille e limi, con contenuti organici.
- D. Suoli a bassa permeabilità, costituiti da argille plastiche, con livello piezometrico permanentemente alto.

La classificazione del tipo di copertura del complesso è condotta attraverso la stima di 3 fattori: la destinazione d'uso del suolo, il tipo di utilizzo e la condizione idrologica del suolo. Essi sono riassunti nella Tabella 3.6. Il contenuto d'acqua del suolo in condizioni naturali ha un effetto significativo sia sul volume d'acqua in gioco sia sul deflusso superficiale. Sono distinte tre condizioni:

- Condizione I : suoli asciutti.
- Condizione II : suoli in condizioni medie.
- Condizione III: suoli saturi.

I valori di CN ottenuti dalla Tabella 3.6 sono relativi a suoli in condizione II. Se si considerano differenti condizioni si può far riferimento alla Tabella 3.7. Nel caso in esame, sono stati assunti valori medi di CN pari a 80 per tutti i bacini.

Nella Tabella 3.8 vengono riportati i valori dei tempi di corrivazione ricavati in funzione dei parametri caratteristici delle grandezze morfologiche considerate e quelli assunti nelle successive valutazioni, ottenuti mediando i valori forniti dai vari metodi che si ritengono maggiormente affidabili nei vari casi in esame.

Tabella 3.6 Valori del coefficiente CN (Rif. Mc Cuen - S.C.S. Method).

Runoff Curve Numbers for Hydrologic Soil-Cover Complexes (Antecedent Moisture Condition II, and $I_a * 0.2 S$)								
<u>Land Use Description/Treatment/Hydrologic Condition</u>				<u>Hydrologic Soil Group</u>				
				<u>A</u>	<u>B</u>	<u>C</u>	<u>D</u>	
Residential:								
Average lot size		Average Impervious						
1/8 acre or less	65			77	85	90	92	
1/4 acre	38			61	75	83	87	
1/3 acre	30			57	72	81	86	
1/2 acre	25			54	70	80	85	
1 acre	20			51	68	79	84	
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.				98	98	98	98	
Streets and roads:								
paved with curbs and storm sewers				98	98	98	98	
gravel				76	85	89	91	
dirt				72	82	87	89	
Commercial and business area (85% impervious)				89	92	94	94	
Industrial districts (72% impervious)				81	88	91	93	
Open Spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.								
good condition: grass cover on 75% or more of the area				39	61	74	80	
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area				49	69	79	84	
Fallow	Straight row		----	77	86	91	94	
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91		
		Good		67	78	85	89	
	Contoured	Poor	70	79	84	88		
		Good	65	75	82	86		
	Contoured & terraced		Poor		66	74	80	82
	Contoured & terraced		Good		62	71	78	81
Small grain	Straight row	Poor	65	76	84	88		
		Good	63	75	83	87		
	Contoured	Poor	63	74	82	85		
		Good	61	75	81	84		
	Contoured & terraced		Poor		61	72	79	82
	Contoured & terraced		Good		70	78	81	
Close - seeded legumes ^{4/} or rotation meadow	Straight row	Poor	66	77	85	89		
		Good	58	72	81	85		
	Contoured	Poor		64	75	83	85	
		Good		55	69	78	83	
	Contoured & terraced		Poor		63	73	80	83
	Contoured & terraced		Good		51	67	76	80
Pasture or range			Poor	68	79	86	89	
			Fair	49	69	79	84	
			Good		39	61	74	80
	Contoured			Poor	47	67	81	88
	Contoured			Fair	6	35	70	79
			Good	30	58	71	78	
Woods or Forest land			Poor	45	66	77	83	
			Fair	36	60	73	79	
			Good	25	55	70	77	
Farmsteads		----		59	74	82	86	

Tabella 3.7 Confronto fra i valori di CN nelle diverse condizioni idrologiche (Mc Cuen - SCS Method).

CN FOR CONDITION II	CORRESPONDING CN FOR CONDITION	
	I	III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Tabella 3.8 Tempi di corrivazione secondo le diverse formulazioni (espressi in ore).

DENOMINAZIONE	GIANDOTTI	S.C.S.	VENTURA	PEZZOLI	PASINI	t _c assunto
Chiaravagna-autostrada	1,38	0,92	1,28	1,16	1,39	1,4
Chiaravagna-monte Ruscarolo	1,47	1,00	1,34	1,36	1,51	1,5
Chiaravagna-valle Ruscarolo	1,73	1,05	1,54	1,36	1,66	1,7
Chiaravagna-foce	1,86	1,12	1,71	1,60	1,88	1,9
Ruscarolo-monte Chiaravagna	1,30	0,63	0,85	0,70	0,90	1,3

3.2.5 Valutazione delle portate di piena

Per supportare la stima del tempo di ritorno degli eventi in esame, utilizzando le curve di possibilità pluviometrica del VAPI precedentemente definite per la stazione di Genova Università assunta come riferimento ed i valori stimati dei tempi di corrivazione, sono state valutate, in funzione di assegnati tempi di ritorno, le portate di piena potenziali.

A tale scopo è stato utilizzato il noto metodo idrologico dell'espressione razionale. Tale metodo di correlazione afflussi-deflussi, per il calcolo della portata di piena, utilizza la formula di Turazza:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3,6 \cdot t_c} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

dove:

S = superficie del bacino (km²);

c = coefficiente di deflusso del bacino;

h = altezza massima di precipitazione per una durata pari al tempo di corrivazione (mm), determinata mediante curva di possibilità climatica;

t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

Nella Tabella 3.9 sono riassunti i risultati ottenuti con l'applicazione di tale metodo, adottando un coefficiente medio di deflusso pari a 0,75 per tutti i bacini. Nella stessa tabella, ai fini di confronto, sono riportati inoltre i contributi specifici della curva maggiorante del Cati e le corrispondenti portate di piena risultanti dalla loro applicazione e infine anche le portate con tempo di ritorno 200 anni desunte dal rispettivo Piano di Bacino della Provincia di Genova.

Tabella 3.9 Risultati del metodo razionale confrontati con i valori della curva maggiorante del Cati (Q-Cati) e le portate con TR=200 anni dei Piani di Bacino della Provincia (Q200-P.b.).

DENOMINAZIONE BACINO	QTR10 (m ³ /s)	QTR20 (m ³ /s)	QTR50 (m ³ /s)	QTR100 (m ³ /s)	QTR200 (m ³ /s)	QTR500 (m ³ /s)	q-Cati (m ³ /skm ²)	Q-Cati (m ³ /s)	Q200-P.b. (m ³ /s)
Chiaravagna-autostrada	95,1	115,9	146,8	173,5	203,3	248,6	30	228,6	
Chiarav.-monte Ruscarolo	100,3	122,2	154,9	183,0	214,4	262,1	30	235,5	204
Chiarav.-valle Ruscarolo	122,5	149,2	189,1	223,4	261,8	320,1			257
Chiaravagna-foce	129,2	157,4	199,5	235,7	276,2	337,6			270
Ruscarolo-monte Chiarav.	36,1	44,0	55,7	65,8	77,2	94,3	36	92,5	76,2

3.2.6 Ricostruzione dell'evento del 04 ottobre 2010

Per la determinazione dell'idrogramma di piena dell'evento del 4 ottobre 2010, da utilizzare come condizioni al contorno in ingresso ai modelli idrodinamici, è stato messo a punto un modello idrologico afflussi-deflussi che implementa il metodo dell'idrogramma unitario, mediante il codice di calcolo MIKE 11 – UHM del DHI (di cui è disponibile una descrizione tecnica nell'Allegato B).

Le ipotesi base per la messa a punto del modello relativo al torrente Chiaravagna, basato sul metodo dell'idrogramma unitario adimensionale del metodo SCS, sono riassunte nel seguito:

- è stata ipotizzata una portata iniziale di base costante;
- le perdite idrologiche iniziali sono state calcolate con il metodo SCS a partire dai valori di CN e AMC indicati; in particolare i valori di CN sono stati inizialmente calcolati come media dei valori areali desunti analiticamente dalla carta di uso del suolo Corine (vedi Figura 3.5) e successivamente modificati nella fase di taratura del modello mentre il valore di AMC è stato assunto pari a 3 per tutti i bacini;
- il "lag time" è stato calcolato inizialmente con il metodo SCS in funzione di CN, della lunghezza dell'asta e della pendenza dei versanti e successivamente è stato opportunamente tarato in funzione dei tempi di arrivo dei colmi osservati nel corso dell'evento;
- la precipitazione è stata assegnata a passo 5 minuti pesandola opportunamente in funzione dei dati di misura dei pluviometri di Monte Gazzo e Bolzaneto (vedi Figura 3.6 e Figura 3.7).

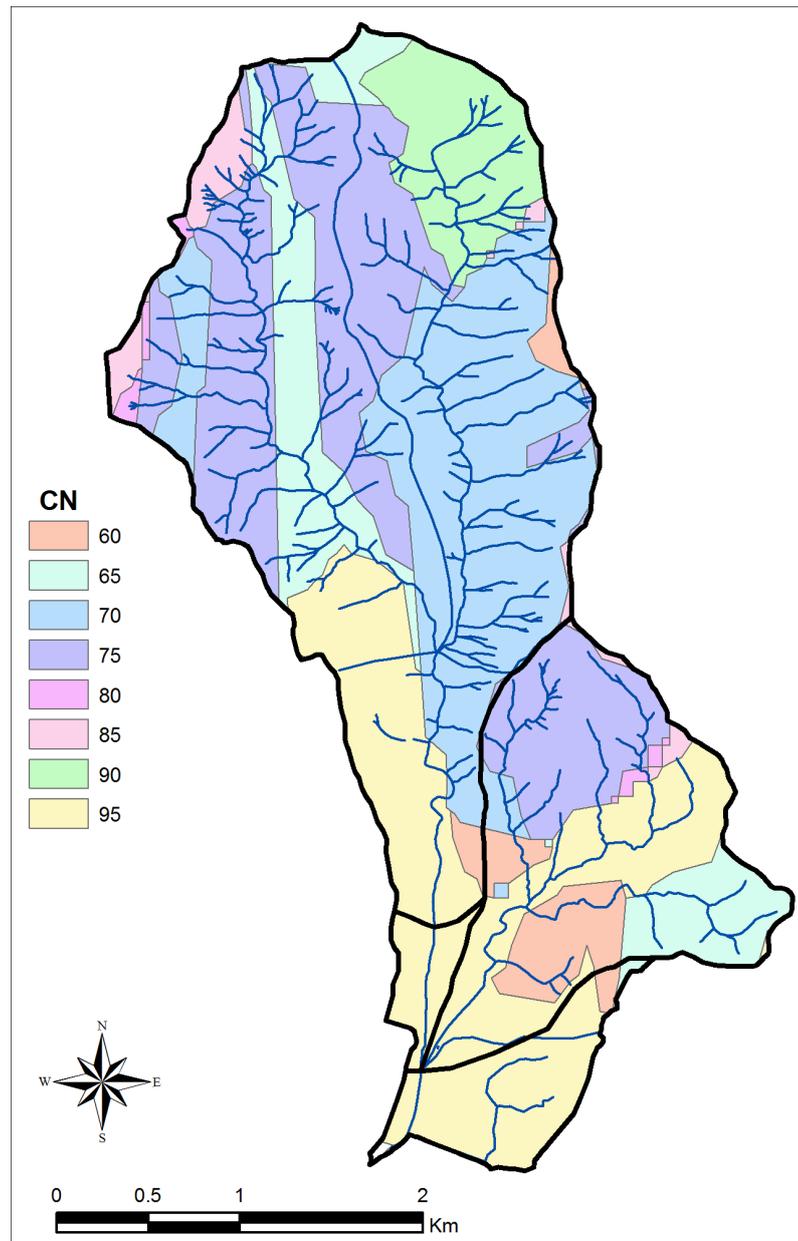


Figura 3.5 Mappatura dei valori CN desunta dalla carta di uso del suolo.

Nella Tabella 3.10, oltre ai parametri di input del modello, sono riportati anche i valori delle portate al colmo calcolate.

I valori assunti per i parametri AMC e Lag time derivano da un processo mirato di taratura che ha avuto lo scopo di riprodurre in maniera accurata idrogrammi di piena che, impiegati in input nel modello 2D, fossero in grado di fornire risultati in termini di tiranti idrici, esondazioni e timing dell'evento considerato del tutto corrispondenti a quelli osservati in campo, pur rimanendo nel campo dei valori teorici forniti dalle formulazioni classiche. Ad analogo processo di taratura sono stati inoltre sottoposti i pesi attribuiti ai diversi pluviometri nella definizione della precipitazione.

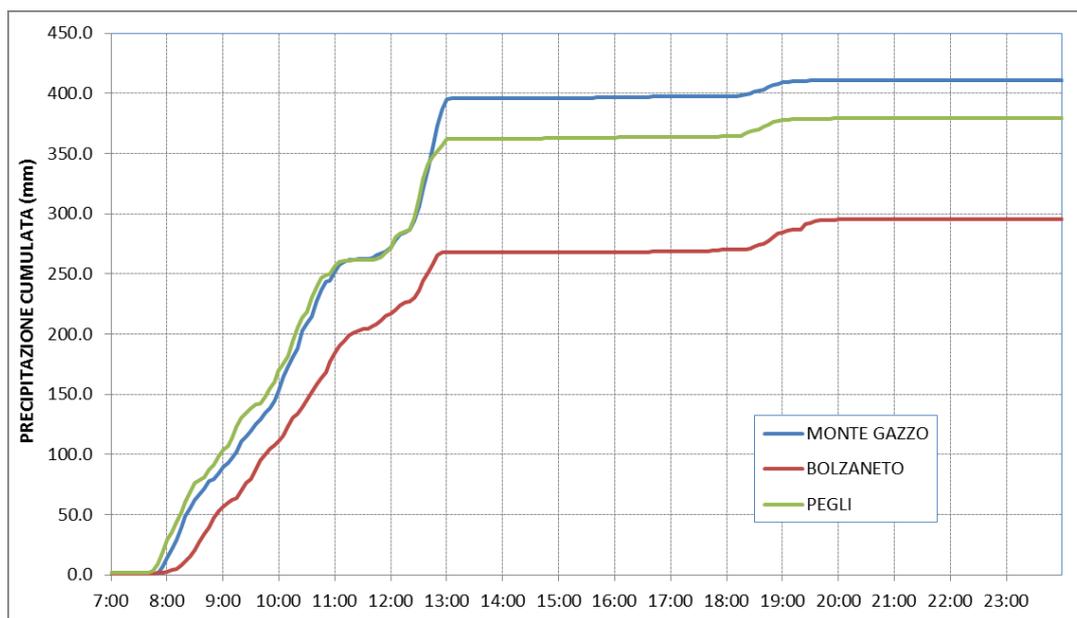


Figura 3.6 Precipitazioni cumulate nel corso dell'evento del 4/10/2010, osservate ai pluviometri di Genova Pegli, Santuario di Monte Gazzo e Genova Bolzaneto.

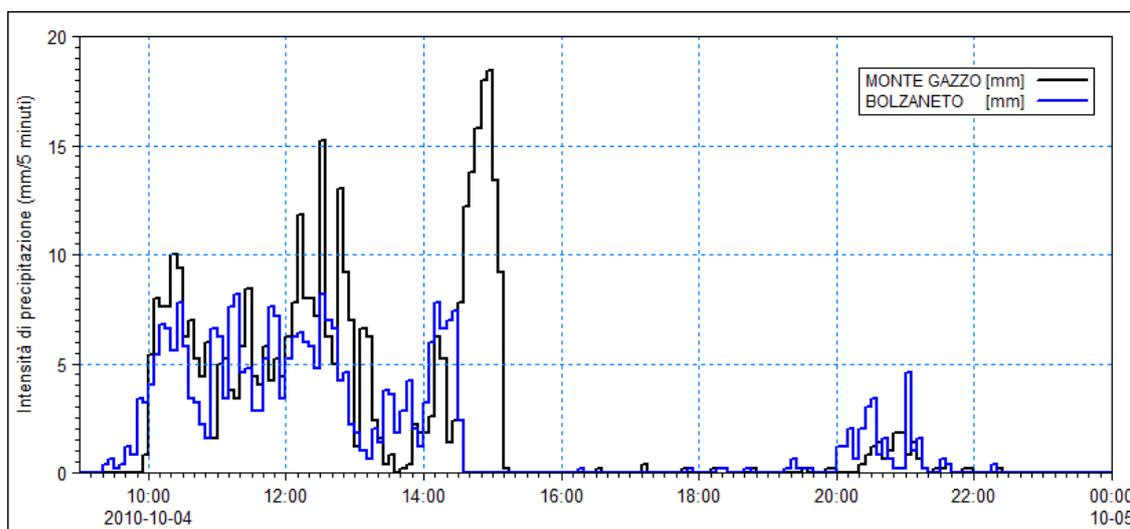


Figura 3.7 Ietogrammi delle precipitazioni osservate ai pluviometri di Monte Gazzo e di Genova Bolzaneto.

Tabella 3.10 Parametri del modello idrologico e portata massima al colmo calcolata.

DENOMINAZIONE BACINO	S (km ²)	CN	AMC	Lag time (ore)	QMAX (m ³ /s)
Chiaravagna-autostrada	7,620	81	3	1,40	171
Chiaravagna-monte Ruscarolo	7,850	82	3	1,50	172
Chiaravagna-valle Ruscarolo	10,41	82	3	1,70	209
Chiaravagna-foce	11,08	83	3	1,90	213
Ruscarolo	2,570	83	3	1,30	54

La ricostruzione dell'evento 2010 si è rivelata particolarmente complessa a causa di una molteplicità di fattori, dovuti alla carenza di stazioni pluviometriche baricentriche rispetto al

bacino e alle caratteristiche dell'evento pluviometrico. Sulla base delle informazioni documentali raccolte, è emerso come l'evento precipitativo sia stato caratterizzato da una forte disomogeneità spaziale e dalla presenza di due fasi chiaramente distinte: la prima, di maggior durata e minor intensità media, che avrebbe provocato in misura preponderante i fenomeni esondativi osservati, e la seconda, più breve e intensa, che non ha tuttavia prodotto una portata al colmo altrettanto elevata.

A partire da queste valutazioni e dalla taratura del modello idrologico, effettuata in modo integrato con l'esecuzione delle simulazioni idrodinamiche, al fine di riprodurre correttamente le dinamiche di esondazione, si sono ottenuti i valori di portata al colmo riportati in tabella.

A titolo di confronto, le portate di piena al colmo cinquantennali del Piano di Bacino risultano pari a circa $158 \text{ m}^3/\text{s}$ alla sezione di chiusura presso il viadotto autostradale, $161 \text{ m}^3/\text{s}$ a quella a monte della confluenza con il Rio Ruscarolo e $213 \text{ m}^3/\text{s}$ alla sezione terminale presso la foce; il tempo di ritorno dell'evento di piena così ricostruito si può pertanto stimare tra i 50 e i 200 anni, in particolare tenendo in considerazione le sezioni in cui si sono verificati i sormonti spondali (nel tratto immediatamente a monte della confluenza con il Rio Ruscarolo). Più dettagliatamente il colmo di piena della prima fase dell'evento risulta superiore al valore con tempo di ritorno 50 anni del Piano di Bacino, mentre il colmo della seconda fase risulta ad esso comparabile; considerando l'intero evento nel suo complesso, anche in termini di volumi, il tempo di ritorno dell'idrogramma di piena risulta stimabile tra i 50 e i 200 anni.

Nella Figura 3.8 sono rappresentati graficamente gli idrogrammi di portata relativi al torrente Chiaravagna calcolati con il modello idrologico in funzione delle precipitazioni registrate; la stessa figura riporta inoltre la pioggia netta inserita in input al modello idrologico, determinata a partire dai dati dei pluviometri di Monte Gazzo e di Genova Bolzaneto.

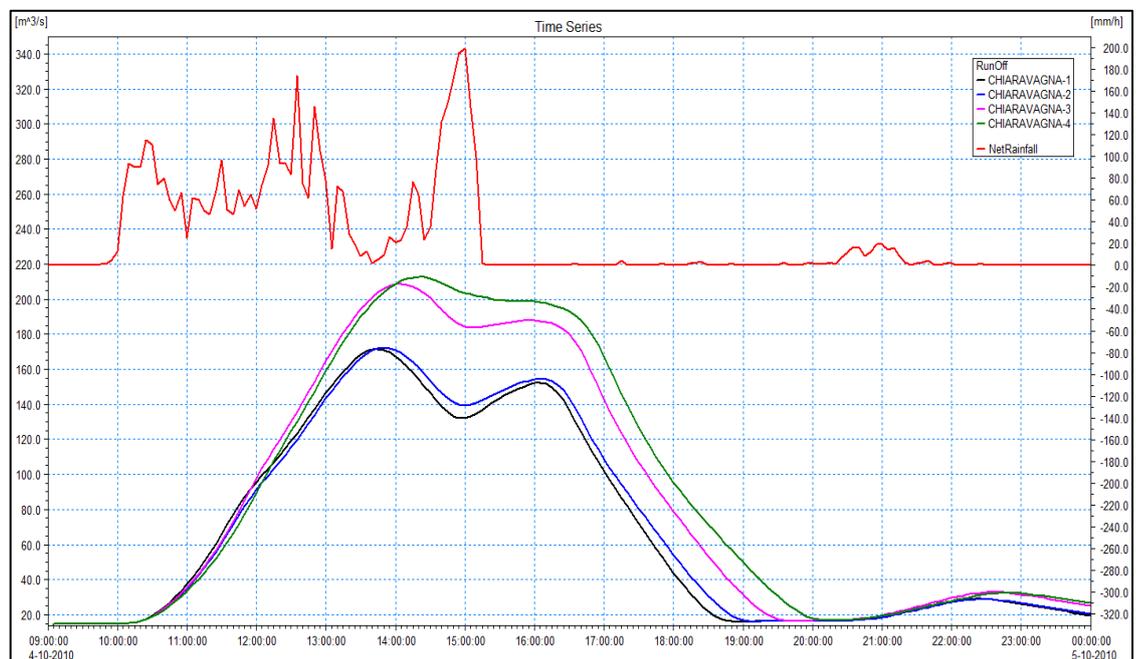


Figura 3.8 Idrogrammi di portata relativi al torrente Chiaravagna calcolati con il modello idrologico in funzione delle precipitazioni registrate ai pluviometri di Monte Gazzo e di Bolzaneto.

Confrontando l'idrogramma di piena dell'evento del 2010 nella sezione a monte dell'Autostrada A10 e l'idrogramma di piena con $TR=200$ anni nella stessa sezione (vedi Figura 3.9) si osserva che l'evento di piena del 2010, anche se caratterizzato da una portata al colmo inferiore a quella duecentennale, è risultato decisamente più gravoso in termini di volume defluito: a fronte di un volume dell'idrogramma duecentennale pari a circa $1,11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, l'idrogramma dell'evento, così come ricostruito, presenta un volume pari a circa $2,76 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

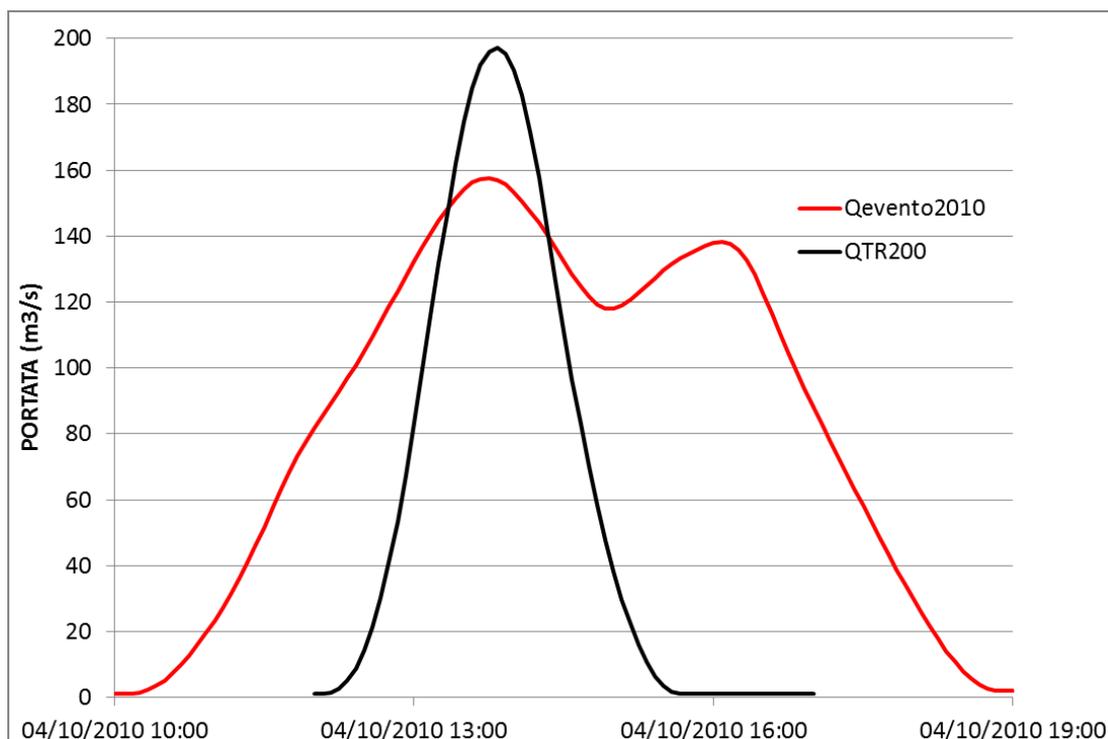


Figura 3.9 Confronto tra l'idrogramma di piena dell'evento del 2010 a monte Autostrada e l'idrogramma di piena con TR=200 anni nella stessa sezione (N.B. Per agevolare il confronto ad entrambi gli idrogrammi è stata sottratta la portata di base ed è stato fatto coincidere il tempo di picco).

3.3 Idrogrammi per assegnato tempo di ritorno

Nel seguito si illustrano gli idrogrammi sintetici per tempi di ritorno pari a 50, 200 e 500 anni. Tali idrogrammi costituiscono l'input di portata delle verifiche idrauliche relative sia alle condizioni attuali che alle condizioni di progetto del torrente Chiaravagna.

L'analisi idrologica ha fornito le serie temporali di portata associate a diversi porzioni del bacino del torrente Chiaravagna, suddiviso in 4 sezioni idrografiche in chiusura del bacino sotteso dal viadotto autostradale, dei bacini immediatamente a monte e a valle della confluenza del rio Ruscarolo e del bacino alla foce in mare.

Per la corografia di dettaglio e la descrizione delle caratteristiche fisiografiche del bacino in esame si rimanda al precedente Par.3.2.

3.3.1 Valutazione delle portate di piena

La prima operazione per la definizione degli idrogrammi ha riguardato la stima delle portate di piena potenziali per assegnato tempo di ritorno, utilizzando le curve di possibilità pluviometrica del VAPI precedentemente definite per la stazione di Genova Università assunta come riferimento ed i valori stimati dei tempi di corrivazione (vd. Par. 3.2).

A tale scopo è stato utilizzato il noto metodo idrologico dell'espressione razionale. Tale metodo di correlazione afflussi-deflussi, per il calcolo della portata di piena, utilizza la formula di Turazza:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3,6 \cdot t_c} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

dove:

S = superficie del bacino (km²);

c = coefficiente medio di deflusso del bacino;

h = altezza massima di precipitazione per una durata pari al tempo di corrivazione (mm), determinata mediante curva di possibilità climatica;

t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

Nella Tabella 3.9 sono riassunti i risultati ottenuti con l'applicazione di tale metodo, adottando un coefficiente medio di deflusso pari a 0,75 per tutti i bacini. Nella stessa tabella, ai fini di confronto, sono riportati inoltre i contributi specifici della curva maggiorante del Cati e le corrispondenti portate di piena risultanti dalla loro applicazione e infine anche le portate con tempo di ritorno 200 anni desunte dal rispettivo Piano di Bacino della Provincia di Genova.

Tabella 3.11 Risultati del metodo razionale confrontati con i valori della curva maggiorante del Cati (Q-Cati) e le portate con TR=200 anni dei Piani di Bacino della Provincia (Q200-P.b.).

DENOMINAZIONE BACINO	QTR10 (m ³ /s)	QTR20 (m ³ /s)	QTR50 (m ³ /s)	QTR100 (m ³ /s)	QTR200 (m ³ /s)	QTR500 (m ³ /s)	q-Cati (m ³ /skm ²)	Q-Cati (m ³ /s)	Q200-P.b. (m ³ /s)
Chiaravagna-autostrada	95,1	115,9	146,8	173,5	203,3	248,6	30	228,6	
Chiarav.-monte Ruscarolo	100,3	122,2	154,9	183,0	214,4	262,1	30	235,5	204
Chiarav.-valle Ruscarolo	122,5	149,2	189,1	223,4	261,8	320,1			257
Chiaravagna-foce	129,2	157,4	199,5	235,7	276,2	337,6			270
Ruscarolo-monte Chiarav.	36,1	44,0	55,7	65,8	77,2	94,3	36	92,5	76,2

3.3.2 Determinazione degli idrogrammi di assegnato tempo di ritorno

Per la determinazione degli idrogrammi con tempo di ritorno pari a 50, 200 e 500 anni è stato applicato il modello idrologico afflussi-deflussi già impiegato per la ricostruzione dell'evento di piena dell'ottobre 2010 sul T. Chiaravagna (vd. Par. 3.2).

Mantenuti validi i valori ufficiali delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno definiti nel rispettivo Piano di Bacino della Provincia di Genova e i valori dei parametri fisiografici dei bacini precedentemente definiti, per successive approssimazioni sono stati individuati i volumi di pioggia necessari ad ottenere con il modello idrogrammi di piena sintetici caratterizzati dai noti valori al colmo. Per ogni tempo di ritorno e per ogni bacino è stato pertanto definito un evento di precipitazione di durata pari al suo tempo di corrivazione ed intensità costante nel tempo.

Nella Tabella 3.12 sono riportati i parametri di input del modello, le altezze di precipitazione imposte e i valori delle portate al colmo di assegnato tempo di ritorno calcolate.

Nella Figura 3.10 sono rappresentati graficamente gli idrogrammi di portata di assegnato tempo di ritorno TR, calcolati con il modello idrologico, relativi al torrente Chiaravagna.

Tabella 3.12 Parametri del modello idrologico, altezze di precipitazione in input e portate massime al colmo di assegnato tempo di ritorno calcolate.

DENOMINAZIONE BACINO	S (km ²)	Qiniz (m ³ /s)	CN	AMC	Tc (ore)	h-TR50 (mm)	h-TR200 (mm)	h-TR500 (mm)	Q-TR50 (m ³ /s)	Q-TR200 (m ³ /s)	Q-TR500 (m ³ /s)
Chiaravagna-autostrada	7,620	1,0	72	3	1,40	151,5	185,4	209,0	160	203	232
Chiarav.-monte Ruscarolo	7,850	1,0	75	3	1,50	155,7	190,6	214,9	161	204	233
Chiarav.-valle Ruscarolo	10,41	1,0	77	3	1,70	162,3	200,4	224,7	203	257	293
Chiaravagna-foce Ruscarolo	11,08	1,0	82	3	1,90	169,2	209,5	235,4	214	270	307
Ruscarolo	2,570	1,0	82	3	1,30	144,6	180,0	203,0	60	76	87

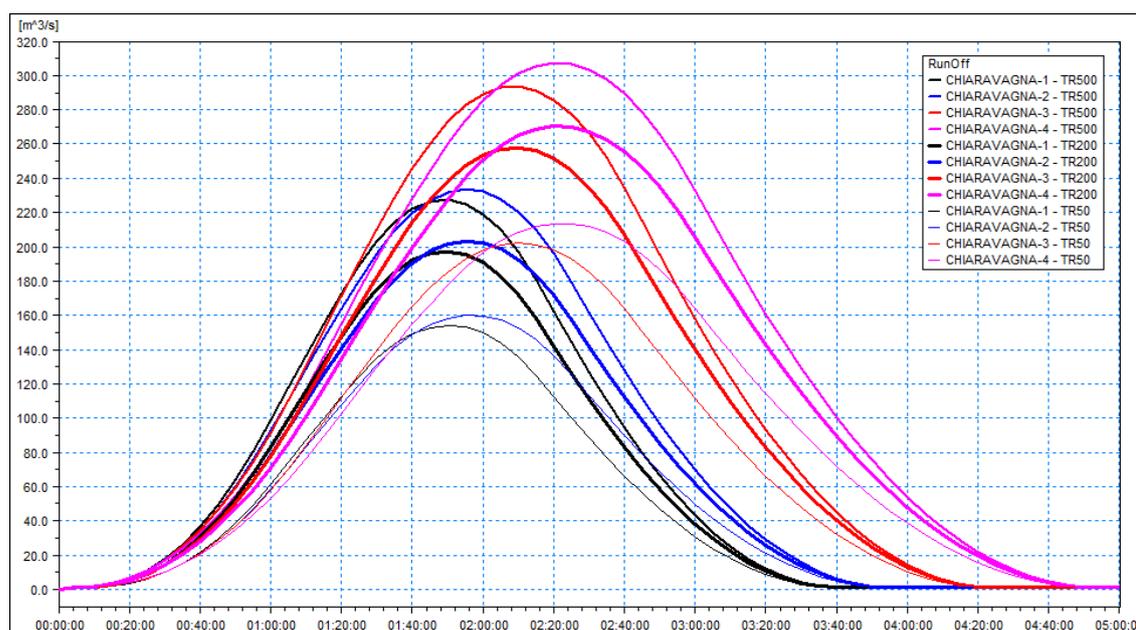


Figura 3.10 Idrogrammi di assegnato tempo di ritorno TR relativi al torrente Chiaravagna calcolati con il modello idrologico.

4 Analisi idraulica

4.1 Premessa

A seguito delle attività svolte per il calcolo delle portate al colmo di piena e la determinazione degli idrogrammi di portata, descritte nel precedente Cap. 3, nel presente capitolo sono descritte le attività relative alla simulazione idrodinamica della propagazione delle acque di piena in alveo e la loro successiva esondazione sul territorio urbano.

Lo studio è stato basato sulla realizzazione di modelli numerici integrati, in grado di simulare la trasformazione afflussi-deflussi a partire dai dati di pioggia osservati e la propagazione delle acque di piena nel contesto urbano, con uno schema di calcolo bidimensionale di elevato dettaglio.

Il Par. 4.3 descrive le attività svolte per la ricostruzione idrodinamica dell'evento di piena accaduto sul bacino del T. Chiaravagna il 4 Ottobre 2010, analisi finalizzata al corretto benchmarking del modello numerico.

Le analisi hanno utilizzato, quali informazioni di base, i dati raccolti nella fase iniziale del lavoro in relazione alle geometrie del territorio (alveo e aree urbane) così come presenti al tempo dell'evento oggetto di studio. Tali informazioni sono reperibili nel Cap. 2 del presente elaborato che riporta la descrizione degli assetti geometrici di studio (differenti per ogni singolo scenario) e i rilievi appositamente effettuati nell'ambito dell'incarico.

All'interno del Par. 4.3 è descritta, con particolare riferimento ai dati di input utilizzati, alle ipotesi assunte ed ai risultati ottenuti, l'analisi idraulica dell'evento del 4 Ottobre 2010 in cui, attraverso la realizzazione di un modello numerico di simulazione e utilizzando gli idrogrammi di portata ricostruiti nell'analisi idrologica, è stato possibile ricostruire l'impatto dell'evento sul territorio, ricostruendo l'estensione degli allagamenti effettivamente registrati nell'area urbana di Sestri Ponente.

L'obiettivo della ricostruzione dell'evento osservato è principalmente legato alla calibrazione dei modelli numerici, al fine di poter utilizzare gli stessi nelle successive analisi dello stato attuale e dello scenario di progetto, nell'ambito dell'approfondimento e verifica del Piano di Bacino del T. Chiaravagna.

Il successivo Par. 4.4 descrive le attività svolte con la finalità di aggiornamento delle aree allagabili per differente tempo di ritorno definite nel vigente Piano di Bacino per il torrente Chiaravagna.

Prendendo quindi spunto dai risultati ottenuti nella fase di calibrazione, a partire dagli idrogrammi di portata per differente tempo di ritorno (TR50, 200 e 500 anni) determinati nell'analisi idrologica, sono stati utilizzati i modelli numerici calibrati per la simulazione degli eventi di progetto. L'obiettivo finale di questa attività è la determinazione delle aree allagabili nelle condizioni attuali, quale aggiornamento delle informazioni riportate nel Piano di Bacino a seguito di una serie di interventi progettuali già realizzati, oltre alla determinazione, sempre attraverso la modellazione numerica, delle aree allagabili nello scenario futuro di completamento di ulteriori interventi di mitigazione del rischio già oggetto di progettazione e di relativo finanziamento.

La verifica del comportamento idraulico del T. Chiaravagna è stata inoltre completata con un'analisi specifica del trasporto solido, al fine di determinare, attraverso le variazioni della capacità potenziale di trasporto della corrente, le possibili zone interessate da fenomeni a carattere depositivo e quindi possibile causa di incremento della criticità idraulica locale.

Nei vari paragrafi sono descritte in dettaglio le attività completate, con particolare riferimento ai dati di input utilizzati, alle ipotesi assunte ed ai risultati ottenuti.

Completano il presente capitolo i seguenti elaborati cartografici che, per il bacino del T. Chiaravagna, riportano:

- 22800503-01-00400 (tavole da 1 a 4):
 - carta dei sottobacini e del reticolo idrografico;
 - carta delle aree inondate osservate e degli allagamenti simulati per l'evento 2010;
 - carta dei tiranti simulati;
 - carta delle velocità simulate.
- 22800503-01-00600 (tavole da 1 a 8): carta delle aree allagabili nelle condizioni attuali per il torrente Chiaravagna;
- 22800503-01-00700 (tavole da 1 a 9): carta delle aree allagabili nelle condizioni future per il torrente Chiaravagna.

Le risultanze dello studio in termini di tabelle numeriche e shape file, nonché i file dei modelli numerici sono archiviati in specifici elaborati, rispettivamente il 22800503-01-00900 e il 22800503-01-00500.

4.2 Analisi idraulica: approccio modellistico generale

Sui tratti studiati è stato messo a punto un modello idrodinamico basato sul codice di calcolo MIKE FLOOD del Danish Hydraulic Institute. Tale modello combina dinamicamente l'approccio monodimensionale e quello bidimensionale. L'alveo del corso d'acqua è stato modellato con approccio monodimensionale attraverso l'inserimento delle sezioni trasversali disponibili, comprensive delle geometrie dei ponti interferenti con il deflusso di piena.

L'alveo è stato poi collegato dinamicamente alle aree laterali inondabili, sia in sponda destra che in sponda sinistra, mediante speciali funzioni di MIKE FLOOD, nel rispetto delle reali quote di sponda. La modellazione accurata della dinamica di piena, effettuata con approccio bidimensionale, è stata estesa all'intera zona in esame, sia in sponda destra che in sponda sinistra, rappresentata mediante un modello del terreno a celle quadrate, contenente gli edifici e tutte le strutture in grado di avere effetto nella propagazione della piena stessa sul territorio.

Per quanto concerne le modellazioni in alveo, i risultati delle simulazioni condotte sono forniti sotto forma di profili longitudinali di livello e tabelle contenenti i principali parametri idraulici sezione per sezione. Relativamente alle aree inondate, invece, i risultati ottenuti sono forniti sotto forma di mappe di tiranti idrici e velocità di scorrimento riferite ai loro valori massimi e a diversi momenti della piena.

Il codice di calcolo MIKE FLOOD è uno strumento modellistico integrato che permette di accoppiare in maniera dinamica, attraverso un'interfaccia utente grafica, il codice monodimensionale MIKE 11 e quello bidimensionale MIKE 21 (per una descrizione sintetica dei quali si rimanda agli allegati C e D).

Il modulo consente di sfruttare al massimo le potenzialità di MIKE 11 e di MIKE 21, facendo intervenire nell'ambito di uno stesso modello l'uno o l'altro codice in funzione delle specifiche esigenze di rappresentazione geometrica e di simulazione necessarie: MIKE 11 per la simulazione monodimensionale di tratti di alveo incisi non coperti da un DTM (modello digitale del terreno) e per il deflusso idrodinamico attraverso ponti, tombini, salti di fondo ecc., MIKE 21 per il deflusso nelle aree golenali o di esondazione e di invaso coperte da un DTM.

MIKE FLOOD presenta le seguenti caratteristiche principali:

- MIKE 11 e MIKE 21 rimangono singoli codici indipendenti l'un l'altro nella messa a punto, nell'interfaccia grafica e nell'input-output;
- una specifica interfaccia grafica consente di definire i collegamenti reciproci e biunivoci di MIKE 11 e MIKE 21 per gli scambi di flusso e la congruenza dei livelli idrici di calcolo.

4.3 Ricostruzione idrodinamica dell'evento del 4 Ottobre 2010

L'evento del 4 Ottobre 2010 è stato caratterizzato da intense precipitazioni che hanno coinvolto la parte occidentale costiera della Provincia di Genova e parte di quella di Savona, provocando significativi danni per esondazioni, allagamenti e frane. I fenomeni di danno si sono registrati in maniera puntuale nella maggior parte del territorio coinvolto, mentre hanno assunto una configurazione di più ampia estensione, senza soluzione di continuità, nell'area del Municipio Medio Ponente del Comune di Genova, in particolare presso l'abitato di Sestri Ponente. In quest'area infatti sono cadute le piogge di maggiore entità che hanno provocato l'esondazione di una pluralità di torrenti, le cui acque si sono unite a costituire un unico fenomeno di danno che ha prodotto un'unica estesa area soggetta ad allagamenti. I principali corsi d'acqua che hanno concorso ai fenomeni di allagamento relativi all'abitato di Sestri Ponente sono stati il Rio

Molinassi, il Rio Cantarena, il torrente Chiaravagna e il Rio Ruscarolo, quest'ultimo affluente del Chiaravagna. Tutti i torrenti citati nel loro tratto all'interno del tessuto urbano di Sestri Ponente sono interessati da manufatti quali tombinature e ponti che limitano la capacità di deflusso delle acque e che, durante l'evento in oggetto, hanno contribuito al verificarsi dei fenomeni di allagamento.

Le analisi effettuate nel corso del presente studio sono focalizzate sull'analisi del comportamento idraulico del torrente Chiaravagna e sulle dinamiche di esondazione che l'hanno caratterizzato durante l'evento, senza porre l'attenzione su quanto occorso agli altri torrenti circostanti se non per le interazioni che essi hanno avuto con il Chiaravagna stesso, ad esempio in merito all'estensione ed entità degli allagamenti nell'area in esame.

Il tratto di corso d'acqua indagato corrisponde agli ultimi 1,6 km circa del Torrente, a partire dal viadotto autostradale dell'A10 fino al suo sbocco nel Mar Ligure. Nel segmento indagato sono presenti numerosi attraversamenti e manufatti che interferiscono con il regolare deflusso delle acque, quali ponti stradali, ponti ferroviari e tombinature. Il tessuto urbano attraversato dal torrente, nel tratto investigato, risulta prevalentemente residenziale nella parte a monte e industriale in quella a valle.

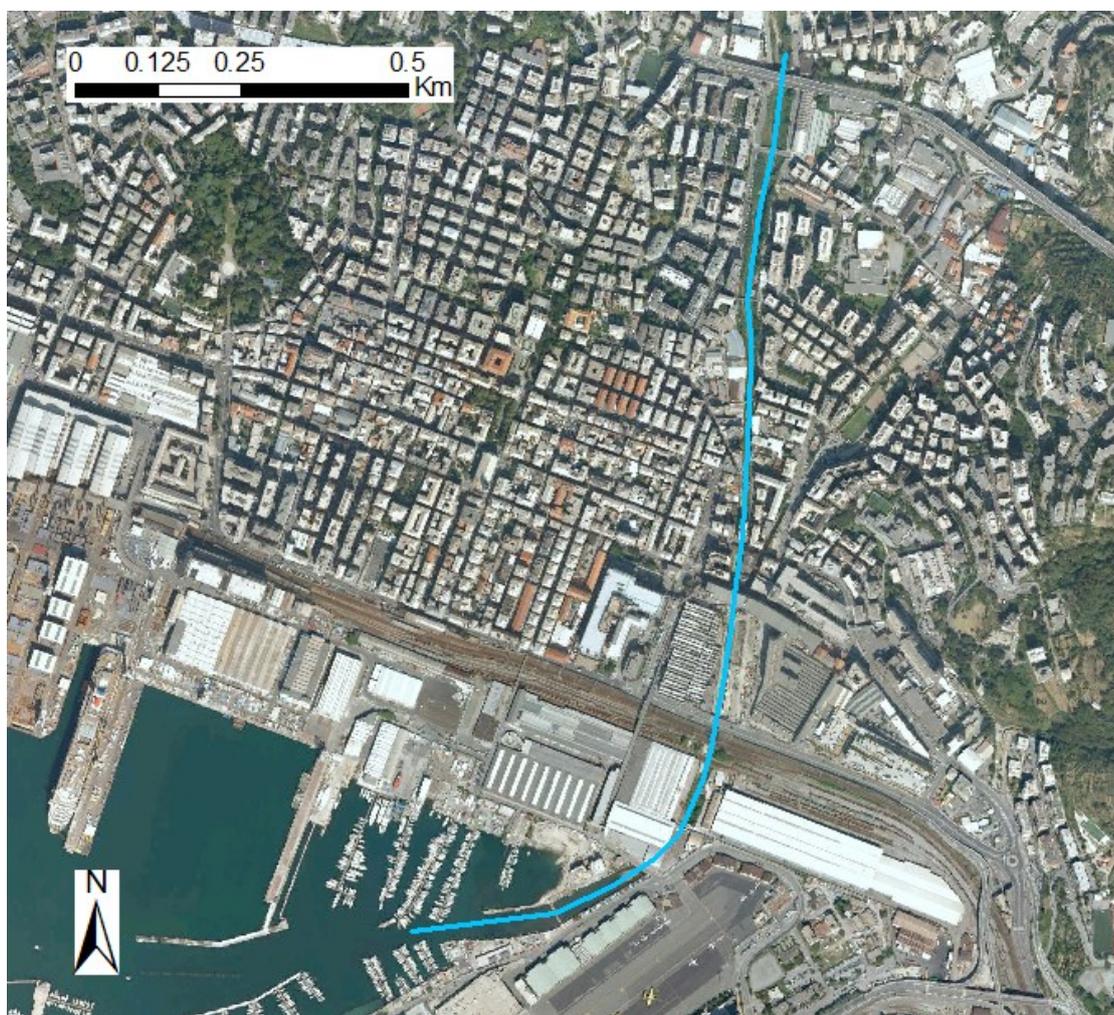


Figura 4.1 Localizzazione dell'area di studio e del tratto di Torrente Chiaravagna schematizzato nel modello (linea blu).

Il presente paragrafo descrive l'attività di modellazione idraulica bidimensionale relativa al tratto del Torrente Chiaravagna colpito dall'evento. Lo studio modellistico è finalizzato all'analisi delle caratteristiche esondative del corso d'acqua durante l'evento del 04 Ottobre 2010 con

conseguente confronto con le evidenze e le testimonianze disponibili: tale attività è effettuata allo scopo di calibrare il setup modellistico, ovvero tarare i vari parametri idraulici e verificare le scelte modellistiche, in modo da ottenere un modello affidabile per seguenti simulazioni con forzanti a diversa frequenza (tempo di ritorno pari a 50, 200, 500 anni).

I limiti spaziali di studio, come illustrato nel dettaglio in seguito, includono il tratto di Torrente Chiaravagna dal viadotto autostradale alla foce, mentre per quanto riguarda le aree esterne all'alveo, l'analisi ha coinvolto larga parte del centro storico di Sestri Ponente, al fine di considerare tutta la porzione di territorio potenzialmente coinvolta da fenomeni esondativi.

Di seguito si illustra la schematizzazione e le assunzioni effettuate per la generazione del setup modellistico.

4.3.1 Approccio modellistico: Torrente Chiaravagna

Sull'area in esame è stato messo a punto un modello idrodinamico basato sul codice di calcolo MIKE FLOOD del DHI. Tale modello combina dinamicamente l'approccio monodimensionale e quello bidimensionale. Nel caso in esame, l'alveo del Torrente Chiaravagna è stato modellato con approccio monodimensionale attraverso l'inserimento delle sezioni trasversali disponibili, comprensive delle geometrie delle strutture interferenti con il deflusso di piena quali ponti e tombinate.

L'alveo del torrente è stato poi collegato dinamicamente alle aree laterali inondabili, sia in sponda destra che in sponda sinistra, mediante speciali funzioni di MIKE FLOOD, nel rispetto delle reali quote spondali. La modellazione accurata della dinamica di piena, effettuata con approccio bidimensionale, è stata estesa all'intera zona in esame, sia in sponda destra che in sponda sinistra, rappresentata mediante un modello del terreno a celle quadrate di lato 1x1 m, contenente gli edifici e tutte le strutture in grado di avere effetto nella propagazione della piena stessa sul territorio.

Per quanto concerne le modellazioni in alveo, i risultati delle simulazioni condotte sono forniti sotto forma di profili longitudinali di livello e tabelle contenenti i principali parametri idraulici sezione per sezione. In relazione alle aree inondate, i risultati ottenuti sono forniti sotto forma di mappe di tiranti idrici e velocità di scorrimento riferite ai loro valori massimi e a diversi momenti della piena.

Nel caso in esame è stato messo a punto un modello MIKE FLOOD, esteso sull'intera area oggetto di studio sulla quale è stato ricostruito un DTM di dettaglio, nel modo seguente:

- modello MIKE 11 monodimensionale per la rappresentazione dell'alveo inciso del Torrente Chiaravagna con rappresentazione di tutte le strutture presenti, con geometria definita mediante le sezioni trasversali di rilievo disponibili;
- modello MIKE 21 bidimensionale per la rappresentazione delle aree urbane allagabili; il modello ha utilizzato una geometria di input costituita da celle quadrate di lato 1 m derivata dal DTM fornito in modo da ben rappresentare in quota e con continuità gli elementi "sovramontanti" che controllano le condizioni di deflusso (sponde, muri, abitazioni ecc.);
- connessione dinamica laterale (lungo entrambe le sponde dell'alveo inciso) dei modelli MIKE 11 e MIKE 21.

Come condizione al contorno di monte per il corso d'acqua in esame sono stati utilizzati gli idrogrammi definiti nel corso della specifica analisi idrologica effettuata per questo studio e descritta nel Par. 3.2. La condizione al contorno di valle, imposta allo sbocco a mare del Torrente Chiaravagna, è stata tratta dai risultati di un apposito studio sulla dinamica marina durante il periodo dell'evento, basato sui dati mareografici disponibili.

4.3.2 Studi pregressi

I dati di input per la definizione delle diverse configurazioni del Torrente Chiaravagna, necessari all'implementazione del modello MIKE FLOOD ed in modo particolare per la definizione delle sezioni nel modello MIKE 11, provengono principalmente dalle tipologie di fonti di seguito elencate.

Modelli idrodinamici monodimensionali sviluppati nell'ambito del Piano di Bacino Stralcio del Torrente Chiaravagna, con codice HEC-RAS, forniti dalla Provincia di Genova agli scriventi. In particolare, si sono considerati i modelli seguenti:

- modello con Plan Title "04_PdB_Mar11" e Geometry "Chiaravagna_rev3_2011" (note geometria "Scenario A1 da relazione Projenia-Cognetex") assunto come rappresentativo per l'evento 2010; nel seguito tale modello è indicato con la dicitura "HEC 2010".
- modello con Plan title "05_PdB_Apr12" e Geometry "Chiaravagna_rev5_2012" (note geometria "Aggiornate alcune sezz sulla base dello studio del Comune con rilievo aggiornato ottobre 2011 (ITEC-Stegeo)") assunto come rappresentativo per la situazione attuale; nel seguito tale modello è indicato con la dicitura "HEC 2013".

I modelli HEC-RAS sopracitati riportano le sezioni indicate nel Piano di Bacino, integrate da alcune ulteriori sezioni utili alla definizione dell'assetto geometrico (provenienti dai rilievi effettuati) e successivamente interpolate con passo molto breve, di alcuni metri. Nella definizione del modello in MIKE 11 non sono state considerate le sezioni interpolate e le altre sezioni sono state acquisite previa una preliminare verifica delle congruità delle informazioni sia tra le diverse versioni dei modelli stessi, sia tra i modelli e le altre informazioni disponibili (rilievi, sopralluoghi, ecc.). In particolare per la configurazione dello stato attuale è stato considerato che le sezioni del modello HEC-RAS non potevano evidentemente rappresentare le modifiche delle geometrie dovute a lavori eseguiti in data successiva alla data del modello. Inoltre in diverse sezioni sono state riscontrate differenze tra i due modelli HEC-RAS non riconducibili a interventi o all'evoluzione dell'alveo (ad esempio diverse geometrie di ponti che non sono stati oggetto di interventi): in questo caso sono state incrociate le diverse informazioni topografiche disponibili (modelli, rilievi, sopralluoghi) in modo da privilegiare quella più recente o più accurata a seconda del caso specifico.

Relazione redatta dalla Società Projenia S.r.l. in riferimento all'area ex Cognetex denominata "1882_R01 rev1-integrazione" ed emessa nel Gennaio 2011, che costituisce un'integrazione a una precedente relazione idraulica, denominata "1882_R01 rev1" ed emessa in data 01/10/2010, in considerazione di quanto accaduto durante l'evento del 04/10/2010. La relazione, fornita dalla Provincia di Genova agli scriventi, contiene diversi scenari, analizzati nello studio idraulico attraverso l'implementazione di modelli in HEC-RAS, di cui lo scenario A1 rappresenta lo stato "attuale" sulla base di un rilievo del Settembre 2010: a questo Scenario A1 fa esplicito riferimento la versione del modello HEC-RAS fornito dalla Provincia di Genova e rappresentativo della configurazione del torrente alla data dell'evento alluvionale.

Studio idraulico redatto dalla Società ITEC engineering S.r.l. per il Comune di Genova, emesso nel Novembre 2011, dal titolo "Studio idraulico del rischio residuale del tratto terminale del Torrente Chiaravagna dal ponte di Via Chiaravagna allo sbocco a mare a seguito dei lavori di sistemazione previsti" e fornito dalla Provincia di Genova agli scriventi. Lo studio, condotto per la parte delle verifiche idrauliche mediante l'implementazione di modelli in HEC-RAS, e corredato dalle tavole di sezioni e rilievi, è stato effettuato sulla base di un rilievo topografico di dettaglio realizzato nell'Ottobre 2011 dallo studio STEGEO. Allo studio ITEC e relativo rilievo STEGEO fa esplicito riferimento il modello HEC-RAS fornito dalla Provincia di Genova quale rappresentativo dello stato attuale. Si segnala in particolare che le tavole del rilievo STEGEO riportano in background il rilievo eseguito nell'ambito di un vasto studio del 2001 commissionato dal Comune di Genova al raggruppamento temporaneo delle società STI – Studio Tecnico di Ingegneria S.r.l. e Hydrodata S.p.A. e avente oggetto "Sistemazione idraulica del tratto di valle del Torrente Chiaravagna". Gli studi e rilievi citati verranno indicati in seguito rispettivamente con le diciture "ITEC2011" e "HYD2001".

Relazione dei Consulenti Tecnici (Prof. Bellini, Dott. Masetti, Ing. Sirolli, Ing. Siviglia) nominati dai PM della Procura della Repubblica in riferimento al procedimento penale n. 34724/10/44 aperto a seguito dell'evento del 04/10/2010. In particolare la relazione, fornita dalla Provincia di Genova agli scriventi, fornisce informazioni riguardo alle dinamiche dell'evento alluvionale del 04/10/2010, alla configurazione del torrente e allo stato di avanzamento degli interventi di mitigazione alla data dello stesso.

Rilievo altimetrico Lidar ministeriale, fornito dalla Provincia di Genova (sistema di riferimento Gauss-Boaga, cell-size=1 m). In particolare il rilievo Lidar risulta datato 2008 e l'area di studio è stata successivamente oggetto di interventi edilizi anche di una certa entità (ad esempio l'area della Marina di Sestri e l'area in sponda sinistra al T.Chiaravagna a monte di via Albareto, dove è attualmente presente tra gli altri l'edificio ABB); è stato pertanto necessario modificare l'altimetria nelle aree soggette a tali interventi in modo da aggiornare opportunamente l'altimetria del sito.

Relazioni e tavole progettuali, fornite dal Comune di Genova, in riferimento agli interventi eseguiti, in corso di esecuzione e in progetto da parte del Comune stesso nel tratto di torrente in esame. In particolare si precisa che tutti questi studi costituiscono singoli lotti funzionali e loro stralci di un più ampio progetto di sistemazione idraulica del Torrente Chiaravagna che ha origine dallo studio commissionato dal Comune alle società STI e Hydrodata e già citato in precedenza.

In aggiunta alle seguenti fonti di dati, in misura minore sono state reperite ulteriori informazioni da immagini satellitari, materiale video-fotografico rintracciato in rete, sopralluoghi e rilievi integrativi.

Il complesso delle fonti di dati raccolte ha consentito di definire in modo dettagliato l'assetto del torrente e le dinamiche di esondazione dell'evento del 04 Ottobre 2010. Con particolare riferimento alla configurazione geometrica dell'alveo, in alcuni casi dall'analisi dei dati sono emerse informazioni tra loro contraddittorie: in queste situazioni sono state privilegiate quelle più recenti o più accurate, valutando singolarmente caso per caso. Una descrizione dettagliata delle valutazioni effettuate e degli schemi geometrici assunti è disponibile nel Cap. 2.

4.3.3 Schematizzazione dell'alveo

Di seguito si illustra in dettaglio la schematizzazione monodimensionale del tratti di alveo del Torrente Chiaravagna analizzati. In aggiunta alla descrizione del setup modellistico, si specificano le scelte e le assunzioni che hanno portato a definire alcune caratteristiche specifiche del modello, oltre alle fonti da cui sono state tratte le informazioni associate ai vari aspetti dello stesso.

4.3.3.1 Geometria delle sezioni trasversali

Il tratto del Torrente Chiaravagna schematizzato tramite approccio monodimensionale copre gli ultimi 1,6 km circa del corso d'acqua. Il tratto modellato ha inizio circa 50 m a monte del viadotto autostradale dell'A10, nella parte alta del quartiere di Sestri Ponente, e termina con lo sbocco a mare del torrente, all'interno del bacino portuale in prossimità dell'aeroporto di Genova. In Figura 4.2 si riporta l'estensione del tratto analizzato nel presente studio.



Figura 4.2 Tratto del Torrente Chiaravagna schematizzato con approccio 1D.

Il tratto oggetto di indagine risulta caratterizzato da numerosi attraversamenti, in alcuni casi ponti singoli e in altri tombinature costituite dalla successione di più manufatti interferenti con l'alveo.

La schematizzazione della geometria dell'alveo del Torrente Chiaravagna è stata effettuata attraverso l'utilizzo e l'analisi di varie fonti informative. Quale base di partenza sono state considerate le sezioni dei modelli in HEC-RAS importate in MIKE 11, escludendo le sezioni interpolate, opportunamente modificate e integrate qualora necessario. In particolare a causa delle diverse modalità di definizione delle strutture in HEC-RAS e MIKE11, per alcune sezioni, a parità di geometria, è stato necessario inserire manualmente alcune informazioni delle sezioni nel nuovo modello. Più frequentemente invece si è proceduto all'inserimento ex-novo di sezioni o alla modifica delle geometrie sulla base delle altre informazioni disponibili.

Le sezioni del modello monodimensionale sono state comparate con i valori di altimetria del DTM Lidar fornito dalla Provincia di Genova e sono risultate perfettamente congruenti.

Infine, considerando che il DTM Lidar, pur se di elevata risoluzione, non può riportare con sufficiente accuratezza le quote di sommità di muretti spondali di spessore inferiore al metro, come comunemente sono nel contesto dell'area di studio, si è verificato con particolare attenzione che tali quote di sommità fossero correttamente inserite nelle sezioni del modello monodimensionale, integrando lo stesso con sezioni aggiuntive nei punti in cui sono state evidenziate repentine variazioni delle quote di sponda che non sarebbero state correttamente rappresentate limitandosi alle sole sezioni già esistenti nel precedente modello. Le fonti principali per l'esatta determinazione delle quote di sommità spondale sono risultate i rilievi di dettaglio resi disponibili negli studi pregressi e, in casi particolari, da immagini fotografiche e sopralluoghi appositamente realizzati.

La tabella seguente elenca tutte le sezioni inserite nel modello (ad eccezione di quelle automaticamente interpolate di cui si tratterà in seguito). La nomenclatura delle sezioni fa esplicito riferimento a quella del Piano di Bacino del Torrente Chiaravagna. In esso le sezioni del Chiaravagna sono identificate con la sigla "CHI" seguita da un numero, crescente dalla foce verso monte (ad esempio la sigla "CHI 29" identifica la prima sezione di monte del tratto oggetto di studio). A seguito delle diverse revisioni del Piano di Bacino, che ha comportato anche l'inserimento di sezioni integrative, queste ultime sono state identificate nel Piano con una seconda cifra (ad esempio "CHI 17.6" tra le sezioni "CHI 17" e "CHI 18"). Nel presente studio, al fine di differenziare le sezioni integrative già previste dal Piano con quelle aggiunte ex-novo, si è adottata una nomenclatura in cui, al nome della preesistente sezione "ufficiale", è stata associata una lettera: in caso di sezioni di monte e valle di strutture, quali ad esempio ponti, si è adottata una nomenclatura del tipo "m" e "v" (ad esempio "CHI 26m" e "CHI 26v"), mentre in caso di sezioni integrative si è mantenuto il nome della prima sezione "ufficiale" di valle, seguita da una lettera in ordine alfabetico (ad esempio a monte della sezione "CHI 07" sono state aggiunte le sezioni "07a", "07b", "07c").

Infine, poichè il tratto di torrente in esame è stato schematizzato con un ramo principale per l'alveo e due rami schematizzanti manufatti, ad esso paralleli, volti ad incrementare la sezione di deflusso ma idraulicamente separati, si riportano di seguito le sezioni di tutti i tre rami, denominati "reach" in MIKE11, presenti nel modello: "Chiaravagna", "Parcheggio ABB" e "Scolmatore". Per il ramo "Parcheggio ABB", che si mantiene in sponda all'alveo e con frequenti collegamenti laterali, essendo a tutti gli effetti parallelo al torrente, sono state mantenute le stesse progressive dell'alveo principale; invece il ramo "Scolmatore" presenta un sviluppo autonomo dall'alveo e pertanto ha progressive delle sezioni proprie ma ricollegabili in termini di denominazione a quelle del torrente. La nomenclatura delle sezioni di questi due rami ripercorre quella dell'alveo principale, con l'aggiunta di un suffisso "p" per "Parcheggio ABB" e "s" per "Scolmatore".

Tabella 4.1 Sezioni trasversali utilizzate per la schematizzazione del Torrente Chiaravagna, inclusi i "reach" associati ai manufatti idraulici collegati al torrente.

TORRENTE CHIARAVAGNA		
PROGR. [m]	ID SEZ.	NOTE
-49	CHI_29	
-1	CHI_28m	briglia viadotto A10 - monte
0	CHI_28v	briglia viadotto A10 - valle
62.02	CHI_27	
106.02	CHI_26m	ponte De Simone - monte
116.02	CHI_26v	ponte De Simone - valle
216.02	CHI_25	
283.99	CHI_24	
333.99	CHI_23m	passerella via VIII Società Case - monte
337.99	CHI_23v	passerella via VIII Società Case - valle
400.01	CHI_22	
484.97	CHI_21m	passerella via Leonardi -

TORRENTE CHIARAVAGNA		
PROGR. [m]	ID SEZ.	NOTE
		monte
487.97	CHI_21v	passerella via Leonardi - valle
541.97	CHI_20	
581.28	CHI_19c	
591.29	CHI_19b	
603.11	CHI_19m	ponte obliquo via Chiaravagna - monte
613.11	CHI_19v	ponte obliquo via Chiaravagna - monte
617.58	CHI_18.5v	
640.11	CHI_18d	
645.57	CHI_18c	
658.57	CHI_18b	
668.57	CHI_18a	
669.57	CHI_18aa	
670.67	CHI_18	sezione imbocco tombinatura palazzo via Giotto 15
686.58	CHI_17.6a	
687.58	CHI_17.6m	
698.48	CHI_17.4m	
699.48	CHI_17.4a	
714.59	CHI_17.2	sezione sbocco tombinatura palazzo a valle via Giotto
715.59	CHI_17a	
725.57	CHI_17	
729.6	CHI_16d	sezione inizio muro sponda sinistra
753.6	CHI_16c	
761.6	CHI_16b	
761.65	CHI_16a	
761.7	CHI_16	sezione imbocco tombinatura ponte via Manara
773.02	CHI_15	sezione inizio edificio ELSAG
788.22	CHI_14c	sezione salto di fondo
793.22	CHI_14b	sezione fine edificio ELSAG
793.32	CHI_14a	passerella ELSAG - monte
802.52	CHI_13b	passerella ELSAG - valle
807.52	CHI_13a	confluenza Ruscarolo - monte
808.08	CHI_13	confluenza Ruscarolo - valle
818.91	CHI_12d	
820.11	CHI_12c	sezione inizio reach "Parcheggio ABB"
828.91	CHI_12b	
851.79	CHI_12a	
867.47	CHI_12	
882.98	CHI_11e	
912.98	CHI_11d	
942.98	CHI_11c	
962.48	CHI_11b	
964.58	CHI_11a	sez. confluenza reach "Parcheggio ABB", derivazione "Scolmatore"
968.78	CHI_11	ponte via Albareto - monte

TORRENTE CHIARAVAGNA		
PROGR. [m]	ID SEZ.	NOTE
986.78	CHI_10b	ponte via Albareto - valle
988.79	CHI_10a	ponte ferrovia GE-XXMiglia - monte
999.79	CHI_09b	ponte ferrovia GE-XXMiglia - valle
1002.19	CHI_09a	1° ponte ILVA - monte
1013.19	CHI_08c	1° ponte ILVA - valle
1027.16	CHI_08b	2° ponte ILVA - monte
1042.16	CHI_08a	2° ponte ILVA - valle
1043.16	CHI_07c	sezione confluenza reach "Scolmatore"
1057.16	CHI_07b	
1072.16	CHI_07a	
1099.5	CHI_07	
1135.64	CHI_06a	
1135.66	CHI_06	ponticello Piaggio - monte
1142.65	CHI_05c	ponticello Piaggio - valle
1142.75	CHI_05b	
1144.89	CHI_05a	imbocco tombinatura Piaggio
1226.35	CHI_04c	
1226.45	CHI_04b	sezione inizio ponte via Marsiglia
1236.45	CHI_04a	sbocco copertura via Marsiglia
1243.45	CHI_03c	
1258.45	CHI_03b	
1258.95	CHI_03a	
1271.45	CHI_03	
1352.53	CHI_02c	
1366.53	CHI_02b	
1367.63	CHI_02a	
1592.52	CHI_01	sezione foce (da PdB)

Reach "PARCHEGGIO ABB"		
PROGR. [m]	ID SEZ.	NOTE
820.11	CHI_12c_p	
828.91	CHI_12b_p	
851.79	CHI_12a_p	
867.47	CHI_12_p	
882.98	CHI_11e_p	
912.98	CHI_11d_p	
942.98	CHI_11c_p	
952.73	CHI_11bb_p	
962.48	CHI_11b_p	

Reach "SCOLMATORE"		
PROGR. [m]	ID SEZ.	NOTE
0	CHI_11_s	sezione imbocco scolmatore con muro
5	CHI_11_s2	prima sezione scatolare chiuso
20	CHI_10_s	
90	CHI_08_s	sezione sbocco scolmatore

Di seguito viene riportata una descrizione dettagliata delle geometrie implementate nel modello suddividendo il tratto di torrente oggetto di studio in 5 sotto-tratti omogenei, definiti dal nome delle strutture interagenti con il torrente e relative progressive del modello. Avendo assegnato progressiva 0.00m alla sezione di monte di riferimento, coincidente con la sezione di valle della briglia collocata in corrispondenza del viadotto dell'Autostrada A10 (sezione CHI 28 del Piano di Bacino), il modello si sviluppa da progressiva -49.00m (sezione CHI 29 del PdB) a progressiva 1592.52m (sezione CHI 01 del PdB), coincidente con la sezione terminale a mare. I tratti omogenei individuati sono i seguenti:

- dalla prima sezione di monte alla passerella di via Leonardi (Progr. -49.00 – 487.97)
- dalla passerella di via Leonardi all'edificio di Via Giotto 15 (Progr. 487.97 – 670.67)
- dall'edificio di Via Giotto 15 alla confluenza con il R. Ruscarolo (Progr. 670.67 – 808.08)
- dalla confluenza con il R. Ruscarolo al secondo ponte ILVA (Progr. 808.08 – 1043.16)
- dal secondo ponte ILVA alla foce (Progr. 1043.16 – 1592.52)

Ulteriori informazioni sugli schemi geometrici adottati per ognuno dei tratti sopraelencati sono dettagliatamente illustrate nel Cap. 2.

Progressive -49.00 – 487.97 (sezione di monte – passerella Via Leonardi)

Il primo segmento va dall'inizio del tratto di studio (sez. CHI 29) fino alla passerella pedonale di Via Leonardi (sez. CHI 21) e, quali strutture interferenti l'alveo, include la briglia in corrispondenza del viadotto autostradale e tre ponti (ponte De Simone, passerella via VIII Società Case, passerella via Leonardi). In questo tratto le sezioni sono prese integralmente dal modello "HEC 2010", non avendo altre informazioni disponibili in riferimento alla quota di fondo alveo alla data dell'evento ed essendo le geometrie delle strutture (impalcati e pile ponti) identiche nel modello "HEC 2013". Inoltre le sezioni comprendono correttamente i muretti spondali e risultano coerenti con il DTM Lidar.

I ponti sono stati rappresentati nell'ambito del modello con strutture tipo "culvert" di forma geometrica variabile secondo una relazione quota-larghezza che tiene conto della luce di deflusso al netto delle pile. Tale assunzione risulta valida in quanto il comportamento della corrente è regolato principalmente dal restringimento della sezione in presenza del ponte e dalle perdite di carico concentrate dovute allo stesso, più che da quelle distribuite lungo la struttura. L'aumento del contorno bagnato dovuto alla presenza delle pile incide solo sull'entità delle perdite di carico distribuite, generalmente trascurabile. Per i ponti sormontabili dai livelli di piena si è infine introdotta una struttura tipo "broadcrested weir" con geometria pari alla lunghezza del ponte e quote di sfioro corrispondenti a quelle di estradosso. Essendo i ponti in esame dotati di ringhiera e non di parapetto continuo, che permette quindi il transito della corrente trattenendo al più il materiale flottante, si è fatto riferimento alle sole quote di estradosso tenendo in considerazione le ringhiere in fase di definizione dei coefficienti delle perdite di carico concentrate.

La briglia presso il viadotto autostradale è stata invece schematizzata con una struttura di tipo "special weir" che, non imponendo il passaggio per l'altezza critica, risulta particolarmente adatto alla schematizzazione di salti di fondo con corrente veloce proveniente da monte. Tale scelta è stata adottata dopo aver sperimentato, durante le prime simulazioni di test, una profondità eccessiva della corrente in prossimità della briglia, che provocava anche esondazioni in aree nella realtà non soggette a tali episodi. La causa di tale anomalo comportamento idrodinamico era dovuta al fatto che la struttura di tipo "weir" impone a monte della briglia una condizione di corrente lenta, dovuta al vincolo del passaggio per la profondità critica in corrispondenza della struttura; condizione in realtà scorretta per il caso specifico provenendo da monte una corrente di tipo veloce.



Figura 4.3 T. Chiaravagna: tratto dalla sezione di monte alla passerella di Via Leonardi.

Progressive 487.97 – 670.67 (passerella via Leonardi – edificio Via Giotto 15)

Tale tratto si estende dalla passerella di Via Leonardi (CHI 21) alla sezione di imbocco dell'edificio di Via Giotto 15 (CHI 18). A partire dal ponte di Via Leonardi risulta disponibile, quale ulteriore informazione topografica, il rilievo denominato "ITEC 2011" che, pur rappresentando una conformazione del fondo alveo successivo all'evento, fornisce comunque informazioni molto dettagliate il merito alle quote di sommità spondale e di intradosso ed estradosso dei ponti e delle coperture. Nel tratto in esame, ad integrazione dei sopralluoghi effettuati, il rilievo ha permesso di inserire alcune sezioni aggiuntive a quelle del modello "HEC 2010" per tenere conto dell'abbassamento della quota spondale in sinistra immediatamente a monte del ponte di Via Chiaravagna e per definire in dettaglio l'andamento della quota della sommità del parapetto presente in sponda sinistra per tutto il tratto in esame, corrispondente a Via Chiaravagna dal ponte omonimo all'inizio dell'edificio di Via Giotto 15. Dalle informazioni del rilievo "ITEC 2011" è stato possibile inserire anche l'abbassamento del muro in sponda destra, immediatamente a monte dell'edificio di Via Giotto, verificando la congruità con il rilievo Lidar per la quota della strada che fiancheggia l'alveo nel tratto in esame.

In riferimento al ponte di Via Chiaravagna è inoltre emersa una differente geometria dello stesso tra i due modelli HEC-RAS, pur non essendo stato oggetto di interventi: considerando il maggior grado di dettaglio del secondo modello, che recepisce il rilievo del 2011, è stata assunta la geometria in esso definita anche per il modello precedente. Analogamente ai ponti del tratto precedente, anche il ponte in oggetto è stato schematizzato nel modello con una struttura di tipo "culvert" e una "broadcrested weir" per rappresentare il deflusso rispettivamente sotto e sopra l'impalcato.



Figura 4.4 T.Chiaravagna: tratto dalla passerella di Via Leonardi alla sezione di imbocco dell'edificio di Via Giotto 15.

Progressive 670.67 – 808.08 (edificio Via Giotto 15 – confluenza R. Ruscarolo)

Il tratto in esame include le due coperture composte di Via Giotto e Via Manara e il tratto scoperto tra loro intercorrente. In dettaglio in via Giotto sono presenti un edificio a monte e uno a valle della via, ora demoliti ma esistenti nel 2010, che analogamente al ponte stradale presentano due file di pile in alveo. Nel tratto scoperto seguente in sponda sinistra è presente, dopo un edificio, un terrapieno che separa l'alveo del Chiaravagna da quello del Ruscarolo: su tale terrapieno era presente un edificio già demolito precedentemente al 2010. Successivamente è presente il ponte stradale di Via Manara e contiguo ad esso il fabbricato ELSAG, a costituire una copertura ininterrotta, senza pile in alveo. A valle dell'edificio ELSAG è presente una passerella a servizio della viabilità interna allo stabilimento, con pila in alveo, demolita nel 2012 e ricostruita con un profilo non interferente con il deflusso. Immediatamente a valle della passerella è presente la sezione di confluenza con il Rio Ruscarolo, affluente del Chiaravagna.

Il tratto in esame è caratterizzato dalla presenza di diversi manufatti interferenti con la corrente e oggetto di successivi lavori di demolizione (eseguiti, in corso o previsti nel breve termine); inoltre il modello "HEC 2010" risulta meno accurato rispetto alla versione successiva che, recependo il rilievo del 2011, lo integra con alcune sezioni intermedie e in generale con un maggior grado di dettaglio, considerando più accuratamente la variabilità delle strutture e del fondo dell'alveo.

Le quote di fondo alveo sono state estratte dal modello “HEC 2010” mentre le quote degli impalcati, delle sommità spondali e gli spessori delle colonne dal modello “HEC 2013” e dal rilievo “ITEC 2011”. Per meglio rappresentare l’andamento della quota di sommità in sponda sinistra nel tratto scoperto tra le due coperture, sono state inserite alcune sezioni integrative rispetto ai modelli HEC-RAS. Nel tratto al di sotto della copertura ELSAG è presente un salto di fondo di circa 0,5m, dovuto alla presenza di una briglia in calcestruzzo, non rappresentata nei modelli in HEC-RAS. La briglia è stata inserita definendone opportunamente le quote sulla base del rilievo “ITEC 2011” e del rilievo “HYD 2001”.

Nel caso dei ponti dei tratti precedenti, sia la lunghezza della struttura sia lo spessore dell’impalcato risultano di minima entità e la sezione netta dell’alveo è sostanzialmente identica tra le sezioni di monte e valle. Per le due coperture del tratto in esame, invece, si evidenzia una prolungata lunghezza delle stesse e una variabilità delle geometrie non trascurabile, oltre alla presenza di edifici sopra l’impalcato che rendono la struttura non sormontabile. Per la schematizzazione di queste strutture nel modello monodimensionale non si è pertanto adottato uno schema di tipo “culvert” e “weir”, ma sono state utilizzate sezioni chiuse riproducenti la geometria, comprensiva di eventuali pile, delle sezioni coperte ed inserendo delle perdite di energia concentrate. I coefficienti di tali perdite sono stati definiti attraverso una procedura di taratura, con la quale tenere anche in considerazione il fatto che durante l’evento del 2010, e più in generale in caso di piena che raggiunge l’intradosso delle coperture, le stesse generano una significativa ostruzione al deflusso, eventualmente amplificata dalla possibile ulteriore occlusione dovuta al deposito di materiale flottante.

In corrispondenza di queste coperture si realizza infatti, in caso di piena, un notevole incremento del tirante a monte delle stesse e l’esondazione si verifica lateralmente per sormonto spondale non essendo gli edifici in alveo sormontabili. A questo schema fa eccezione l’imbocco della copertura di via Manara, in cui è possibile un sormonto dell’impalcato: anche in questo caso la corrente eventualmente sormontante il ponte non ritorna immediatamente in alveo, come può essere per un ponte tradizionale, essendo presente immediatamente a valle l’edificio ELSAG. Siccome anche in questo caso, in analogia al sormonto laterale delle sponde, la portata eccedente fuoriesce dal dominio del modello monodimensionale entrando in quello bidimensionale, si è assimilata la schematizzazione del ponte a quella delle tombinature, mediante sezione chiusa e perdita di energia concentrata, e si è definito il collegamento con il modello 2D semplicemente prolungando anche a parte della sezione di imbocco il “link” di MIKE FLOOD già definito per le sponde. Questo approccio semplificato è stato valutato come il più appropriato in considerazione del fatto che il ponte di via Manara era già accuratamente inserito, in termini altimetrici, nel modello 2D e che parte del sormonto dell’impalcato sarebbe potuto avvenire all’interno del modello 2D stesso.

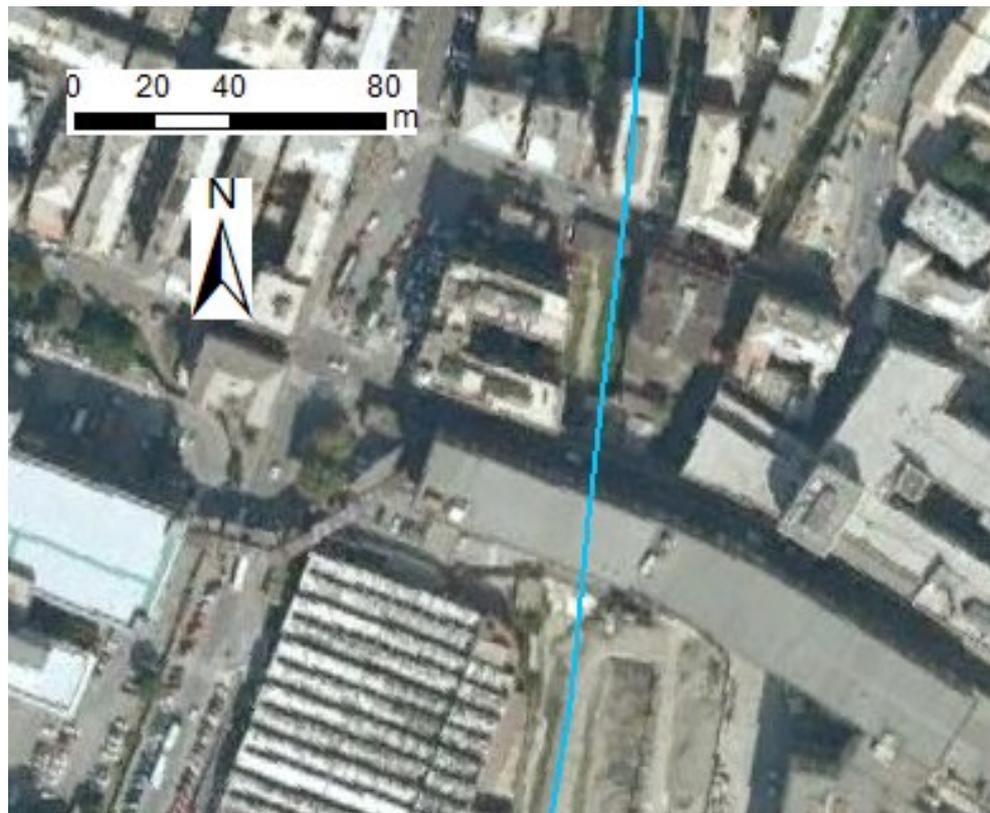


Figura 4.5 T.Chiaravagna: tratto dall'edificio di Via Giotto 15 alla confluenza con il R. Ruscarolo.

Progressive 808.08 – 1043.16 (confluenza R. Ruscarolo – secondo ponte ILVA)

Il tratto in esame si estende dalla confluenza con il R. Ruscarolo al secondo ponte ferroviario dello stabilimento ILVA e si caratterizza principalmente per la presenza di due manufatti, realizzati pochi anni prima dell'evento 2010 nell'ambito dei diversi interventi di sistemazione del T.Chiaravagna. Gli interventi citati sono stati finalizzati all'incremento della sezione defluente del torrente. Nel primo caso si tratta di un colonnato largo circa 9m, situato sotto il parcheggio dell'edificio ABB, che corre per circa 140m parallelo al torrente ed è ad esso collegato attraverso 23 finestrate, che idraulicamente consentono, pur se in modo limitato, un continuo scambio di portata per tutta la lunghezza del manufatto. Tale manufatto è stato schematizzato nel modello MIKE 11 introducendo un nuovo ramo (definito "branch" in MIKE11), collegato al ramo principale del torrente attraverso una sequenza di collegamenti laterali, con i quali si sono schematizzate le finestrate secondo una relazione quota-larghezza che tiene conto della luce di deflusso disponibile, oltre alla confluenza al termine del manufatto (a monte invece il ramo risulta cieco e riceve portata dal torrente solo lateralmente). Il secondo manufatto è uno scolmatore, anch'esso di larghezza 9 m, che si sviluppa circa parallelamente al torrente in corrispondenza del ponte stradale di via Albareto e dei successivi tre ponti ferroviari, rispettivamente il primo della linea Genova-Ventimiglia e i due successivi a servizio dello stabilimento ILVA. A differenza del manufatto precedente lo scolmatore è uno scatolare chiuso comunicante con il torrente solo nelle sezioni di imbocco e sbocco; inoltre nella sezione di imbocco è presente un muro, demolito successivamente nel 2011 ma presente alla data dell'evento del 2010, che limita la portata in ingresso al manufatto.

In questo tratto, in analogia ai precedenti, si sono ottenute le geometrie delle sezioni a partire da quelle del modello "HEC 2010", opportunamente aggiornate con le quote di sommità spondale e degli impalcati dal rilievo "ITEC 2011".

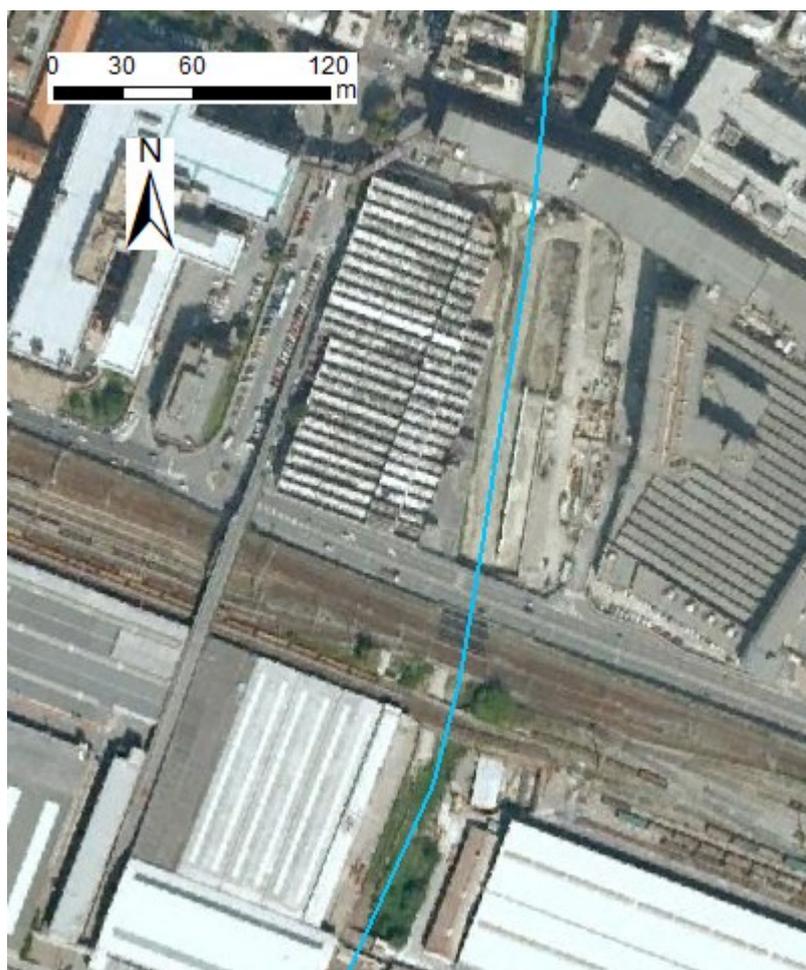


Figura 4.6 T. Chiaravagna: tratto dalla confluenza con il R. Ruscarolo al secondo ponte ILVA.

Progressive 4563-5411 (secondo ponte ILVA – foce)

L'ultimo tratto in esame si estende dal secondo ponte ferroviario dello stabilimento ILVA alla foce. A partire dal modello "HEC 2010" sono state inserite ulteriori sezioni nel tratto immediatamente successivo i ponti ferroviari per rappresentare l'allargamento realizzato per far confluire nel torrente la portata transitante nello scolmatore; per la parte restante del torrente sono state mantenute le sezioni del modello in HEC-RAS inserendo le quote spondali ricavate dal rilievo ITEC. La copertura dello stabilimento Piaggio è stata schematizzata nel modello adottando sezioni di tipo chiuso, a causa della loro variabilità e della lunghezza del tratto coperto. Nel tratto scoperto finale, prossimo alla foce, è presente in sponda sinistra un colonnato che non si è ritenuto opportuno inserire nel modello perché la porzione di alveo ad esso sottostante partecipa in misura marginale alla sezione di deflusso del torrente, che nel tratto terminale risulta significativamente maggiore ai tratti precedenti e ampiamente in grado di smaltire la piena.

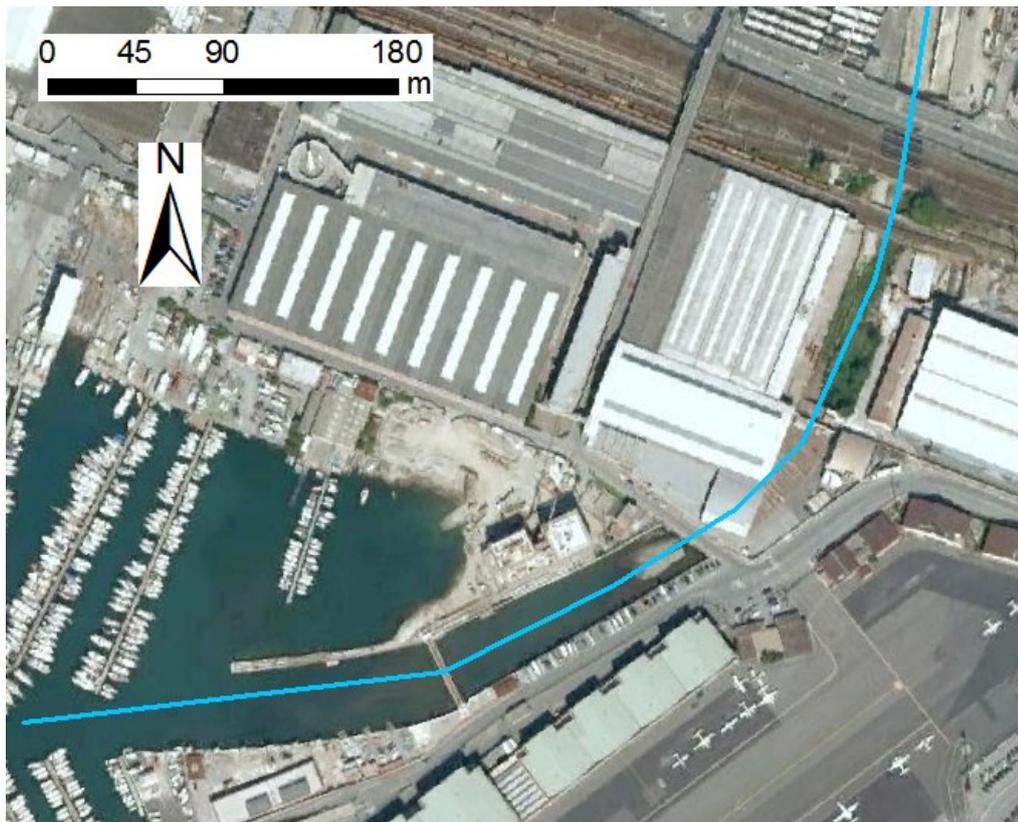


Figura 4.7 T.Chiaravagna: tratto dal secondo ponte ILVA alla foce.

4.3.3.2 Scabrezza idraulica

Di seguito si riportano i coefficienti di scabrezza idraulica utilizzati nel setup 1D. Per la stima del parametro si è fatto riferimento alle seguenti fonti informative:

- Piano di Bacino Stralcio del Torrente Chiaravagna, nella sua prima redazione approvato con D.C.R. 31/1998 e nella versione attuale approvato con D.C.P. n.18 del 30/07/2013;
- sopralluogo in situ e documentazione fotografica.

I valori di scabrezza desunti dalle fonti sopracitate sono stati poi calibrati sulla base delle risultanze della simulazione, così da ottenere valori che consentano di riprodurre effettivamente le dinamiche idrodinamiche caratteristiche del corso d'acqua. Occorre specificare in particolare che i valori di scabrezza adottati riproducono le condizioni dell'alveo alla data dell'evento del 04/10/2010, in cui lo stesso risultava in uno stato di manutenzione particolarmente carente così come riferito ad esempio nella Relazione dei CT della Procura della Repubblica e testimoniato da diverse fotografie antecedenti alla data dell'evento. Tale impostazione è stata ritenuta tuttavia valida anche per le successive fasi di studio (scenario attuale e di progetto), in quanto considerata cautelativa e comunque rappresentativa di un probabile stato di manutenzione del torrente.

Il Piano di Bacino sopracitato al cap 3.2.2 assume un valore del parametro di scabrezza di Gaukler-Strckler per il tratto del T. Chiaravagna a valle dell'autostrada (coincidente con il tratto oggetto di studio) pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, descrivendo le caratteristiche dell'alveo quali "Alvei naturali regolari con fondo in ciottoli e ghiaia, liberi da vegetazione a fusto rigido". La descrizione riportata non rappresenta tuttavia il reale stato di manutenzione dell'alveo alla data dell'evento, che risulta invece più coerente con la descrizione "Alvei con ciottoli, ricchi di vegetazione, con fondo regolare" a cui si attribuisce un parametro di scabrezza pari a $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. In considerazione delle reali condizioni dell'alveo e in base ai risultati della calibrazione del modello rispetto

all'evento in esame, si è adottato un valore del parametro di scabrezza pari a $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tutto il tratto oggetto di studio.

In una prima fase della procedura di calibrazione era stata adottato il valore di scabrezza assegnato nel Piano di Bacino, pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, con il quale il modello sottostimava in diverse sezioni le altezze d'acqua osservate durante l'evento; a seguito di una più accurata analisi delle condizioni di manutenzione dell'alveo si è pertanto proceduto a una riduzione del parametro di scabrezza e si è osservato come il valore di $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, rappresentativo del reale stato del torrente in considerazione della descrizione sopra fornita, restituisse valori di profondità della corrente più aderenti a quelli osservati.

4.3.3.3 Condizioni al contorno

Un modello idraulico ha necessità che siano specificate le condizioni al contorno per la definizione della forzante (tipicamente portata liquida) e comportamento del deflusso al termine del tratto in esame.

La forzante deve essere obbligatoriamente fornita in corrispondenza della prima sezione del tratto (condizione di monte), e opzionalmente lungo segmenti longitudinali (condizione distribuita). La condizione di valle, invece, è costituita generalmente da un livello di pelo libero (costante o tempo-variante) o da una tabella di corrispondenza livello-portata (scala di deflusso).

Di seguito si riportano le condizioni al contorno applicate al tratto di corso d'acqua analizzato.

Condizione di monte

La condizione di monte del Torrente Chiaravagna è stata fornita dall'analisi idrologica dei dati pluviometrici disponibili descritta al Par. 3.2. In Figura 4.8 si riporta l'idrogramma posto in testata al tratto in esame che integra tutti i contributi a monte della prima sezione considerata dal modello idraulico, ovvero in corrispondenza del viadotto dell'Autostrada A10.

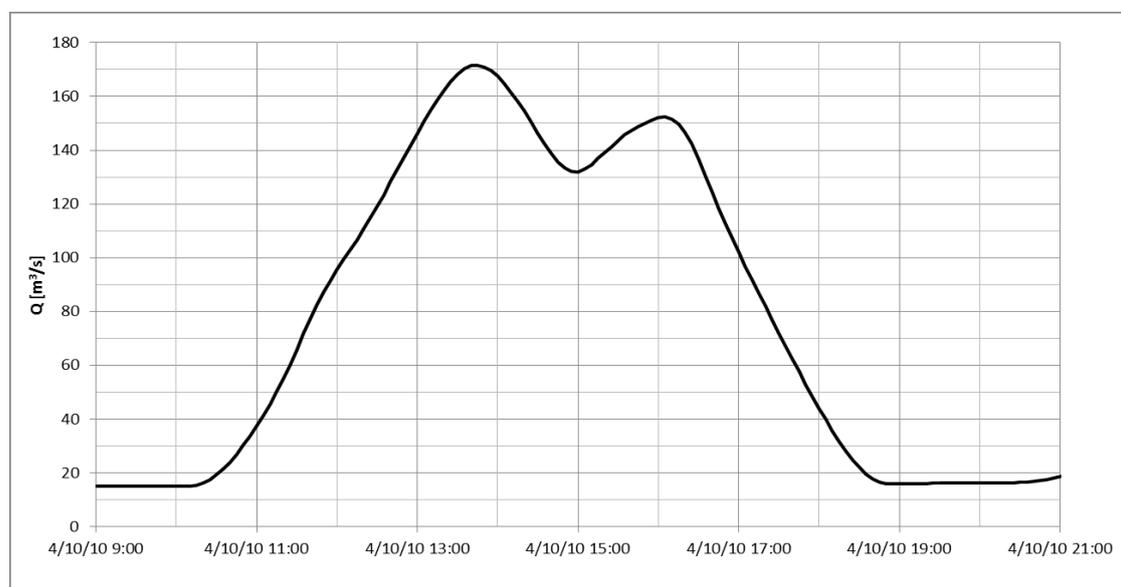


Figura 4.8 T. Chiaravagna, condizione di monte applicata alla prima sezione del modello idraulico e rappresentante il contributo di tutto il bacino del T. Chiaravagna precedente alla sezione del viadotto dell'Autostrada A10 (Progr. -49.00).

In aggiunta all'idrogramma di testata, si è reso necessario tenere in conto il contributo della porzione di bacino a valle della sezione iniziale del tratto modellato, ad esclusione del bacino di drenaggio del R. Ruscarolo, inserito in modo concentrato nella sezione della confluenza. Si è così inserito un idrogramma relativo a tale area contribuyente, distribuito lungo la longitudinale a

partire dalla sezione iniziale sino alla foce, suddividendolo a sua volta in due componenti, rispettivamente dalla sezione di monte alla confluenza con il R. Ruscarolo e dalla confluenza alla foce. Nelle figure seguenti si riportano in sequenza l'idrogramma distribuito del primo contributo, dalla sezione di monte alla confluenza, l'idrogramma concentrato rappresentativo del contributo del R. Ruscarolo e il secondo contributo distribuito, dalla confluenza a poche centinaia di metri prima della foce, in cui si esaurisce il bacino contribuente prima del mare. E' opportuno osservare come sia i contributi distribuiti sia quello concentrato del R. Ruscarolo risultino di entità significativamente minore di quello della sezione di monte in ragione della maggior estensione del bacino del Chiaravagna a monte del tratto modellato sia rispetto al bacino contribuente del tratto in esame sia a quello del R. Ruscarolo.

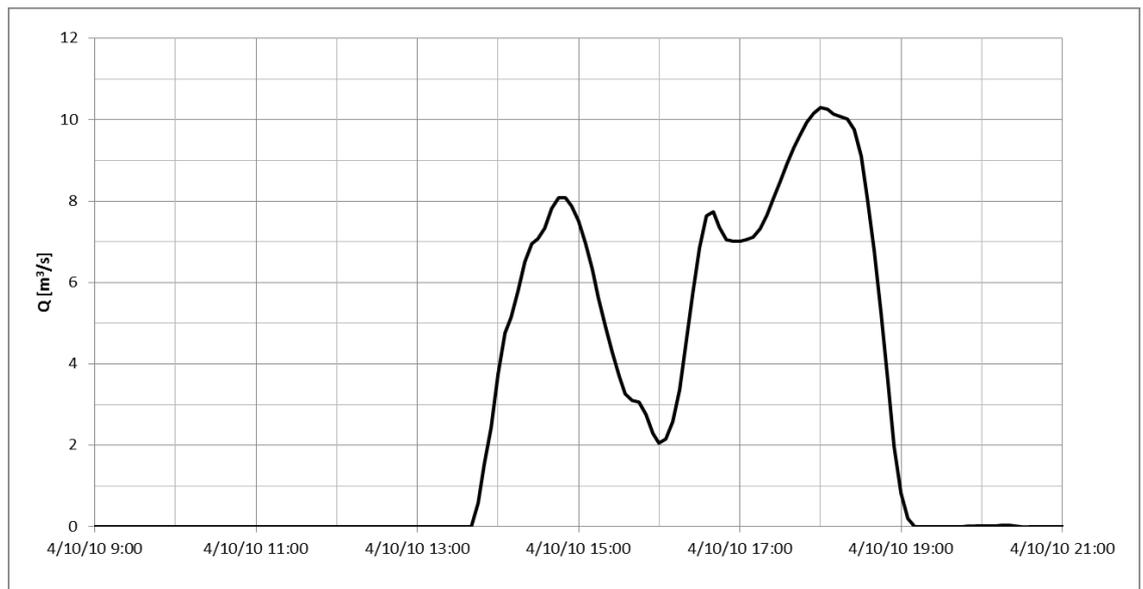


Figura 4.9 T. Chiaravagna, prima condizione distribuita, rappresentante il contributo della porzione di bacino compresa tra il viadotto dell'Autostrada A10 e la confluenza con il R. Ruscarolo (Progr. -49.00 – 808.08).

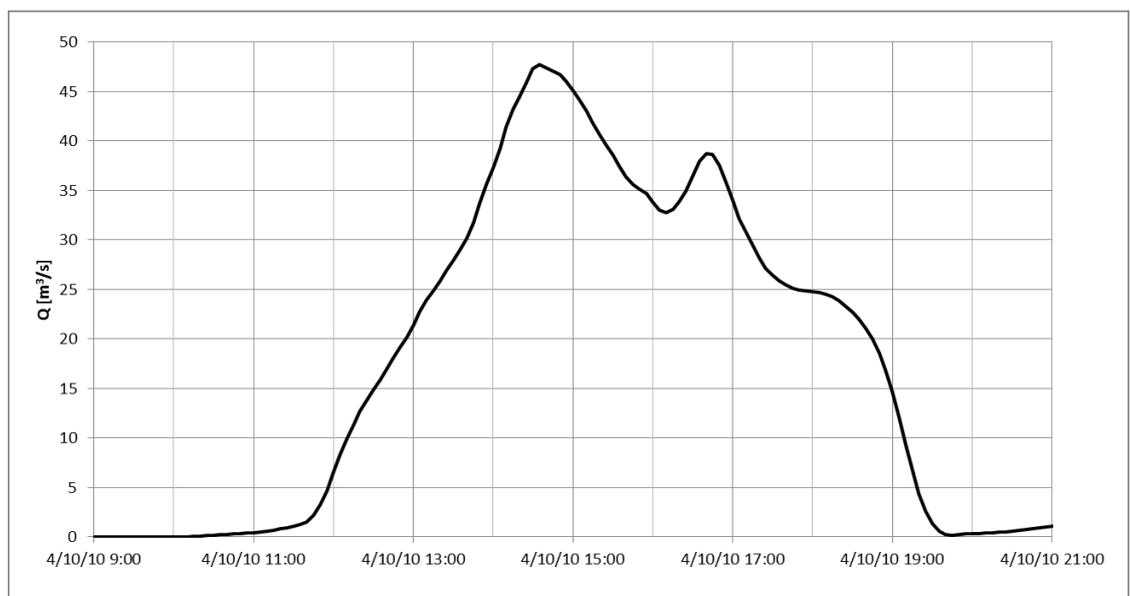


Figura 4.10 T. Chiaravagna, condizione concentrata rappresentante il contributo del Rio Ruscarolo in corrispondenza della confluenza con il Torrente Chiaravagna (Progr. 808.08).

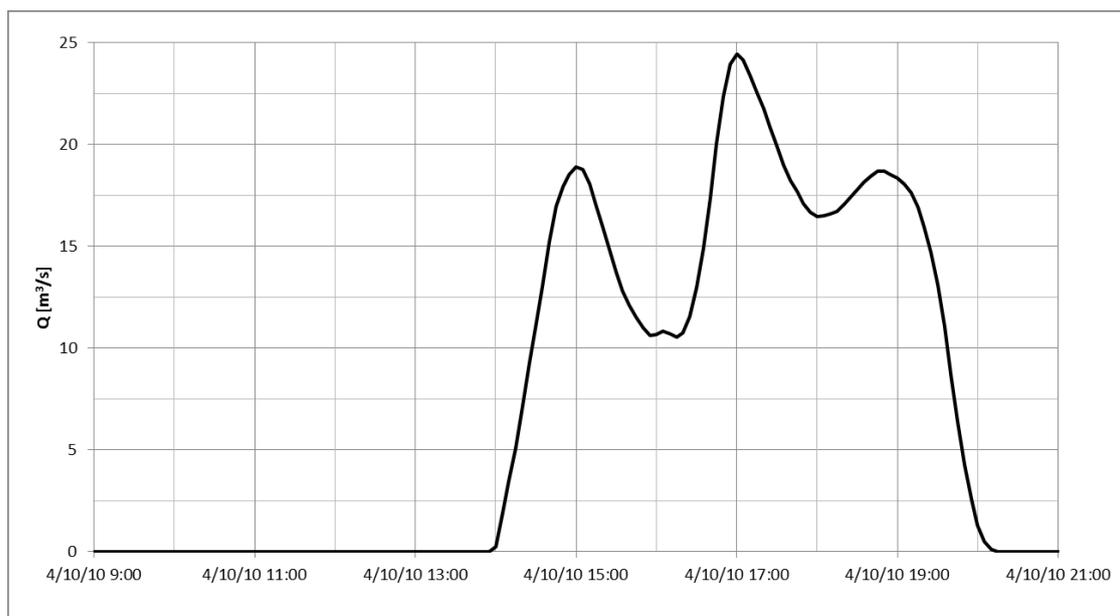


Figura 4.11 T. Chiaravagna, seconda condizione distribuita, rappresentante il contributo della porzione di bacino compresa tra la confluenza con il R. Ruscarolo e la foce (Progr. 808.08 – 1367.63.).

Condizione di valle

La condizione di valle consente di modellare il deflusso in corrispondenza dell'ultima sezione di valle del modello idrodinamico monodimensionale. Considerando che il tratto di T. Chiaravagna oggetto di studio si estende fino allo sbocco a mare del torrente, la condizione di valle è dunque relativa al livello del mare occorso durante l'evento del 04/10/2010 preso in esame. Di seguito si illustra il procedimento seguito per la stima del sovrizzo marino durante il periodo dell'evento.

Approccio metodologico

L'effetto di sovrizzo del livello medio mare all'occorrere di un evento meteomarinico intenso è generalmente dato dalla somma dei 3 seguenti fenomeni:

- la marea astronomica;
- la variazione del livello di medio mare dovuto alle condizioni di tempesta (storm surge), suddivisa tra la componente attribuibile al vento (wind set-up) e quella relativa alle variazioni di pressione atmosferica (barometro inverso);
- il sovrizzo dovuto al frangimento (wave setup). Il wave set-up è la variazione del livello medio mare dovuta al frangimento delle onde. Tale effetto risulta funzione della pendenza del fondale e/o delle possibili strutture presenti lungo la linea di costa (pennelli, barriere soffolte, etc...).

Nel caso specifico del Torrente Chiaravagna, la determinazione della condizione di valle risulta essere meno complessa in quanto il torrente sfocia all'interno del bacino portuale della Marina di Genova Sestri, come illustrato in Figura 4.12. Per tale ragione si può sicuramente affermare che l'innalzamento del livello medio mare sia dovuto esclusivamente alla somma di marea astronomica e storm surge, dal momento che, all'interno del bacino portuale, l'effetto del moto ondoso (e quindi del wave setup) risulta trascurabile.



Figura 4.12 Foce del torrente Chiaravagna.

Sulla base delle premesse sopra riportate, per determinare l'innalzamento del livello medio alla foce del torrente Chiaravagna non risulta necessario l'approccio modellistico ma si può fare affidamento esclusivamente all'elaborazione dei dati registrato dal Mareografo di Genova. In Figura 4.13 si riporta un grafico con le oscillazioni di livello registrate al mareografo di Genova durante l'evento del 3-7 Ottobre 2010 ed applicate quale condizione di valle al T. Chiaravagna.

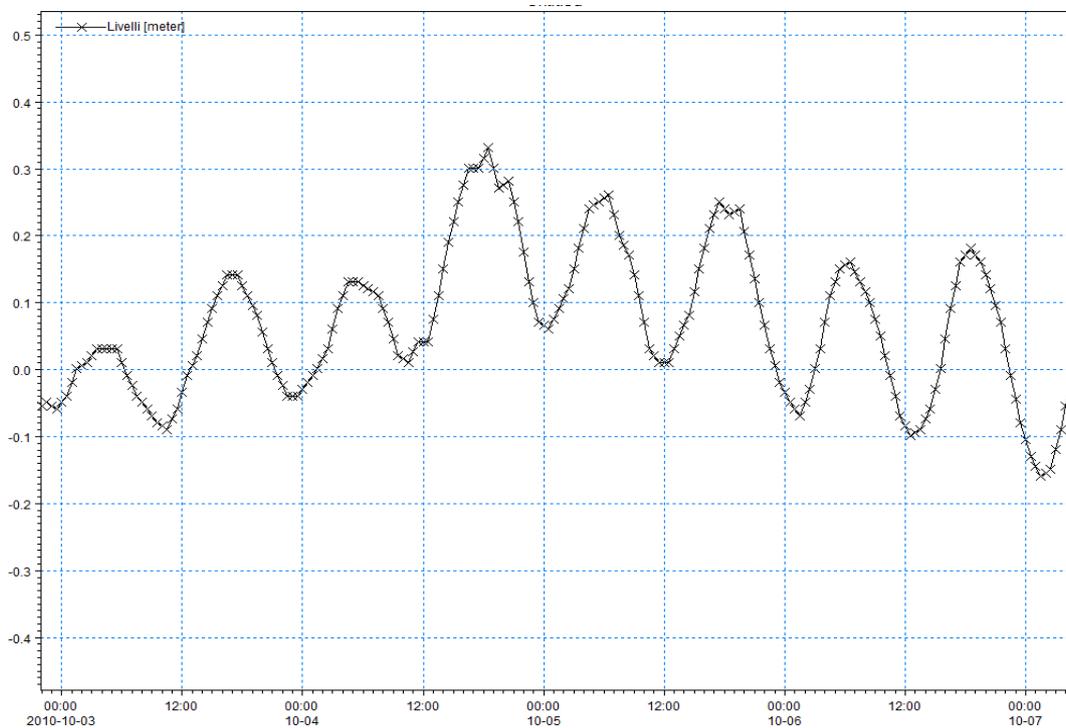


Figura 4.13 Oscillazione di livello registrate al mareografo di Genova durante l'evento del 3-7 Ottobre 2010.

In particolare durante le fasi più critiche dell'evento di piena, indicativamente dalle ore 12 alle ore 17 del 04/10/2010, il livello del mare varia da un valore minimo di 0.04 m s.l.m. a un massimo di 0.30 m s.l.m., non costituendo pertanto una condizione particolarmente gravosa in termini di ostacolo al deflusso della corrente.

4.3.4 Messa a punto del setup bidimensionale

Per la messa a punto del modello MIKE FLOOD, dopo aver realizzato il modello monodimensionale dell'alveo inciso con il codice MIKE 11 HD, si è proceduto alla costruzione del modello bidimensionale delle aree urbane allagabili in sponda destra e sinistra utilizzando il codice di calcolo MIKE 21 HD del DHI descritto nell'Allegato D.

Successivamente, utilizzando il codice MIKE FLOOD, si è proceduto all'accoppiamento dei due modelli (monodimensionale e bidimensionale) mediante collegamenti laterali distribuiti lungo le sponde del torrente.

Nei paragrafi successivi vengono descritte le caratteristiche principali del modello.

4.3.4.1 Costruzione della griglia di calcolo

In un modello bidimensionale alle differenze finite, come MIKE 21, la descrizione geometrica del terreno è eseguita definendo la quota media del terreno in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato, a partire dai dati rilevati, mediante tecniche di interpolazione. Nel caso in esame, invece, il DTM è stato fornito direttamente dalla Provincia di Genova, Committente dello studio.

Il modello del terreno fornito sono le tavolette del rilievo Lidar predisposto dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, disponibile sull'intero territorio nazionale per una fascia di alcuni Km dal litorale. Il DTM fornito ha dimensione di cella pari a 1x1 m e sistema di riferimento Gauss-Boaga.

Sono state rese disponibili due gruppi di tavolette DTM, uno per la parte costiera e la seconda per la zona più interna. Siccome l'area di studio del torrente Chiaravagna risulta interamente coperta dalle tavolette DTM della zona costiera non è stato necessario procedere all'unione di tavolette provenienti dai due gruppi: sono state quindi utilizzate solo le tavole della zona costiera, il cui elenco è riportato nella seguente tabella (il nome contiene le coordinate in gradi sessadecimali del vertice in basso a sinistra):

Tabella 4.2 Tavolette del DTM del Ministero dell'Ambiente sull'area di studio fornite dal Committente e impiegate per la costruzione della griglia di calcolo del modello 2D

Tavolette DTM
44410884_0101
44410885_0101
44410886_0101
44420884_0101
44420885_0101
44420886_0101
44430884_0101
44430885_0101
44430886_0101

In considerazione della limitata estensione dell'area di studio (1681x1549m) non si è ritenuto necessario ricampionare la griglia di calcolo a risoluzione minore per ottimizzare la performance del modello in termini di tempi di calcolo; è stata quindi mantenuta una dimensione di "cellsize" di 1 m pari a quella del DTM originale, in modo da beneficiare dell'accuratezza dell'informazione territoriale disponibile.

Pur avendo a disposizione un rilievo a elevatissimo grado di dettaglio, esso non è tuttavia in grado di rappresentare con sufficiente accuratezza quegli elementi di spessore inferiore a 1m, quali i muri spondali, che concorrono in modo essenziale ad orientare il deflusso delle acque. Avendo tuttavia a disposizione un rilievo particolarmente accurato dell'alveo inciso, comprensivo dei muri di sponda, tali informazioni sono risultate già contenute nel modello 1D; in presenza invece di strutture analoghe nel dominio 2D non correttamente riportate nel DTM, le stesse sono state manualmente inserite nei casi in cui si è ritenuto necessario.

Il perimetro dell'area di studio è stato definito a partire dall'estensione delle aree storicamente inondate, così come riportate nel Piano di Bacino, mantenendo un adeguato margine in modo che le acque di esondazione non possano raggiungere i limiti del dominio e contemporaneamente considerando che le aree storicamente inondate riportate nel Piano di Bacino sono in realtà riferite a una pluralità di torrenti che hanno provocato in passato allagamenti nell'area di Sestri Ponente e non al solo torrente Chiaravagna.

Definito il perimetro e la risoluzione della griglia di calcolo si è proceduto successivamente ad aggiungere l'ingombro degli edifici. Infatti il DTM originale contiene l'informazione della quota del suolo ma non degli elementi presenti al di sopra di esso quali edifici, vegetazione, etc. Nell'ambito di una modellazione bidimensionale (e analogamente in un caso accoppiato 1D+2D, come quello attuale) la considerazione degli edifici, e in generale di tutti quegli elementi che non possano venire sormontati dalle acque, risulta di fondamentale importanza per una corretta simulazione del deflusso in ambito urbano.

L'aggiunta dell'impronta delle strutture antropiche nella griglia di calcolo è stata effettuata utilizzando le CTR in formato vettoriale (dwg), fornite dal Committente.

Oltre alla CTR, si è effettuata un'analisi comparativa con foto satellitari recenti e sopralluoghi per identificare eventuali elementi non presenti nella CTR o variazioni rispetto a quest'ultima. Sono state così modificate alcune porzioni di territorio e si sono affinati alcuni punti della griglia.

In particolare il Lidar risulta datato al 2008 e, rispetto alla data dell'evento del 2010, alcune aree di Sestri Ponente in prossimità del torrente Chiaravagna sono state oggetto di significativi interventi edilizi che hanno comportato una completa trasformazione dello stato dei luoghi, con particolare riferimento alle quote del terreno, che sono il dato più influente sulle dinamiche di esondazione.

A titolo di esempio si citano il porto della Marina di Sestri, con annessi fabbricati, ancora in una fase iniziale dei lavori nel 2008 e l'area dove attualmente è presente la sede dell'ABB e altri fabbricati, in sponda sinistra al torrente tra la confluenza del Ruscarolo e via Albareto. In quest'area nel 2008 erano ancora in corso i lavori di demolizione dei preesistenti fabbricati e di realizzazione del terrapieno sul quale sono successivamente sorti gli edifici. Alla data dell'evento del 2010 l'intervento edilizio non risultava ancora completo come appare allo stato attuale ma risultavano già completati l'edificio sede dell'ABB, il porticato sottostante al parcheggio e l'annesso parapetto (schematizzato nel modello 1D) e in generale il terrapieno dell'area di intervento che si contraddistingue per una quota significativamente superiore rispetto alla configurazione precedente per oltre 2m (quota del terreno presso l'edificio ABB da circa quota 4.3m s.l.m. a circa 6.7m s.l.m.).

Oltre all'aggiornamento della batimetria alla configurazione del 2010 si è proceduto con la modifica della stessa, a seguito di sopralluoghi specifici, per meglio rappresentare le condizioni di deflusso in presenza di particolari strutture quali muri, sottopassi, ecc. A titolo di esempio è stato inserito il muro che separa, per tutto l'abitato di Sestri Ponente, la sede ferroviaria da

quella stradale, non presente nel DTM, oppure, come rappresentato in Figura 4.14, si è inserito il passaggio pedonale che attraversa un edificio posto in sponda sinistra al torrente, all'altezza del ponte di Via Chiaravagna, che mette in diretta comunicazione l'area in prossimità del ponte con l'area di via Borzoli e che durante l'evento ha costituito una via di deflusso dei volumi esondati.

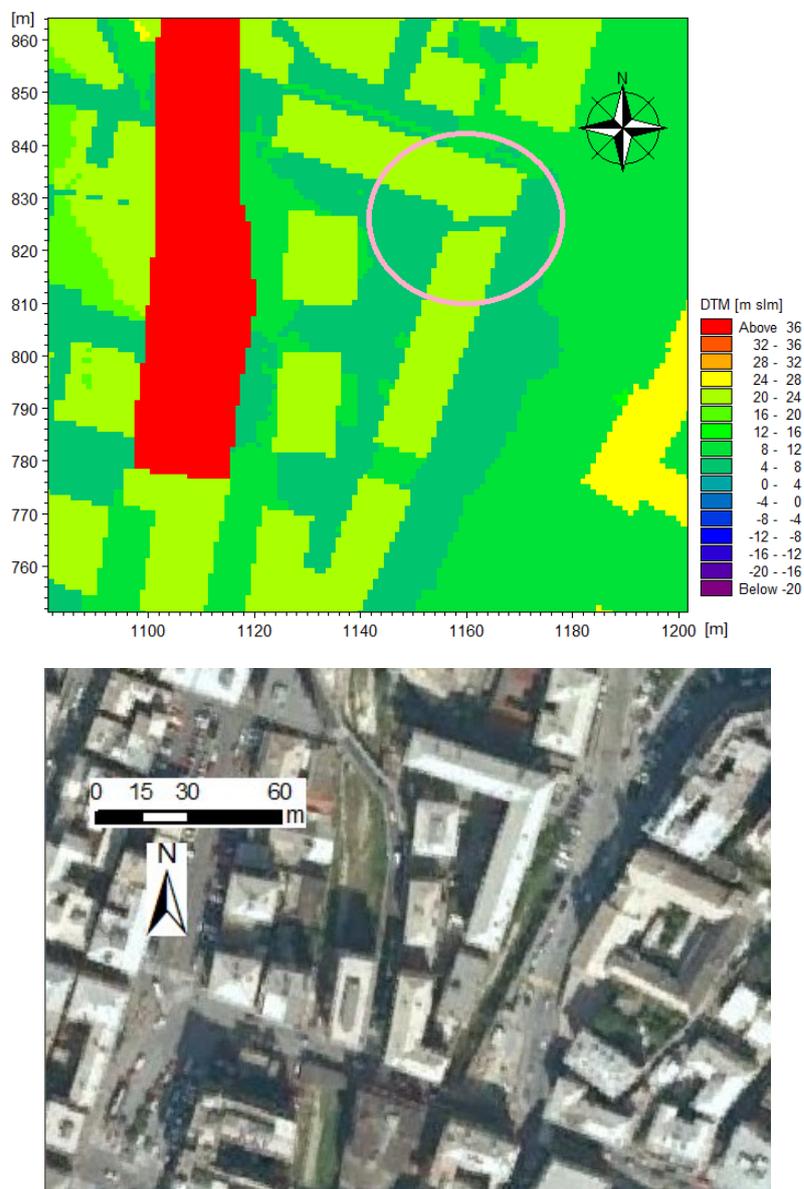


Figura 4.14 Esempio di correzione della griglia di calcolo. Immagine superiore: griglia con inserimento del passaggio pedonale all'interno dell'edificio (evidenziato con cerchio in rosa). Immagine inferiore: zoom dell'immagine satellitare sull'area evidenziata della griglia di calcolo in cui si può osservare la conformazione e collocazione degli edifici.

Un'ulteriore modifica rilevante apportata alla batimetria riguarda l'alveo del Rio Ruscarolo, rappresentato asciutto, cioè con quota pari a fondo alveo, nel DTM. Essendo presenti in particolare due tratti di questo torrente che interagiscono direttamente con i volumi di esondazione del torrente Chiaravagna (immediatamente a monte e a valle di Via Giotto), e considerando che, come riferito da più fonti, i due torrenti hanno raggiunto contestualmente le condizioni di massima piena, è stato opportunamente sopraelevato il fondo del Rio Ruscarolo in modo da evitare che una parte dei volumi di esondazione del Chiaravagna venissero erroneamente destinati dal modello all'occupazione dell'alveo dell'altro torrente anziché defluire

nel territorio circostante, riproducendo in questo modo il fatto che l'alveo del Ruscarolo fosse già occupato in maniera consistente dalla propria portata con livelli prossimi alle quote di sommità spondale.

In vista dell'utilizzo della batimetria di calcolo in un modello accoppiato 1D+2D (MIKE FLOOD), si è dovuto procedere a un ulteriore processamento del grigliato: si è "mascherato" l'alveo attivo associando valori di "land values" (nel caso in esame pari a 40 m s.l.m.), ovvero un valore che il modello associa alle celle inattive. Tale operazione è legata alla necessità di evitare che il volume di invaso associato all'alveo sia tenuto in conto due volte, una volta dal modello 1D e la seconda dal bidimensionale: eliminando dalla batimetria le celle di alveo ci si assicura che queste ultime siano considerate solo nella simulazione monodimensionale.

Infine si è sagomata la griglia di calcolo mantenendo i valori effettivi solo nelle zone più prossime al torrente o ragionevolmente raggiungibili dalla piena; considerando che l'area di studio comprende sostanzialmente la piana del centro di Sestri Ponente, sono state definite come land value solo le aree a quota altimetrica superiore a 40 m s.l.m., valore abbondantemente superiore alla quota del terreno in prossimità della prima sezione di monte del modello 1D (pari a circa 20m s.l.m.). Per gli edifici, anziché assegnare alle corrispondenti celle il valore di land value come è tradizionalmente in uso in queste tipologie di modelli, è stato assegnato un valore sopraelevato rispetto alla quota del terreno di 15m, valore sufficiente per rendere gli edifici non sormontabili ma contemporaneamente confrontabile con la reale altezza degli stessi (ad esempio un condominio di 4-5 piani).

In Figura 4.15 si riporta l'immagine della griglia di calcolo definitiva: in rosso le celle di calcolo poste come "land value", relative sostanzialmente all'alveo e a zone non raggiungibili dall'esondazione.

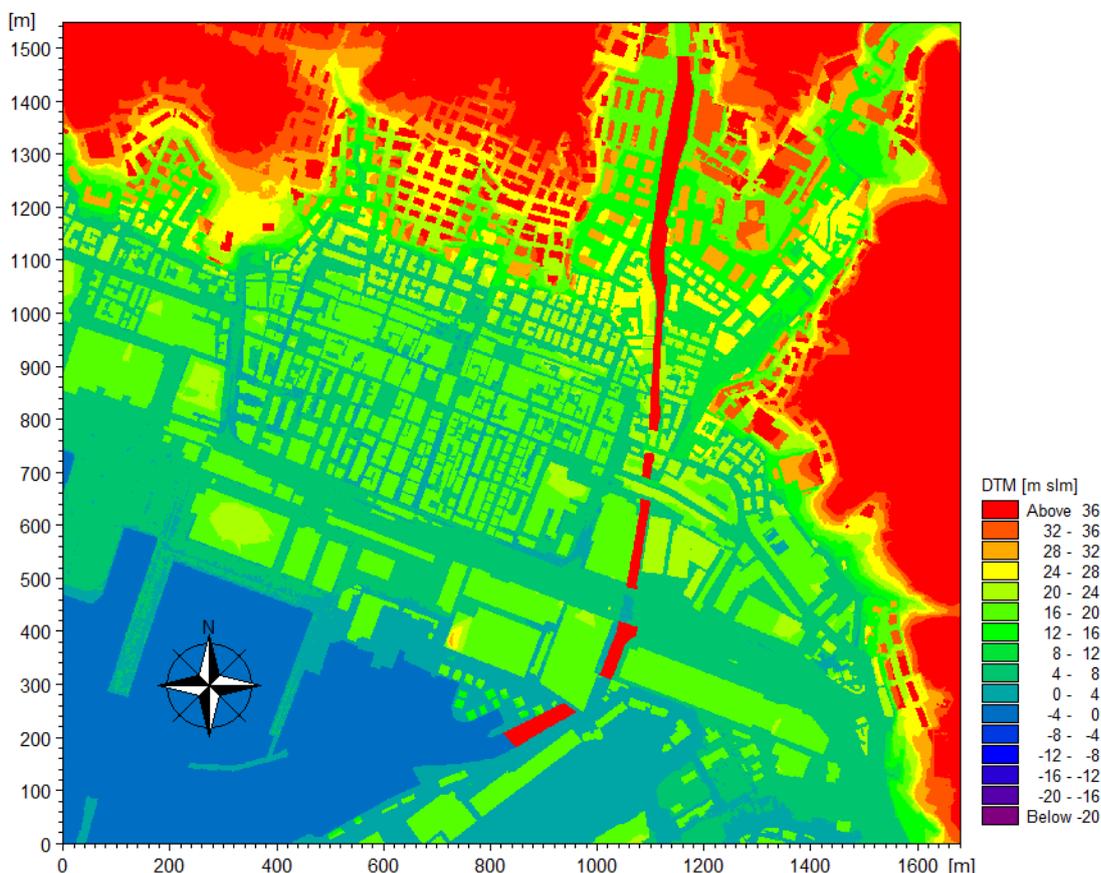


Figura 4.15 Batimetria di calcolo del Torrente Chiaravagna.

4.3.4.2 Scabrezza idraulica

Il modello MIKE21 consente di inserire il parametro di scabrezza sia come valore unitario su tutto il dominio, sia attraverso una mappa di valori distribuiti. La zona modellata in bidimensionale è interamente in ambito urbano, per cui si è ritenuto corretto adottare un valore basso di scabrezza, così da tenere in conto la scarsa resistenza al deflusso offerta da cemento e asfalto.

Nel caso in esame si è scelto dunque di associare un valore di Gauckler-Strickler costante, pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, anche in considerazione del fatto che l'intera area urbana oggetto di studio è costituita da fabbricati e strade e con la minima presenza di aree verdi, peraltro non coinvolte dall'evento di piena del T.Chiaravagna del 04/10/2010.

4.3.4.3 Condizioni al contorno

Come per il modello monodimensionale, anche il bidimensionale ha necessità di impostare delle condizioni al contorno (sinteticamente denominate "boundary") del dominio di calcolo. In aggiunta a eventuali boundary interne specificate dall'utente, il modello in automatico identifica le boundary sulle celle di contorno che hanno un valore inferiore al "land value" (40 m s.l.m. nel presente modello). Sulle celle inattive poste a bordo griglia, invece, il modello associa una condizione di flusso nullo attraverso la cella: in pratica, considera le celle inattive come non sormontabili.

Nel modello dell'evento del Ottobre 2010, la forzante deriva esclusivamente dalle portate non contenute nell'alveo del corso d'acqua: ovvero, il volume liquido che sarà schematizzato dal modello bidimensionale deriva solo dalle acque uscenti per sormonto spondale dal modello 1D. Di conseguenza non sono state inserite condizioni di monte nel modello 2D.

Relativamente alle condizioni di valle, per l'evento in esame le acque di esondazione non hanno raggiunto il mare, per cui non è stata necessaria alcuna modellazione della boundary di valle, anche in considerazione del fatto di aver inserito il livello marino alla foce del torrente già come condizione al contorno del modello 1D. In questo modo la porzione di mare presente all'interno dell'area di studio risulta artificialmente "asciutta", ma questo non influisce in alcun modo sulla modellazione delle dinamiche di esondazione del torrente e anzi comporta un minor onere computazionale, non dovendo calcolare ad ogni passo di calcolo le condizioni idrodinamiche (tirante, velocità, ecc.) in ogni cella del mare.

4.3.4.4 Viscosità turbolenta

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità e viene simulata nel modello tramite il coefficiente di "eddy viscosity". Tale parametro varia da 0 a 1 e il codice consente di specificare un valore costante sull'intero dominio di calcolo, oppure di differenziarlo nello spazio tramite una griglia di dimensioni e cellsize analoghe alla batimetria. Inoltre, è possibile selezionare il tipo di espressione che tiene in conto della viscosità: "flux based" o "velocity based".

Valori bassi (tendenti a 0) di tale parametro consentono una migliore considerazione delle dinamiche turbolente, dunque a piccola-piccolissima scala, mentre valori tendenti a 1 comportano maggiore stabilità del modello a scapito di una minor dettaglio dei risultati alle scale turbolente.

Nel presente modello si è scelto un coefficiente di eddy viscosity pari a $0.1 \text{ m}^2/\text{s}$, associato alla formulazione "velocity based". Si è scelto un valore basso del parametro, unito all'espressione di maggior dettaglio, in modo da simulare al meglio anche i processi legati alle situazioni di maggiore pendenza e alle dinamiche più vorticose: un esempio è l'esondazione nell'area in prossimità di Via Giotto.

4.3.4.5 Timestep di simulazione

Il passo di integrazione del modello definisce l'intervallo tra una soluzione delle equazioni del moto e l'altra, effettuata dal codice. In un modello di simulazione è opportuno impostare un intervallo di integrazione sufficientemente basso in modo da ottenere risultati il più possibile dettagliati e affidabili e evitare l'instaurarsi di instabilità numeriche.

Un indice della bontà dell'intervallo scelto è dato dal numero di Courant, che esprime il numero di celle di griglia interessate dall'informazione (di tirante idrico e flusso) in un timestep di simulazione. Come regola generale, tale fattore dovrebbe essere non superiore a 5.

Vista la dimensione di cella estremamente ridotta (1x1 m) e le velocità che sono in gioco in un caso di esondazione come quello in esame, si è scelto un intervallo di integrazione pari a 0.25 s, in modo da minimizzare l'instaurarsi di instabilità e fornire un output ad alto grado di dettaglio. Evidentemente una riduzione eccessiva del passo di calcolo può comportare un eccessivo aggravio dei tempi computazionali; nel caso in esame in considerazione dell'estensione non eccessiva del dominio 2D di calcolo, si è ritenuto un timestep di 0.25 s accettabile.

4.3.5 Accoppiamento modelli 1D+2D

Come accennato in precedenza, i due modelli mono e bidimensionale, costruiti originariamente in modo indipendente, sono stati accoppiati all'interno dell'interfaccia MIKE FLOOD.

L'accoppiamento richiede la scelta di punti o tratti dove i due modelli si interfaccino, consentendo il trasferimento di volume liquido. Il codice prevede diverse tipologie di interfacciamento, a seconda delle caratteristiche specifiche del collegamento.

Nella presente schematizzazione si sono inseriti dei collegamenti longitudinali (lateral link) lungo tutto il tratto del Torrente Chiaravagna oggetto di studio, ad eccezione dei tratti tombinati e dei ponti, sia in sponda destra sia in sinistra. Tali collegamenti sono stati posizionati in corrispondenza delle sponde del corso d'acqua, in modo che l'intero alveo attivo, schematizzato all'interno del modello monodimensionale, fosse compreso al loro interno.

Relativamente al dato altimetrico da considerare come quota di sormonto spondale, il modello 1D, come illustrato nel Par 4.3.3.1, contiene le quote della sommità dei muretti spondali, non presenti invece nella batimetria di calcolo. Nel caso in esame, tuttavia, vi sono estesi tratti di torrente in cui il muro di sponda è costituito dai muri perimetrali di edifici, che comportano quindi un'elevazione della quota spondale effettiva non sempre riportata nel modello 1D. Inoltre sono stati rilevati un significativo numero di episodi di repentina variazione della quota spondale, in particolare a causa degli edifici sopraccitati, che per essere descritti correttamente nel modello 1D avrebbero richiesto l'inserimento di numerose sezioni ravvicinate tra loro, identiche se non per le quote spondali, che avrebbero comportato una fonte di instabilità per il modello, oltre al fatto che, in tratti a frequente e repentina variazione della quota spondale, la definizione delle sponde stesse per interpolazione lineare tra le sezioni del modello 1D, avrebbe richiesto un frequente ricorso all'inserimento di sezioni ravvicinate che come illustrato confligge con la stabilità del modello.

Alla luce delle precedenti considerazioni, avendo inoltre a disposizione una griglia di calcolo del modello 2D con dimensione di cella estremamente ridotta, si è scelto di non adottare per il modello del torrente Chiaravagna lo schema "M11" per la definizione delle quote spondali, optando invece per lo schema "HGH", che definisce la quota di link in corrispondenza di ogni punto h di calcolo del modello 1D e di ogni cella del modello 2D (quindi nel caso specifico con passo 1m), considerando come valore la quota maggiore tra i marker delle sezioni 1D e la quota delle celle del modello 2D. L'ultimo accorgimento adottato contestualmente all'adozione dello schema HGH è stato l'infittimento delle sezioni del modello 1D tramite interpolazione automatica con passo di circa 5m, in modo da aggiornare frequentemente la quota dei marker delle sezioni ed evitare che venisse presa in considerazione la quota spondale di sezioni poste decine di

metri prima della cella del modello 2D. Con queste impostazioni il modello è risultato molto più corretto e caratterizzato da una definizione più accurata delle quote spondali.

Infine durante l'evento del 04/10/2010 non sono stati registrati episodi di collasso dei muri di sponda, pertanto non si è resa necessaria la definizione di quote spondali tempovarianti che sono state mantenute fisse durante tutto l'evento.

4.3.6 Risultati della simulazione dell'evento del 04/10/2010

Di seguito si riportano i risultati della simulazione idraulica dell'evento del 04/10/2010 in riferimento al Torrente Chiaravagna, con un confronto con le informazioni disponibili in termini di dinamica temporale dell'evento, livelli raggiunti in alveo e aree soggette ad esondazione, con rispettivi tiranti e velocità. Le fonti principali di informazioni in merito alle dinamiche dell'evento del 04/10/2010 sono quelle già citate nel Par. 4.3.2, integrate da materiale video-fotografico e dai rapporti di sopralluogo post-evento dei tecnici di Comune e Provincia di Genova.

Occorre citare in premessa la complessità dell'evento meteorologico all'origine dei fenomeni di esondazione e il conseguente grado di incertezza che si riflette sulla definizione degli idrogrammi in input al modello e alla riproduzione delle dinamiche di esondazione. In particolare, pur con una buona rappresentazione delle portate al colmo e dei livelli di piena e di esondazione, è risultata critica la riproduzione delle tempistiche dell'evento. Infatti, facendo riferimento alle fonti informative sopra citate, le esondazioni si sarebbero verificate circa dalle ore 14.30 alle ore 15.00, a causa della prima fase dell'evento, mentre la seconda parte dell'evento meteorico non avrebbe provocato evidenti esondazioni. La ricostruzione idrologica dell'evento ha fornito invece una dinamica degli allagamenti temporalmente più estesa, con sormonti spondali dalle 13 alle 15, limitatamente alla prima fase, per poi proseguire fino alle ore 16 con la seconda parte dell'evento. I motivi di queste differenze possono essere ricercati nei seguenti fattori:

- carenza di stazioni pluviometriche baricentriche rispetto al bacino in esame;
- ridotta dimensione del bacino potenzialmente interessato da scrosci estremamente localizzati, dovuti a una forte disomogeneità spaziale delle precipitazioni durante l'evento;
- evoluzione spazio-temporale delle precipitazioni durante l'evento, con una dinamica delle stesse da ponente a levante, chiaramente riscontrabile confrontando gli idrogrammi registrati nelle diverse stazioni pluviometriche poste in prossimità del bacino del Chiaravagna.

Tutti i fattori sopracitati hanno comportato un maggior grado di incertezza nella valutazione delle precipitazioni sollecitanti il bacino idrografico e la conseguente risposta idrologica dello stesso durante l'evento meteorico.

Ulteriore premessa necessaria prima di confrontare le esondazioni simulate dal modello con quelle osservate riguarda il fatto che, come documentato da numerosi fonti, durante l'evento del 04/10/2010 l'abitato di Sestri Ponente è stato oggetto delle esondazioni di una pluralità di torrenti (Molinassi, Cantarena, Chiaravagna, Ruscarolo) e l'entità delle esondazioni è stata tale da aver provocato un'unica ininterrotta area di allagamento a cui hanno contribuito in misura diversa tutti i corsi d'acqua. Siccome il modello si è limitato a simulare il comportamento del solo Torrente Chiaravagna, nel confronto con gli allagamenti osservati occorre tener conto che non sono presenti i contributi degli altri torrenti, con conseguenti differenze riguardo ad estensione e tiranti; al contrario per le esondazioni più prossime al torrente è ragionevole supporre, almeno per la fase più acuta dell'evento, che quanto simulato dal modello possa ben rappresentare quanto effettivamente accaduto.

Preliminarmente all'analisi di dettaglio degli esiti del modello, al fine di fornire una panoramica complessiva dei risultati della simulazione dell'evento, si riportano in Figura 4.16 i risultati del

modello 2D sull'intera area di studio, in termini di massimi tiranti di esondazione. Nella stessa figura sono inoltre riportati i tiranti e le tracce di piena rilevate dai tecnici di Provincia e Comune a seguito dei sopralluoghi effettuati nei giorni immediatamente successivi all'evento. Un confronto puntuale tra tiranti simulati ed osservati nell'area di studio è riportato in seguito.

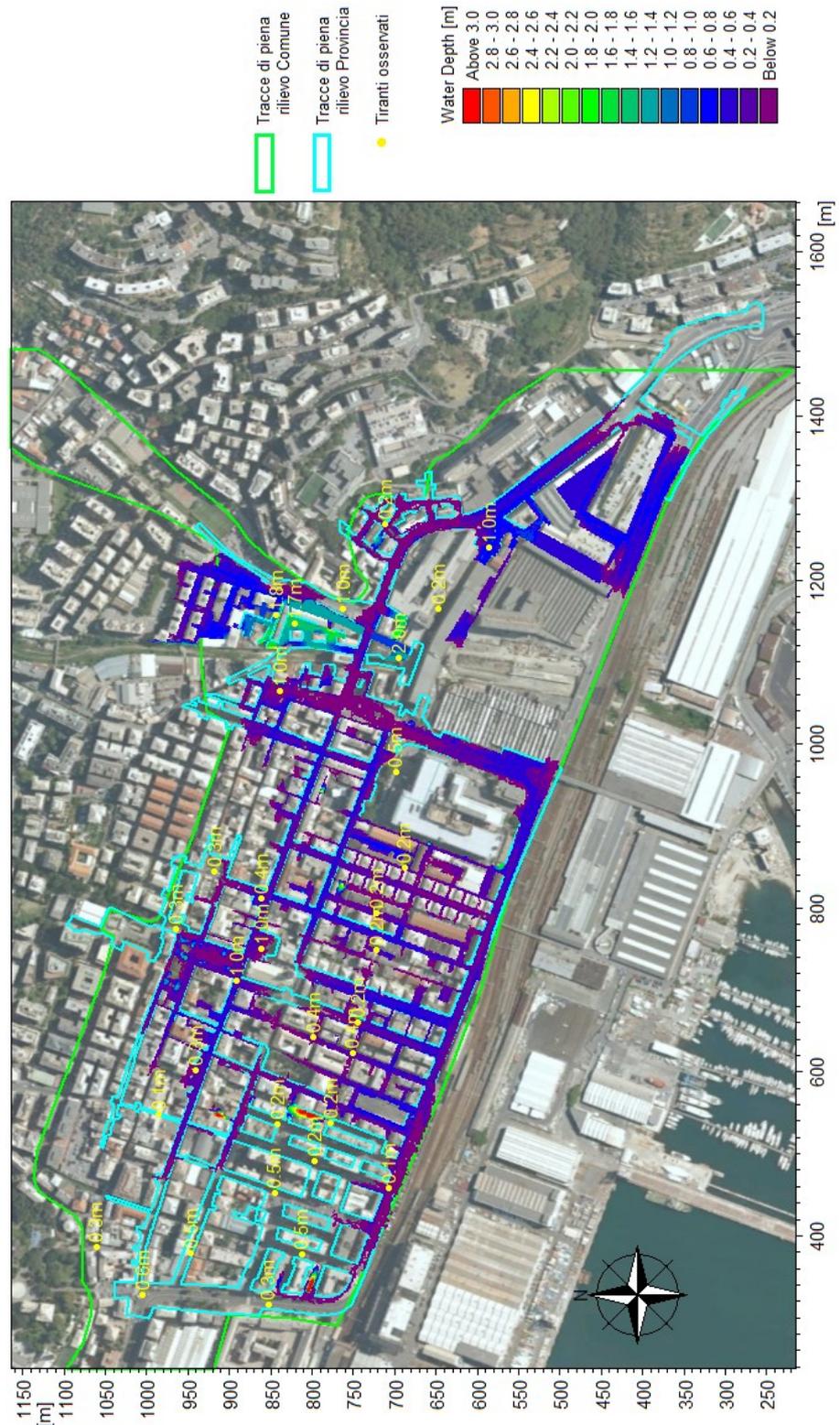


Figura 4.16 Tiranti massimi del modello 2D per l'evento del 04/10/2010 a confronto con i tiranti osservati durante i sopralluoghi dei tecnici di Provincia e Comune in seguito all'evento

Le esondazioni del torrente Chiaravagna sono avvenute esclusivamente nel tratto da poco a monte del ponte di Via Chiaravagna a Via Manara. Si riportano sinteticamente di seguito le esondazioni osservate e i rispettivi esiti del modello a confronto.

A monte del ponte di Via Chiaravagna la piena ha raggiunto un livello prossimo all'estradosso del ponte, senza tuttavia sormontarlo a meno di piccoli contributi d'acqua dovuti al rigurgito e al materiale flottante trattenuto; in sinistra il muro di sponda presenta un abbassamento, fino indicativamente alla quota di intradosso del ponte, che ha comportato un significativo sormonto, mentre in destra non si è osservato un completo sormonto anche se un contributo delle acque giunte sull'estradosso del ponte, anche a causa dei deflussi superficiali verificatisi lungo le strade per la fallanza della rete di drenaggio, si è propagato lungo la scalinata che collega il ponte a Piazza Aprosio. Considerando che la quota dell'estradosso presso la spalla destra del ponte è 9.65m s.l.m., si stima che la piena abbia raggiunto un livello prossimo a questa quota.

A valle del ponte di via Chiaravagna in sponda sinistra si sono verificate abbondanti esondazioni, mentre in sponda destra il livello della piena non ha superato il muro, se non in un breve tratto a monte del palazzo di via Giotto 15 in cui la quota di sommità si abbassa da circa 10 m s.l.m. a 9.16 m s.l.m.. In considerazione di ciò si stima che il massimo livello raggiunto sia stato compreso tra questi due valori, indicativamente circa 9.5 m s.l.m..

Nel tratto di via Chiaravagna sopra descritto, il modello simula un livello pari a circa 9.6 m s.l.m. nella sezione a monte del ponte e un livello di circa 9.4 m s.l.m. nella sezione a monte dell'imbocco della tombinatura del palazzo di Via Giotto 15. I livelli di massima piena riprodotti dal modello sono molto prossimi a quelli osservati, pertanto è possibile affermare la buona rappresentazione di quanto verificatosi. La Figura 4.17 rappresenta un'immagine, estratta dalla relazione dei C.T. della Procura, del livello del torrente presso via Chiaravagna nel momento di massima piena, in cui è possibile osservare quanto sopra descritto in riferimento al livello a monte e valle del ponte di Via Chiaravagna. Invece in Figura 4.18 è riportata un'immagine, estratta da un video reperito in rete, raffigurante l'esondazione avvenuta in sponda destra al T. Chiaravagna immediatamente a monte dell'edificio di Via Giotto 15. Come si può osservare, l'acqua non raggiunge la quota di sommità del muro ad eccezione degli ultimi metri, in cui il muro stesso presenta un abbassamento che consente pertanto all'acqua di fuoriuscire dall'alveo: ciò significa che nel momento di massima piena il livello ha raggiunto una quota compresa tra i due valori di sommità spondale, livello correttamente riprodotto dal modello, che pertanto ben rappresenta anche l'esondazione in sponda destra a monte della tombinatura di Via Giotto. Infine in Figura 4.19 è riportato un estratto del profilo in MIKE 11 del massimo livello simulato nel tratto in esame.



Figura 4.17 Fotografia dell'istante di massima piena del T. Chiaravagna a monte dell'edificio di Via Giotto 15 estratta dalla Relazione Tecnica dei C.T. della Procura della Repubblica.



Figura 4.18 Fotogramma estratto da un video reperito in rete raffigurante l'esondazione avvenuta in sponda destra al T. Chiaravagna immediatamente a monte dell'edificio di Via Giotto 15.

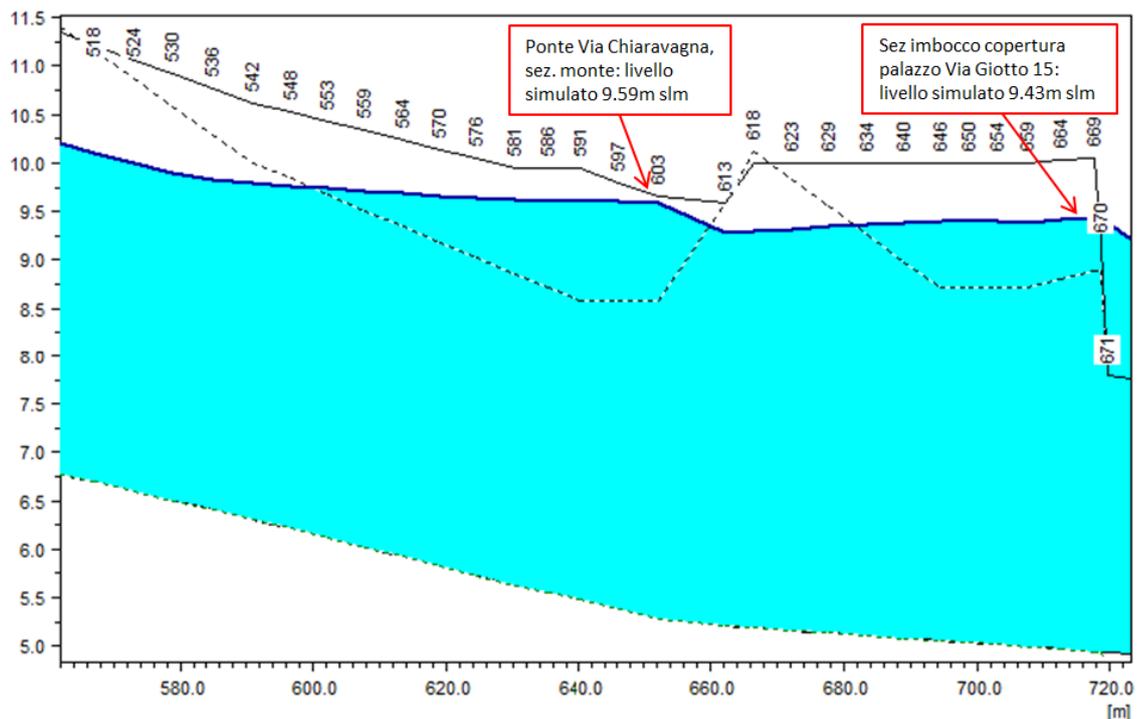


Figura 4.19 Particolare del profilo altimetrico del modello 1D nel tratto di via Chiaravagna. Le linee presenti rappresentano rispettivamente: la linea blu il massimo livello simulato, la linea nera continua il profilo della sponda destra, la linea nera tratteggiata il profilo della sponda sinistra.

Nell'area in sponda sinistra al torrente all'altezza di via Chiaravagna, tra il torrente stesso e il Ruscarolo, sono stati osservati tiranti fino a 1.7-1.8m. Il modello in quest'area riproduce livelli mediamente intorno a 1.5-1.6m, con valori massimi in alcune singole celle oltre i 2m. Considerando che alle esondazioni dell'area in oggetto ha contribuito anche il Ruscarolo, i valori simulati riproducono con buona accuratezza quelli osservati. L'immagine in Figura 4.20 riproduce i risultati del modello 2D confrontati con i livelli osservati dai tecnici di Provincia e Comune, nell'area appena descritta, a seguito di sopralluoghi effettuati nei giorni seguenti

l'evento di piena. A titolo di esempio si osservino i tiranti nel passaggio pedonale sotto l'edificio citato nel Par. 4.3.4.1, a conferma dell'importanza del suo inserimento in batimetria.

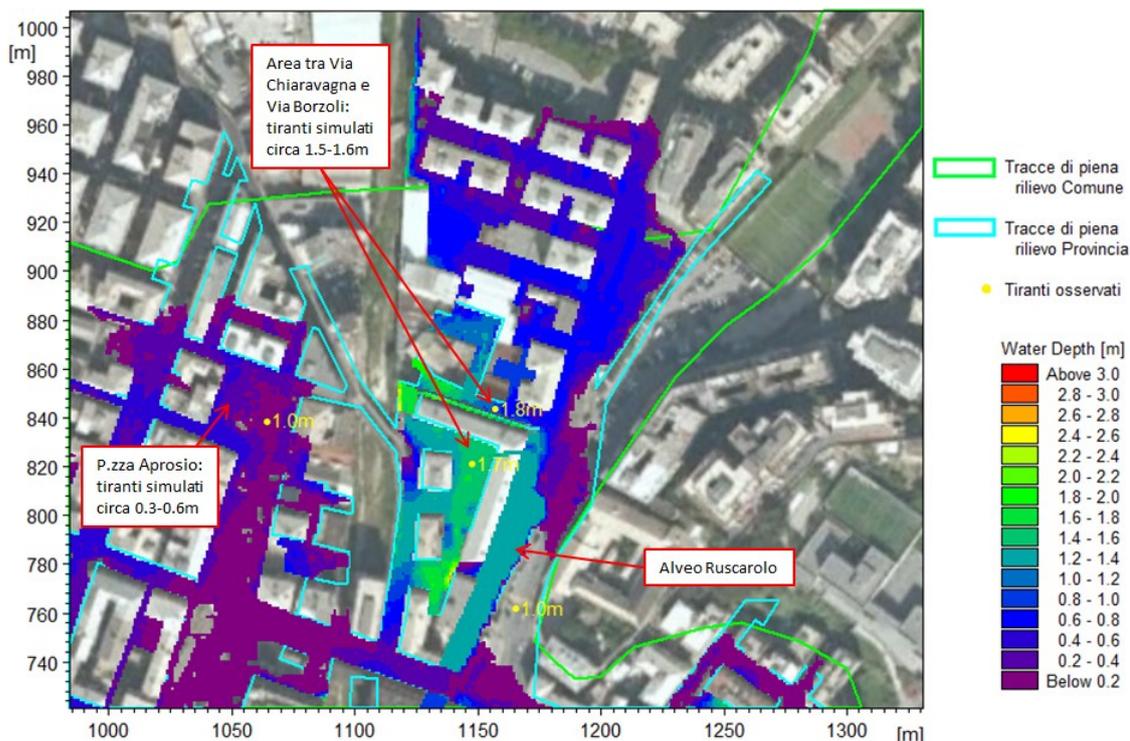


Figura 4.20 Particolare delle esondazioni simulate dal modello 2D nell'area in prossimità di Via Chiaravagna.

Le acque esondate in via Chiaravagna a monte del palazzo di Via Giotto 15 si sono propagate verso via Giotto e da qui nelle due direzioni verso levante e ponente. Verso ponente le acque hanno percorso il tratto di via Giotto in forte discesa e da qui si sono propagate verso destra in Piazza Aproso, frontalmente in Via Sestri e via Menotti e verso sinistra in Via Hermada; successivamente da queste vie verso tutto il centro di Sestri Ponente. Come rappresentato in Figura 4.20, in Piazza Aproso i tiranti osservati sono dell'ordine di 1m, mentre quelli simulati di circa 0.3-0.6m. La differenza tra tiranti simulati e osservati può in parte essere attribuita al fatto che già in Piazza Aproso, e progressivamente sempre di più verso ponente, hanno contribuito agli allagamenti gli altri torrenti esondati nell'evento del 04/10/2010, nel caso specifico il Rio Cantarena, oltre al contributo proveniente dalla scalinata del ponte di Via Chiaravagna di cui si è già trattato in precedenza. Occorre citare anche la possibile approssimazione insita nel rilievo del dato osservato, con un unico valore rappresentativo dei tiranti di tutta l'area circostante.

Nella parte restante del centro di Sestri Ponente il modello riproduce un'estensione, e relativi tiranti idrici, inferiore a quanto osservato perché progressivamente allontanandosi dal torrente Chiaravagna si riduce il suo contributo agli allagamenti osservati a favore degli altri torrenti non modellati. Tuttavia nelle aree più prossime al torrente, come ad esempio in prossimità dell'incrocio di Via Hermada e Via Menotti, i tiranti simulati sono confrontabili con quelli osservati.

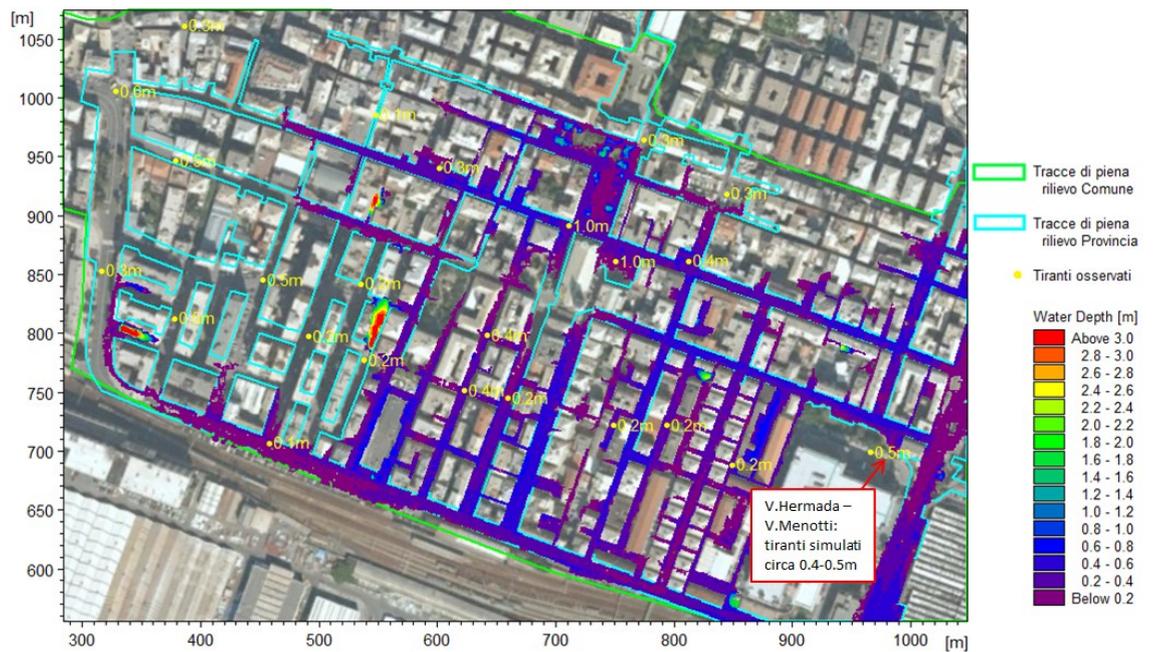


Figura 4.21 Particolare dell'esondazioni simulate dal modello 2D nell'area del centro di Sestri Ponente

In via Giotto in direzione del centro di Sestri Ponente è presente l'unico punto del dominio 2D in cui si osservano velocità significative e documentate durante l'evento, poiché la strada presenta un'elevata pendenza e nel momento di massima piena risulta attraversata da una portata rilevante. Da video reperiti in rete la velocità massima in questo tratto è stata stimata in circa 4 m/s mentre il modello riproduce valori della velocità massima nel tratto di strada in discesa in media di circa 3.3 m/s e come tali ritenuti quindi rappresentativi di quanto osservato durante l'evento, anche in termini di velocità di deflusso delle esondazioni. In dettaglio la velocità è stata stimata osservando lo spostamento di alcuni oggetti trascinati in galleggiamento dalla corrente, misurando in planimetria la lunghezza di un tratto sufficientemente omogeneo in termini di velocità e contestualmente il tempo di percorrenza: nel caso specifico in un video viene ripreso un bidone che percorre, trascinato dalla piena, un tratto di circa 50 metri (dall'edificio a valle di via Giotto sull'alveo del Chiaravagna, recentemente demolito, alle ringhiere presenti in Via Hermada poco prima dell'inizio di Via Sestri) in un tempo di circa 12 secondi, da cui la stima di una velocità media di 4 m/s.



Figura 4.22 Particolare delle velocità di deflusso delle esondazioni del modello 2D in Via Giotto



Figura 4.23 Fotogramma estratto da un video reperito in rete raffigurante l'esondazione al termine della discesa di Via Giotto in direzione ponente nel momento di massima velocità di deflusso

Verso levante le acque hanno prevalentemente percorso via Giotto propagandosi fino a oltre l'incrocio con Via Manara. In prossimità di tale incrocio sono stati osservati livelli massimi di circa 1m: il modello riproduce tiranti massimi di circa 0.7-0.8m. Considerando che in questa zona sono confluite anche parte delle acque esondate dal R. Ruscarolo, non simulato nel modello, si ritiene che lo stesso abbia riprodotto con buona accuratezza le esondazioni osservate anche in questa porzione del dominio. In Figura 4.24 è riportato un confronto tra le esondazioni osservate e simulate in termini di estensione e tiranti idrici.

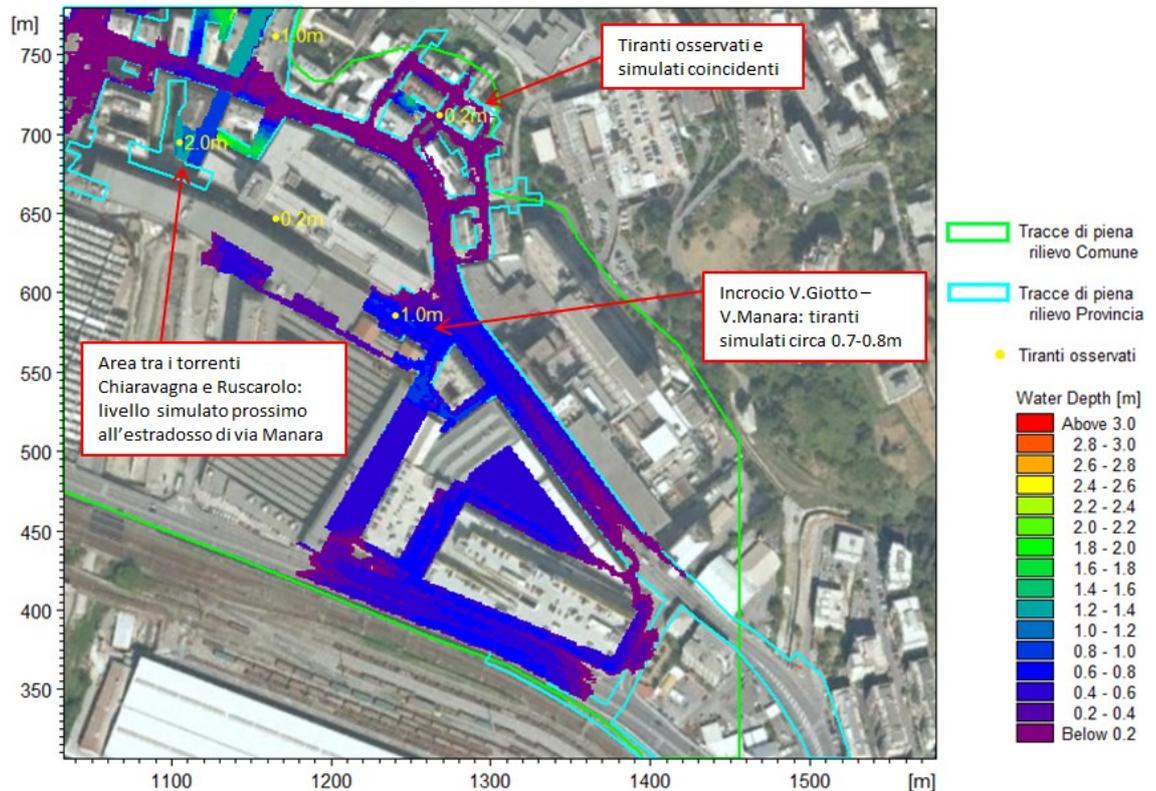


Figura 4.24 Particolare delle esondazioni simulate dal modello 2D nella parte di levante dell'area di studio

L'altro tratto del torrente Chiaravagna in cui la piena ha superato le quota di sommità delle sponde nell'evento del 04/10/2010 è localizzato tra Via Giotto e Via Manara, in cui è presente un rilevato a ridotta quota spondale a separare gli alvei dei torrenti Chiaravagna e Ruscarolo. Come rappresentato dalla Figura 4.25 i tiranti raggiungono una quota prossima all'estradosso del ponte stradale di Via Manara senza tuttavia provocare esondazioni a meno di piccoli contributi che raggiungono la strada per il forte rigurgito dovuto all'ostruzione del ponte, amplificato dalla presenza di materiale flottante depositato presso l'impalcato. Il livello di massima piena riesce a superare il ciglio del muro semicircolare edificato a protezione dell'abitazione retrostante, con tiranti massimi stimati in circa 2m (da rapporto di sopralluogo dei tecnici della Provincia) e livello massimo raggiunto dalla piena, considerato anche il livello raggiunto presso il ponte di Via Manara e il ponte ad arco sul Rio Ruscarolo, stimabile in circa 7.5 m s.l.m..

Il modello 1D riproduce nel tratto di torrente a fianco del rilevato una quota massima del pelo libero nell'intervallo di circa 7.3-7.6 m s.l.m., che comporta sul rilevato tiranti di circa 1.5m. I risultati del modello 2D riproducono tiranti fittizi di circa 0.9-1.3m sul rilevato e 0.9-1m nell'alveo del Ruscarolo ma il valore del livello risulta modellisticamente corretto e pari a circa 7.50 m s.l.m.. La motivazione della presenza di tiranti considerati fittizi è stata illustrata in dettaglio nel Par. 4.3.4.1 e nel Cap. 2 ed è sostanzialmente dovuta a una locale modifica della batimetria sia per correggere errori del DTM sia per scelte modellistiche in merito alla contemporanea presenza della piena nell'alveo del R. Ruscarolo. Inoltre ulteriori minime differenze tra tiranti osservati e simulati nell'area tra i due torrenti possono essere attribuiti ad abbassamenti localizzati del terreno non riprodotti in batimetria oltre all'interazione avvenuta nella realtà tra le due correnti in piena; in conclusione si ritiene pertanto che in quest'area risulti più corretto analizzare i risultati in termini di massimi livelli raggiunti piuttosto che di tiranti.

La Figura 4.26 rappresenta i risultati del modello 1D tra Via Giotto e Via Manara in cui il massimo livello varia nell'intervallo di circa 7.3-7.6 m s.l.m. e l'impalcato del ponte di Via Manara si estende da una quota di intradosso di 6.61m s.l.m. a una di estradosso variabile e di poco superiore a 8 m s.l.m.).



Figura 4.25 Fotografia dell'istante di massima piena del T. Chiaravagna tra Via Giotto e Via Manara estratta dalla Relazione Tecnica dei C.T. della Procura della Repubblica.

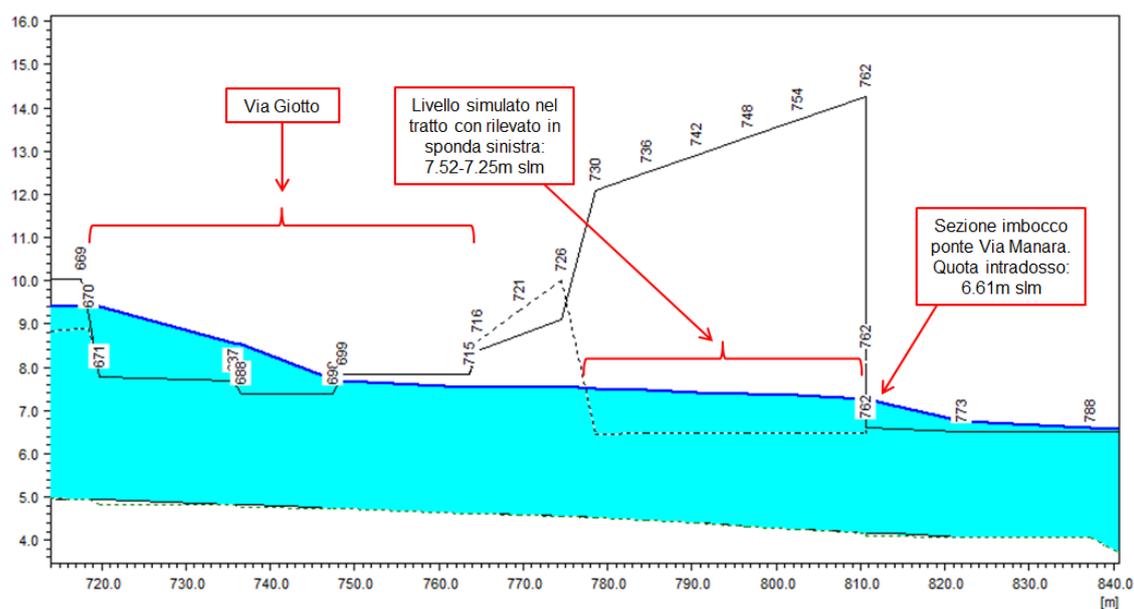


Figura 4.26 Particolare del profilo altimetrico del modello 1D nel tratto tra Via Giotto e Via Manara.

Come riassunto brevemente ad inizio del presente paragrafo, da via Manara alla foce il torrente Chiaravagna è risultato contenuto dentro le sponde per tutta la durata dell'evento del 04/10/2010. Immediatamente a valle dell'edificio ELSAG, nel tratto compreso tra l'edificio stesso e via Albareto, il livello osservato nel momento di massima piena è rappresentato nella Figura 4.27, estratta dalla Relazione Tecnica dei C.T. della Procura. In particolare nella Relazione viene evidenziata l'onda di rigurgito generata dalla ridotta sezione di deflusso dei ponti situati a valle. Dall'immagine si può intuire il livello presso il ponte di Via Albareto, prossimo alla quota di intradosso dell'impalcato. I risultati del modello 1D, visibile in Figura 4.28, riproducono in questo tratto un profilo altimetrico simile, con quota, presso la sezione di imbocco del ponte stradale, superiore a quella di intradosso di circa 20cm; pertanto anche in questo tratto i valori simulati del massimo tirante ben riproducono i valori osservati.



Figura 4.27 Fotografia della piena del T. Chiaravagna a valle dell'edificio ELSAG estratta dalla Relazione Tecnica dei C.T. della Procura della Repubblica.

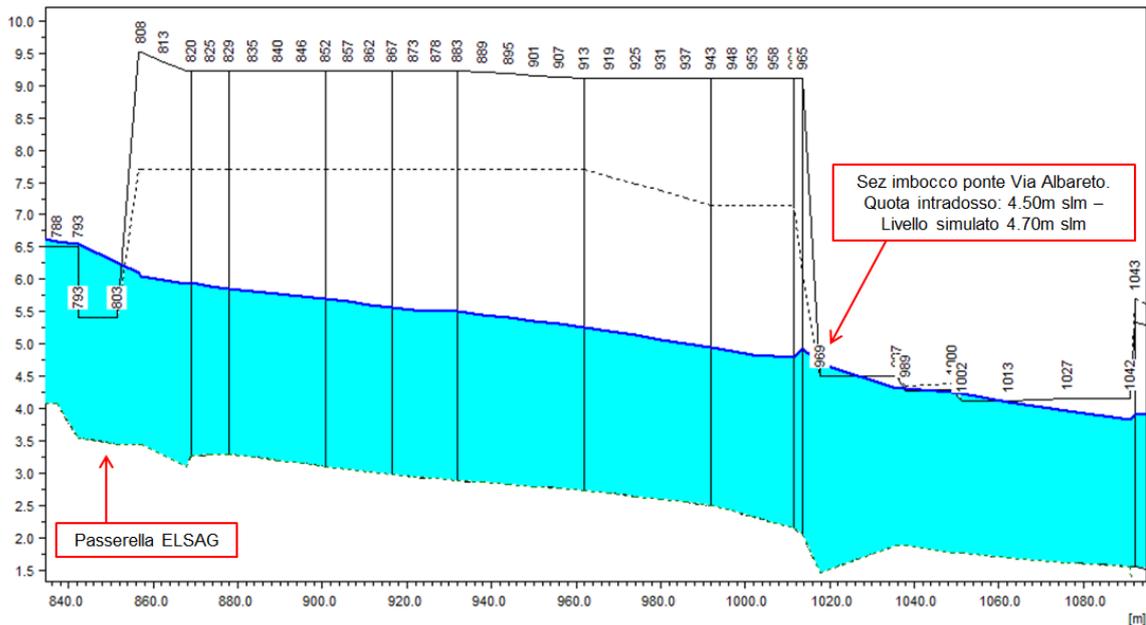


Figura 4.28 Particolare del profilo altimetrico del modello 1D nel tratto tra l'edificio ELSAG e Via Albareto.

In Figura 4.29 sono rappresentati i risultati del modello 1D nel tratto terminale del torrente, dai ponti ferroviari alla foce, in termini di profilo altimetrico massimo. Come citato in precedenza in questo tratto la piena è risultata contenuta tra le sponde del torrente, così come confermato dal modello.

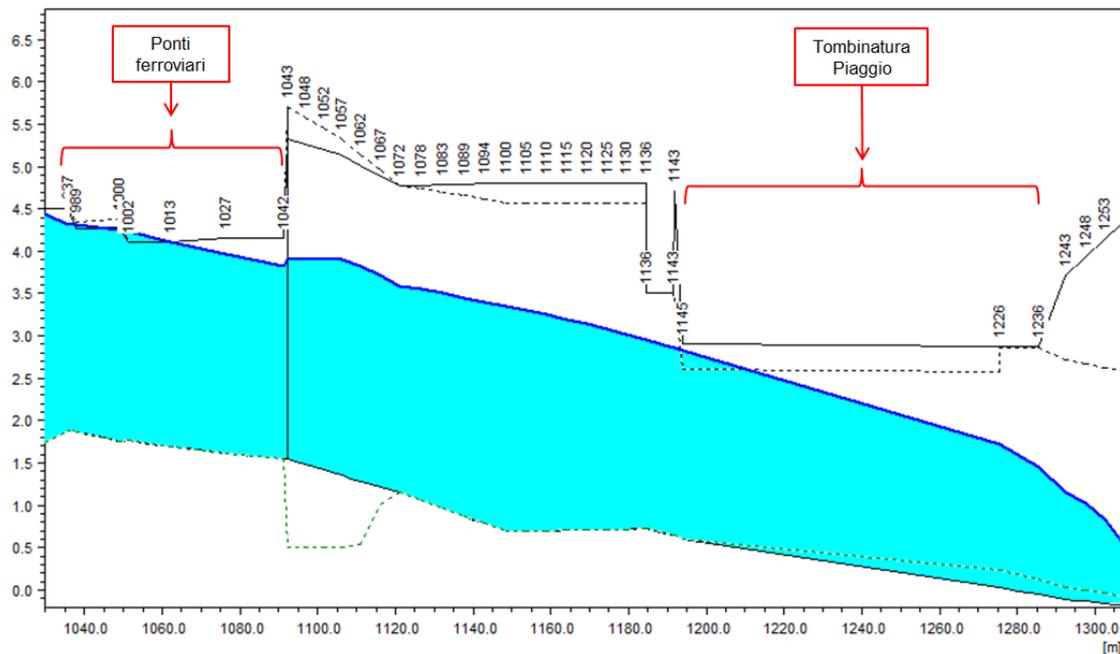


Figura 4.29 Particolare del profilo altimetrico del modello 1D nel tratto terminale a valle dei ponti ferroviari.

In termini di dinamica della piena, come sinteticamente descritto all'inizio del presente paragrafo, l'evento del 04/10/2010 si è sviluppato in due fasi, di cui solo la prima avrebbe provocato esondazioni. La seconda fase ha manifestato il proprio colmo di piena intorno alle ore 16.00, come riportato nelle fonti citate al Par. 4.3.2, senza provocare esondazioni evidenti.

Anche il modello riproduce il colmo della seconda parte dell'evento intorno alle ore 16.00, a conferma della corretta collocazione temporale degli idrogrammi in input.

In termini di esondazioni invece, il modello riproduce per la seconda fase dell'evento degli episodi di sormonto spondale, circoscritti a due soli punti. Il primo punto di esondazione è in sponda sinistra a monte del ponte di Via Chiaravagna: in questo tratto la quota di sponda risulta particolarmente bassa e a lato del torrente è presente un piccolo cortile circondato da muri che limitano fortemente la propagazione dell'esondazione. Considerato il carattere fortemente localizzato dell'esondazione e il livello particolarmente basso del muro di sponda, risulta di dubbia verosimiglianza che non si sia verificato un sormonto spondale in questo punto e appare più probabile che, pur coerentemente con l'assenza di esondazioni evidenti, la stessa si sia verificata senza che venisse documentata, considerato il suo essere circoscritta a pochi metri quadrati a lato dell'alveo e avvenuta a breve distanza da un grave evento alluvionale che nella stessa zona ha generato tiranti di oltre un metro con danni ingenti. Il secondo punto di esondazione è in sponda sinistra nel tratto compreso tra il ponte di via Chiaravagna e l'edificio di Via Giotto 15: il superamento della quota di sommità spondale è piuttosto ridotto, con un valore massimo sostanzialmente inferiore a 0.2m.

In definitiva il modello avrebbe pertanto leggermente sovrastimato, prendendo a riferimento alcune delle fonti documentali, il livello massimo raggiunto nella seconda fase dell'evento, tuttavia tale sovrastima, qualora effettiva, risulta molto contenuta e pienamente accettabile nel margine di incertezza dovuto alle numerose incognite legate alla ricostruzione dell'evento, in particolar modo rispetto alla definizione degli idrogrammi in input al modello.

4.3.7 Analisi conclusiva

Nel presente capitolo si descrive riassuntivamente il lavoro svolto, comprensivo delle varie ipotesi e scelte modellistiche effettuate, e i risultati ottenuti. Si riportano in conclusione alcune considerazioni sulla taratura effettuata.

L'evento 2010 è stato caratterizzato da intense precipitazioni che hanno coinvolto la parte occidentale costiera della Provincia di Genova e parte di quella di Savona, provocando significativi danni per esondazioni, allagamenti e frane. I fenomeni di danno hanno assunto una configurazione di più ampia estensione nell'area del Municipio Medio Ponente del Comune di Genova, ed in particolare presso l'abitato di Sestri Ponente, a causa dell'esondazione di una pluralità di torrenti, le cui acque si sono unite a costituire un unico fenomeno di danno.

Il Torrente Chiaravagna, analogamente agli altri corsi d'acqua esondati durante l'evento, nel tratto terminale è interessato da numerosi manufatti quali tombature e ponti che limitano la capacità di deflusso delle acque e che hanno svolto un ruolo determinante nel provocare le esondazioni; in particolare le esondazioni si sono verificate in più punti, in prossimità di Via Chiaravagna, Via Giotto e Via Manara, e gli allagamenti hanno coinvolto larga parte del centro di Sestri Ponente.

Sulle caratteristiche di tale evento sono disponibili varie fonti informative, di cui è risultata particolarmente utile, in termini di informazioni raccolte, la *Relazione dei Consulenti Tecnici nominati dai PM della Procura della Repubblica in riferimento al procedimento penale n. 34724/10/44*.

Scopo della presente fase di studio è stata la calibrazione di un modello idrodinamico accoppiato 1D+2D, sviluppato col codice MIKE FLOOD del DHI, basata sull'evento dell'Ottobre 2010. Tale attività è finalizzata alla generazione di un setup che possa essere utilizzato con buona affidabilità per la simulazione degli effetti di eventi sintetici di interesse per la valutazione del rischio idraulico nell'area in esame.

Per la geometria delle sezioni trasversali nei tratti di indagine, comprese le strutture di attraversamento, si è potuto far riferimento a setup modellistici e rilievi precedenti, messi a disposizione dalla Provincia di Genova.

4.3.7.1 Creazione modello 1D

Il setup modellistico monodimensionale è relativo alla simulazione del deflusso in alveo del tratto terminale del Torrente Chiaravagna, dall'intersezione con il viadotto dell'Autostrada A10 allo sbocco a mare, all'interno del bacino portuale in prossimità dell'aeroporto di Genova. Il tratto modellato si sviluppa per circa 1.6 km all'interno dell'abitato di Sestri Ponente e risulta caratterizzato da numerosi attraversamenti, in alcuni casi ponti singoli e in altri tombinate costituite dalla successione di più manufatti interferenti con l'alveo.

Come accennato in precedenza, le sezioni del modello sono state ricavate da precedenti modelli e rilievi, mantenendo la nomenclatura del Piano di Bacino. Poiché nel tratto in esame sono presenti alcuni manufatti, paralleli all'alveo principale, volti ad incrementare la sezione di deflusso ma da esso idraulicamente separati, il torrente è stato schematizzato mediante un ramo principale e due rami laterali, tra loro opportunamente connessi.

Relativamente al parametro di scabrezza idraulica, la sua stima è stata effettuata sulla base della documentazione fotografica e dei sopralluoghi effettuati, dei valori riportati nel Piano di Bacino e, soprattutto, in base alla concordanza dei valori idrodinamici (in particolare il tirante idrico) con le osservazioni. In particolare dall'analisi della documentazione inerente lo stato di manutenzione del torrente alla data dell'evento, è emerso come la stessa fosse particolarmente carente e non aderente alla descrizione delle caratteristiche dell'alveo indicato nel Piano di Bacino. Sulla base del confronto dei valori idrodinamici simulati ed osservati, congiuntamente con le valutazioni sullo stato di manutenzione dell'alveo sopra riportate e delle indicazioni del Piano di Bacino, si è assunto per l'intero tratto un parametro di Gauckler-Strickler pari a $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno applicate, nell'ambito del presente studio si è stimato, a partire dai dati pluviometrici disponibili, l'idrogramma di portata per il bacino del Torrente Chiaravagna per l'evento in esame. Tale stima è stata effettuata tramite analisi della risposta idrologica del bacino attraverso il modello afflussi-deflussi UHM, implementato nel codice di calcolo MIKE11RR del DHI. Si sono così calcolati gli idrogrammi di portata forniti come input al modello 1D in corrispondenza di diverse sezioni.

In testata si è posto l'idrogramma calcolato considerando tutti i contributi a monte della prima sezione considerata dal modello idraulico, ovvero in corrispondenza del viadotto dell'Autostrada A10. L'idrogramma riferito al bacino del Rio Ruscarolo, è stato invece inserito, quale contributo concentrato, presso la sezioni di confluenza dei due torrenti. Ulteriori idrogrammi sono stati inseriti, quale condizione al contorno distribuita, per i contributi delle porzioni di bacino comprese rispettivamente dal viadotto autostradale alla confluenza e dalla stessa alla foce.

La condizione di valle è stata associata alla sezione terminale del Torrente Chiaravagna, imponendo il livello marino alla foce occorso durante l'evento. Poiché la stessa è situata all'interno del bacino portuale, si può affermare che l'innalzamento del livello medio mare sia dovuto esclusivamente alla somma di marea astronomica e storm surge, dal momento che l'effetto del moto ondoso risulta trascurabile. Sulla base di queste premesse il livello marino alla data dell'evento è stato stimato a partire dall'elaborazione dei dati registrati dal Mareografo di Genova, senza dover ricorrere all'approccio modellistico.

4.3.7.2 Creazione modello 2D

Il modello bidimensionale simula la propagazione del volume liquido esondato nel tessuto urbano. Il dato altimetrico è costituito da una griglia a maglia regolare con un valore di altimetria per ogni cella. La costruzione di tale grigliato, o batimetria, si è basata sul DTM a maglia 1x1 m

predisposto dal Ministero dell'Ambiente e fornito dal Committente sotto forma di tavolette di medesima dimensione, suddivise in zona costiera e interna. Il perimetro dell'area di studio è stato definito a partire dall'estensione delle aree storicamente inondate, così come riportate nel Piano di Bacino, mantenendo un adeguato margine in modo che le acque di esondazione non possano raggiungere i limiti del dominio. Essendo l'area di studio così definita interamente coperta dalle tavolette DTM della zona costiera, si è fatto riferimento solo a queste ultime.

Per rendere la batimetria adatta all'integrazione nel modello 2D è stato necessario effettuare alcuni processamenti del dato. In merito alla griglia di calcolo, considerando la limitata estensione dell'area di studio (1681x1549m), non si è ritenuto necessario ricampionarla a risoluzione minore, per ottimizzare la performance del modello in termini di tempi di calcolo, mantenendo in questo modo l'accuratezza dell'informazione territoriale disponibile.

Pur considerando l'elevatissimo grado di dettaglio del rilievo, esso non è tuttavia in grado di rappresentare con sufficiente accuratezza quegli elementi di spessore inferiore a 1m, quali i muri spondali, che concorrono in modo essenziale ad orientare il deflusso delle acque. Avendo a disposizione un rilievo particolarmente accurato dell'alveo inciso, comprensivo delle sponde e relative quote di sommità, tali informazioni sono risultate già contenute nel modello 1D. In presenza invece di strutture analoghe nel dominio 2D non correttamente riportate nel DTM, le stesse sono state manualmente inserite dove necessario.

Successivamente si sono aggiunti tutti gli elementi antropici non presenti nel dato originale, in particolare l'impronta degli edifici e dei fabbricati in genere. Tali strutture concorrono infatti in modo primario a direzionare il deflusso extra-alveo, per cui la loro corretta schematizzazione riveste fondamentale importanza nella modellistica bidimensionale, soprattutto in caso di ambiente urbano. L'integrazione di tali elementi all'interno della batimetria è stata effettuata attraverso l'analisi delle CTR in formato vettoriale (fornite dal Committente) e di immagini satellitari più recenti. Sulla base delle stesse fonti, integrate da sopralluoghi in sito, si è inoltre verificata, e dove necessario corretta, la geometria di elementi chiave, quali muri o sottopassi, che più direttamente influenzano la propagazione delle esondazioni. A titolo di esempio si cita l'inserimento del muro che separa, per tutto l'abitato di Sestri Ponente, la sede ferroviaria da quella stradale, non presente nel DTM, oppure il passaggio pedonale che attraversa un edificio posto in sponda sinistra al torrente, all'altezza del ponte di Via Chiaravagna, che mette in diretta comunicazione l'area in prossimità del ponte con l'area di via Borzoli.

Un'ulteriore modifica della batimetria si è resa necessaria della presenza, all'interno dell'area di studio, di zone che negli anni compresi tra il rilievo Lidar, datato 2008, e l'evento del 2010, sono state oggetto di significativi interventi edilizi che hanno comportato una completa trasformazione dello stato dei luoghi, con particolare riferimento alle quote del terreno o alla costruzione o demolizione di edifici, dati particolarmente influenti sulle dinamiche di esondazione. A titolo di esempio si citano il porto della Marina di Sestri e l'area dove è attualmente presente la sede dell'ABB, in sponda sinistra al torrente tra la confluenza del R. Ruscarolo e via Albareto.

Come ultimo processamento del dato grigliato si sono "mascherate" le aree che si intendeva escludere dal calcolo, ovvero alle relative celle è stato associato un valore ("land value") che il codice assume come NoData. Le zone mascherate sono l'alveo attivo del torrente, già schematizzato nel modello 1D, e le aree ragionevolmente non interessate dalle acque di esondazione, a causa della loro quota significativamente maggiore rispetto a quella delle aree oggetto di esondazione durante l'evento.

Terminata l'attività di processamento della batimetria, si sono stimati i parametri idraulici di base, in particolare la scabrezza, il cui valore è stato stimato, come già per il modello monodimensionale, sulla base sia della letteratura sia della riproduzione delle grandezze idrodinamiche osservate durante l'evento (tirante idrico, velocità). Si è così assunto un valore di Gauckler-Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ sull'intero dominio di calcolo, considerando che l'intera area urbana oggetto di studio è costituita da fabbricati e strade e con la minima presenza di aree verdi, peraltro non coinvolte dalle esondazioni.

L'ultima operazione legata al modello bidimensionale è relativa all'inserimento delle condizioni al contorno. Essendo quello in esame un modello accoppiato 1D+2D, gli input di portata sono costituiti, per la parte 2D, dal volume liquido non contenuto in alveo: di conseguenza, la forzante per il modello 2D deriva dalla simulazione monodimensionale. Ciò comporta che non siano stati inserite condizioni di monte o distribuite all'interno del modello bidimensionale. Relativamente alle condizioni di valle, per l'evento in esame le acque di esondazione non hanno raggiunto il mare, per cui non è stata necessaria alcuna modellazione della condizione di valle, anche in considerazione del fatto di aver inserito il livello marino alla foce del torrente già come condizione al contorno del modello 1D.

4.3.7.3 Interfacciamento 1D+2D

L'interfacciamento tra i due modelli è stato predisposto lungo l'intera estensione longitudinale delle sponde del corso d'acqua in esame, con l'esclusione dei tratti tominati. Tali collegamenti ("lateral link") consentono un feedback dinamico tra le simulazioni di alveo attivo (1D) e le zone di propagazione dell'esondazione (2D), consentendo un bilancio dei volumi ad elevato dettaglio.

Come quota di sormonto spondale si è considerata quella più elevata tra la sommità della sponda dell'alveo attivo e la quota in batimetria corrispondente. Le sezioni trasversali del modello monodimensionale riportano dettagliatamente le quote di sommità dei muretti spondali, tuttavia vi sono estesi tratti di torrente in cui il muro di sponda è costituito dai muri perimetrali di edifici, che comportano quindi un'elevazione della quota spondale effettiva non sempre riportata nel modello 1D.

Poiché durante l'evento del 04/10/2010 non sono stati registrati episodi di collasso dei muri di sponda, non si è resa necessaria la definizione di quote spondali temporvarianti.

4.3.7.4 Risultati

I risultati della modellazione sono stati analizzati in termini di dinamica temporale dell'evento, livelli raggiunti in alveo e aree soggette ad esondazione, con rispettivi tiranti e velocità, confrontando quanto simulato con quanto osservato. Le fonti principali di informazioni in merito alle dinamiche dell'evento risultano gli studi pregressi posti alla base della presente analisi, materiale video-fotografico e i rapporti di sopralluogo post-evento dei tecnici di Comune e Provincia di Genova.

La modellazione e il confronto con quanto osservato risultano affetti da una serie di incertezze: in primo luogo la complessità dell'evento meteorologico all'origine dei fenomeni di esondazione, con il conseguente grado di incertezza che si riflette sulla definizione degli idrogrammi in input al modello e alla riproduzione delle dinamiche di esondazione; in secondo luogo il fatto che durante l'evento sono esondati una pluralità di torrenti oltre al Chiaravagna, andando a costituire un'unica vasta area inondata, pertanto, pur potendo ragionevolmente attribuire al Chiaravagna le esondazioni ad esso più prossime, rimane comunque un margine di incertezza, in particolare in termini di tiranti, nel confronto tra valori simulati ed osservati.

La complessità della ricostruzione di un fenomeno meteorologico quale quello occorso il 04/10/2010 sul bacino in esame ha avuto maggiore impatto sulla riproduzione delle tempistiche dell'evento, mentre al contrario è stata ottenuta una buona rappresentazione delle portate al colmo e dei livelli di piena e di esondazione. Le esondazioni sarebbero infatti verificate circa dalle ore 14.30 alle ore 15.00, a causa della prima fase dell'evento, mentre la seconda parte dello stesso sarebbe risultata sostanzialmente contenuta all'interno dell'alveo. La ricostruzione idrologica ha fornito invece una dinamica degli allagamenti temporalmente più estesa, con una fuoriuscita della piena dall'alveo dalle 13 alle 15 (in riferimento alla prima fase), e la presenza di sormonti spondali di ridotta entità anche per la seconda fase dell'evento. Le cause di queste differenze sono maggiormente dettagliate nel Par. 4.3.6.

In termini di tiranti in alveo la modellazione ha riprodotto con buona accuratezza i valori osservati, in particolare nel tratto in cui si sono verificati i sormonti spondali, dal ponte di Via Chiaravagna a quello di Via Manara.

Il confronto delle esondazioni simulate con quelle osservate, mostra in generale una buona corrispondenza, soprattutto per le aree immediatamente più prossime al torrente in cui i tiranti osservati sono più direttamente attribuibili al solo Chiaravagna. In termini di velocità è stato possibile operare un confronto solo in Via Giotto, in sponda destra al torrente, grazie alle immagini di un video amatoriale, dove le velocità simulate sono comparabili con quelle osservate. Invece in termini di tiranti di esondazione la corrispondenza risulta particolarmente buona nell'area tra il Chiaravagna e il Ruscarolo (a monte di Via Giotto), in prossimità dell'incrocio di Via Hermada e Via Menotti e nella parte in sponda sinistra di Via Giotto fino all'incrocio di Via Manara. Meno accurata è invece la corrispondenza nella zona di piazza Aprosio e in generale del centro di Sestri Ponente (Via Menotti, Via Sestri e vie circostanti), in cui il modello evidenzia una generale sottostima dei tiranti imputabile in massima parte al contributo degli altri torrenti alle esondazioni, non presente nel modello: evidentemente tale sottostima aumenta allontanandosi dal torrente Chiaravagna poiché progressivamente si riduce il suo contributo agli allagamenti osservati a favore degli altri torrenti non modellati. L'analisi dell'estensione complessiva degli allagamenti, sia a ponente sia a levante del torrente, consente in ogni caso di ritenere soddisfacente la corrispondenza tra quanto simulato e quanto effettivamente accaduto il 04/10/2010, anche tenendo in considerazione ulteriori parametri di confronto quali il tempo di ritorno stimato dell'evento e l'estensione delle perimetrazioni riportate nel piano di Bacino attualmente in vigore.

4.3.7.5 Restituzioni

La presente relazione è integrata da un corollario di tabelle ed elaborazioni cartografiche che forniscono un quadro di dettaglio sui risultati della simulazione modellistica effettuata per l'evento del 4 Ottobre 2010 e sul confronto degli output con le grandezze osservate.

Nello specifico, sono state predisposte le seguenti risultanze:

- tabelle relative ai valori idrodinamici in alveo per tutti i tratti considerati, riportate nell'allegato A. Le tabelle riportano, per ogni tratto modellato, le seguenti informazioni:
 - progressiva: valore di posizionamento della sezione trasversale, come distanza progressiva in [m] a partire dall'inizio del tratto;
 - ID sezione: identificativo della sezione trasversale;
 - quota fondo: minimo livello altimetrico [m s.l.m.] delle quote d'alveo;
 - Y: tirante idrico in [m];
 - PL: livello del pelo libero in [m s.l.m.];
 - V: velocità della corrente in [m/s];
 - Fr: numero di Froude;
 - H: valore del carico totale in [m s.l.m.].
- estensione delle aree allagate da simulazione e da osservazione, con indicazione dei tiranti massimi simulati e osservati, per l'evento del 4 Ottobre 2010 sull'area oggetto di studio, riportata nell'elaborato 22800503-01-00400, Tavola 2;
- griglia di valori massimi di tirante idrico simulati per l'evento del 4 Ottobre 2010 sull'area oggetto di studio, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00400, tavola 4;

- griglia di valori massimi di velocità simulati per l'evento del 4 Ottobre 2010 sull'area oggetto di studio, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00400, tavola 3.

4.4 Analisi dello stato attuale e di progetto: verifiche idrauliche sul Torrente Chiaravagna

Nel presente paragrafo si illustra la schematizzazione dei modelli idrodinamici relativi alle verifiche idrauliche sul T. Chiaravagna per i tre tempi di ritorno considerati, ovvero 50, 200 e 500 anni, nello scenario di stato attuale e in quello di progetto, di seguito puntualmente descritti.

I modelli idrodinamici sono basati sul setup calibrato sull'evento del 4 Ottobre 2010 e illustrato nel dettaglio nel Par. 4.3, al quale si rimanda. In particolare, sia per la parte monodimensionale sia per quella bidimensionale, si sono mantenuti setup analoghi a quello di calibrazione con due significative differenze: le condizioni al contorno, ovvero le forzanti e i livelli di valle, e l'aggiornamento delle geometrie in caso di variazioni rispetto all'assetto del 2010.

Poiché il Torrente Chiaravagna è oggetto da diversi anni di interventi di sistemazione idraulica, alcuni già realizzati, altri attualmente in corso di esecuzione e altri ancora in fase di progettazione, si è ritenuto opportuno definire due scenari per i quali eseguire le verifiche idrauliche con i tempi di ritorno assegnati.

Lo scenario di stato attuale rappresenta la configurazione del torrente, e delle aree urbane circostanti, alla data odierna. Poiché alcuni interventi sono tuttora in fase di esecuzione, lo scenario attuale rappresenta più precisamente l'assetto del torrente alla data conclusiva degli stessi, attribuibile in senso più generale agli ultimi mesi del 2013 o ai primi del 2014 in funzione dello stato di avanzamento delle opere, non rilevante rispetto alle analisi condotte nel presente studio.

Lo scenario di progetto rappresenta l'assetto del torrente a seguito di successivi interventi di sistemazione idraulica, attualmente non ancora eseguiti, ma indicati dalla Provincia di Genova, Committente del presente studio, quali interventi di prossima realizzazione. In questo scenario non sono pertanto stati considerati alcuni ulteriori interventi di cui non è prevista a breve termine la realizzazione, anche se già oggetto in tempi recenti di una progettazione più o meno avanzata.

Di seguito si illustrano le fonti informative aggiuntive rispetto alla schematizzazione dell'evento del 04 Ottobre 2010 e le conseguenti modifiche al setup.

4.4.1 Fonti informative aggiuntive rispetto al setup di calibrazione

Per le fonti informative considerate per definire la geometria delle sezioni trasversali dell'alveo del T. Chiaravagna si rimanda al Cap. 2.

Occorre tuttavia specificare che in tale elaborato vengono citate alcune fonti informative che, pur se consultate per la definizione dell'assetto geometrico dell'evento 2010, in realtà fanno riferimento a rilievi successivi: le informazioni sono state impiegate per definire l'assetto del torrente al 2010 esclusivamente nei casi in cui quanto rappresentato non è stato soggetto ad alterazioni dopo l'evento (si pensi ad esempio alle quote di sponde o impalcati di ponti restati immutati dal 2010 alla data del rilievo). I dati contenuti sono tuttavia in primo luogo rappresentativi dell'assetto geometrico alla data del rilievo stesso e pertanto, a seguito di opportune valutazioni, ritenuti adeguati per la definizione dello scenario attuale, a meno di specifiche eccezioni per le aree soggette a successivi interventi o per la disponibilità di informazioni più recenti o dettagliate.

Si ritiene pertanto opportuno riepilogare di seguito alcune fonti informative che, pur se già consultate per l'evento 2010, sono primariamente rappresentative dello stato attuale e, in

subordine, di quello di progetto. A completamento si riportano di seguito le fonti integrative considerate ex-novo per la schematizzazione dello stato attuale e di progetto.

Modello idrodinamico monodimensionale sviluppato nell'ambito del Piano di Bacino Stralcio del Torrente Chiaravagna, con codice HEC-RAS, fornito dalla Provincia di Genova agli scriventi, con Plan title "05_PdB_Apr12" e Geometry "Chiaravagna_rev5_2012" (note geometria "Aggiornate alcune sezz sulla base dello studio del Comune con rilievo aggiornato ottobre 2011 (ITEC-Stegeo)") assunto come rappresentativo per la situazione attuale e indicato con la dicitura "HEC 2013".

Studio idraulico redatto dalla Società ITEC engineering S.r.l. per il Comune di Genova, emesso nel Novembre 2011, dal titolo "Studio idraulico del rischio residuale del tratto terminale del Torrente Chiaravagna dal ponte di Via Chiaravagna allo sbocco a mare a seguito dei lavori di sistemazione previsti" e fornito dalla Provincia di Genova agli scriventi. In particolare per la definizione dello stato attuale sono stati considerati gli elaborati delle sezioni e del rilievo di dettaglio, definiti con la dicitura "ITEC2011", in analogia al Cap. 2.

Rilievo realizzato dal Raggruppamento nel settembre 2013: rilievo integrativo effettuato nell'ambito del presente incarico e sinteticamente indicato con la dicitura "Rilievo 2013", in analogia al Cap. 2. In particolare si è fatto riferimento al presente rilievo per la definizione dell'assetto geometrico nelle aree attualmente oggetto di lavori e più in generale ad integrazione e aggiornamento dei rilievi pregressi.

Relazioni e tavole progettuali, fornite da Provincia e Comune di Genova, in riferimento agli interventi in corso di esecuzione e in progetto da parte del Comune stesso nel tratto di torrente in esame. In particolare per la definizione degli scenari di stato attuale e di progetto sono stati consultati i seguenti studi:

- Progetto preliminare del 2001 commissionato dal Comune di Genova al raggruppamento temporaneo delle società STI – Studio Tecnico di Ingegneria S.r.l. e Hydrodata S.p.A. e avente oggetto "Sistemazione idraulica del tratto di valle del Torrente Chiaravagna". In analogia al Par. 4.3.2, il progetto è indicato in seguito con la dicitura "HYD2001". Si evidenzia in modo particolare come tutti gli interventi realizzati o progettati negli ultimi anni sul tratto di Torrente Chiaravagna in esame costituiscano una sostanziale prosecuzione, per singoli lotti funzionali, della progettazione e successiva esecuzione di quanto originariamente previsto nello studio "HYD2001", che viene pertanto assunto quale progetto di riferimento per l'inquadramento degli interventi nei diversi scenari progettuali. A conferma di ciò, alcuni degli interventi previsti in tale studio sono stati realizzati prima dell'evento del 2010, altri tra l'evento stesso e la configurazione attuale, un ulteriore numero è stato inserito nello scenario di progetto del presente studio e infine alcuni successivi interventi non sono stati considerati perché non ne è prevista a breve termine la realizzazione.
- Progetto definitivo, commissionato dal Comune di Genova, avente oggetto "Adeguamento delle sezioni idrauliche del Torrente Chiaravagna e Rio Ruscarolo in corrispondenza dell'edificio ELSAG e del ponte stradale di via Manara". Lo studio è stato redatto nel 2011, con integrazione della relazione idraulica del 2013 provvista di modello HEC-RAS (sinteticamente indicato con la dicitura "HECmanara") e riguarda l'intervento congiunto di rifacimento del ponte stradale di Via Manara, spostamento a monte dello stesso della confluenza con il Rio Ruscarolo e apertura di un nuovo fornice in sponda sinistra sotto l'edificio ELSAG.

4.4.2 Definizione degli scenari di stato attuale e di progetto

La definizione degli scenari di stato attuale e di progetto è stata svolta sull'analisi delle variazioni delle strutture e dell'assetto geometrico del torrente dal 2010 ad oggi e sulla base delle indicazioni della Provincia di Genova, committente del presente studio, in merito agli interventi di prossima realizzazione. In particolare l'Ente ha fornito le informazioni necessarie a definire, tra i diversi interventi previsti a partire dal progetto preliminare di sistemazione idraulica del torrente del 2001, quali considerare nello scenario di progetto e quali invece non inserire. Il principale criterio di valutazione adottato in proposito consiste nell'avvenuta copertura

finanziaria dell'intervento, che rappresenta uno dei fattori maggiormente influenti sulla calendarizzazione ed esecuzione delle opere.

Gli interventi e più in generale le variazioni di assetto geometrico che differenziano lo scenario di stato attuale rispetto a quello dell'evento del 2010 sono:

- aggiornamento delle quote di fondo alveo alla configurazione attuale;
- demolizione del muro presente all'imbocco del fornice realizzato sotto Via Albareto e i ponti ferroviari (demolizione avvenuta nel 2011);
- nuova passerella a valle dell'edificio ELSAG, senza pila in alveo del Chiaravagna e con quota intradosso superiore a quella dell'edificio a monte, realizzata contestualmente alla demolizione della preesistente nel 2012;
- demolizione degli edifici situati a monte e valle del ponte di via Giotto, comprese le rispettive pile in alveo, avvenuta nel 2013; contestualmente all'intervento di demolizione degli edifici è stato ricostruito il muro di sponda sinistra di Via Chiaravagna, nel tratto a monte di Via Giotto, con un innalzamento della quota di sommità spondale.

Gli interventi aggiuntivi che invece differenziano lo scenario di progetto rispetto a quello di stato attuale sono:

- rifacimento del ponte di Via Giotto, con nuovo impalcato senza pile in alveo;
- rifacimento del ponte di Via Manara, con contestuale spostamento a monte dello stesso della confluenza con il Rio Ruscarolo e realizzazione di un nuovo fornice sotto l'edificio ELSAG;
- allargamento dell'alveo di 9 metri in sponda sinistra, nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura dello stabilimento Piaggio, presso lo stabilimento ILVA;
- demolizione del ponticello Piaggio, situato a monte della copertura dello stabilimento;
- realizzazione di un nuovo fornice di larghezza 9 metri, in sponda sinistra, sotto la copertura Piaggio.

Per lo scenario di progetto si considera lo stesso assetto del fondo dell'alveo dello stato attuale, non essendo stati indicati specifici interventi di manutenzione straordinaria di rimozione dei sedimenti e non essendo stata definita una quota di fondo di progetto da realizzarsi nel breve termine, con tempi realizzativi coerenti con gli altri interventi inseriti nello scenario di progetto. L'ipotesi progettuale di mantenere la stessa quota di fondo alveo è pertanto da ritenersi conservativa poiché, come testimoniato dall'evento del 2010 e citato più volte nella Relazione dei CT della Procura, la manutenzione dell'alveo del torrente è risultata per anni insufficiente e non sono stati forniti agli scriventi nuovi elementi per ritenere tale tendenza invertita nel breve termine.

I dettagli progettuali degli interventi previsti nei due scenari sono descritti in seguito nel Par. 4.4.3.1, mentre ulteriori informazioni sulla fonte dei dati e sugli schemi geometrici adottati sono contenute nel Cap. 2.

4.4.3 Variazioni rispetto al modello di calibrazione

Per la definizione degli scenari di stato attuale e di progetto è stato utilizzato lo stesso modello MIKE FLOOD già calibrato per l'evento dell'Ottobre 2010, modificando opportunamente i modelli MIKE 11, MIKE 21 e le connessioni dinamiche laterali tra di essi, al fine di considerare le variazioni di configurazione relative a ogni scenario progettuale.

In particolare rispetto al modello dell'evento 2010 risultano differenti le condizioni al contorno: l'input al modello è ora rappresentato dagli idrogrammi per assegnato tempo di ritorno illustrati nel presente documento al Par. 3.3, mentre la condizione al contorno di valle è rappresentata dal livello marino associato al tempo di ritorno decennale, valore ricostruito, così come per l'evento del 2010, tramite apposito studio effettuato dagli scriventi sulla dinamica del tratto di mare antistante la foce del T. Chiaravagna, posta all'interno del bacino portuale.

Nei paragrafi seguenti sono illustrate nel dettaglio le differenze di schema geometrico e modellistico tra il setup associato all'evento 2010 e quelli dello stato attuale e di progetto.

4.4.3.1 Schemi geometrici e altimetrici

Stato attuale

A partire dal viadotto dell'autostrada A10 fino al ponte di Via Chiaravagna non sono state apportate modifiche alle sezioni in termini di quote spondali e geometrie dei ponti interferenti con l'alveo, pertanto l'unica variazione è consistita nell'aggiornamento delle quote di fondo.

In particolare i rilievi successivi al 2010 hanno confermato le quote di fondo fino alla sezione CHI23, corrispondente alla passerella di Via VIII Società Case, a partire dalla quale sono state apportate modifiche delle quote dell'alveo, più o meno marcate a seconda delle sezioni. In generale tuttavia tali variazioni non sono comunque risultate sintomatiche di un'avvenuta modifica sostanziale della pendenza complessiva del tratto, quanto maggiormente dovute a locali fenomeni di accumulo o erosione dei sedimenti, sia in senso longitudinale che trasversale. Le differenze osservate della geometria delle sezioni sono imputabili in primo luogo all'evento del 2010, che ha movimentato significativamente il fondo, ma anche alle portate transitate negli anni successivi che, pur non mostrando i valori di portata dell'evento, hanno comunque contribuito alla movimentazione dei sedimenti fino alla definizione dell'assetto attuale. Inoltre è opportuno menzionare che, successivamente all'evento del 2010, al fine di ridurre quantomeno le ostruzioni più critiche generate dai sedimenti mobilitati durante la piena, sono stati effettuati dei movimenti di materiale all'interno della sede dell'alveo stesso, che hanno pertanto contribuito anch'essi alle dinamiche di evoluzione del fondo.

Immediatamente a valle del ponte di Via Chiaravagna, indicativamente in corrispondenza della conclusione del tratto in discesa della via, è presente l'ultima sezione con quote inalterate delle sponde rispetto all'evento 2010. A seguire, in sponda sinistra, dove alla data del rilievo 2013 era presente la pista a servizio del cantiere dei lavori di demolizione degli edifici di Via Giotto, inizia il nuovo muro che ha, rispetto alla strada, un'altezza rilevata di 1.3m contro i 0.9m del manufatto precedente. Tale altezza del muro di sponda è stata assunta anche per il tratto che verrà realizzato al posto dell'edificio di Via Giotto 15.



Figura 4.30 Torrente Chiaravagna nel tratto compreso tra il ponte di Via Chiaravagna e Via Giotto durante i lavori di demolizione degli edifici in corso di esecuzione nel 2013

Proseguendo verso valle si evidenzia la prima sostanziale modifica rispetto all'assetto geometrico del 2010, dovuto alla demolizione dei due edifici rispettivamente a monte e valle di Via Giotto e delle relative pile in alveo, mentre rimane inalterata la struttura del ponte stradale. Analogamente al modello dell'evento 2010, come descritto nel Par. 4.3.3.1, il ponte stradale è stato schematizzato con sezioni chiuse e l'inserimento di una perdita concentrata di energia, a

rappresentare le condizioni idrodinamiche dovute all'ostruzione al deflusso provocata dalla struttura. Poiché nel modello precedente erano state inserite due perdite di energia concentrate, la prima a rappresentare l'imbocco dell'edificio di Via Giotto 15 e la seconda per il ponte stradale, nella schematizzazione dello stato attuale è stata mantenuta solamente la seconda, con il valore del coefficiente precedentemente calibrato.

Nel tratto successivo, fino all'edificio ELSAG, non sono presenti variazioni delle quote spondali, pertanto l'aggiornamento allo stato attuale ha comportato modifiche alle geometrie delle sezioni solo in riferimento alle quote di fondo, aggiornate secondo i più recenti rilievi.



Figura 4.31 Particolare del muro di sponda realizzato su entrambi i lati nel tratto di Torrente Chiaravagna oggetto dei lavori di demolizione degli edifici nel corso del 2013.

A valle dell'edificio ELSAG è presente il successivo intervento caratterizzante lo stato attuale, dovuto alla demolizione e contestuale ricostruzione, secondo un nuovo profilo, della passerella di servizio dell'ELSAG. La preesistente struttura, demolita nel 2012, presentava una quota di intradosso pari a 5.41 m s.l.m. e una pila nell'alveo del Chiaravagna, in aggiunta all'appoggio fornito dal setto di separazione tra il corso d'acqua principale e il Rio Ruscarolo. La nuova passerella possiede invece una quota di intradosso superiore, pari a 6.55 m s.l.m. cioè 10cm più elevata dell'intradosso dell'edificio ELSAG, e poggiante esclusivamente sul setto di separazione, senza pertanto presentare ulteriori ingombri in alveo.



Figura 4.32 Nuova passerella di servizio dello stabilimento ELSAG, situata a valle dell'omonimo edificio; sul lato sinistro della fotografia è presente l'alveo del T. Chiaravagna, mentre a destra quello del Rio Ruscarolo, in corrispondenza della loro attuale confluenza.

Nel tratto successivo, fino alla foce, lo scenario di stato attuale non presenta ulteriori modifiche alle strutture rispetto a quello dell'evento 2010, se non per l'aggiornamento delle quote di fondo alveo. L'unica eccezione è costituita dallo scolmatore presente in corrispondenza dei ponti di via Albareto e della ferrovia, alla cui sezione di imbocco era presente, alla data dell'evento, un muro, successivamente demolito nel 2011 al fine di incrementare la capacità di deflusso del manufatto; tale aggiornamento è stato pertanto acquisito nella definizione della configurazione attuale.



Figura 4.33 Lavori di demolizione, eseguiti nel corso del 2011, del muro presente in corrispondenza della sezione di imbocco dello scolmatore realizzato in corrispondenza dei ponti di Via Albareto e dei binari ferroviari.



Figura 4.34 Sezione di imbocco dello scolmatore, in corrispondenza del ponte di Via Albareto, nella configurazione attuale.

Relativamente alla batimetria, in primo luogo sono stati sottratti dal dominio 2D gli edifici a monte e valle di Via Giotto, soggetti a demolizione, poiché divenuti sezioni a cielo aperto inserite nel modello 1D. Le celle corrispondenti sono pertanto state definite come “land value”, al fine di sottrarle dalla griglia di calcolo. In seguito è stata effettuata una verifica delle quote altimetriche nella zona non interessata dalle acque di esondazione nel corso dell’evento dell’Ottobre 2010, in riferimento sia alle quote del terreno sia alla corretta rappresentazione degli elementi che maggiormente influenzano la propagazione nell’area urbana del deflusso superficiale, in particolare muri ed edifici. Le principali modifiche apportate riguardano l’area degli stabilimenti ILVA e Piaggio e quella in prossimità di Via Merano e dell’ingresso del cantiere navale di Fincantieri, in cui sono stati principalmente inseriti muri perimetrali. Una descrizione dettagliata delle variazioni introdotte è presente nel Cap. 2.

Infine, a seguito della demolizione degli edifici a monte e valle di Via Giotto e della conseguente esclusione dalla batimetria delle aree da loro occupate, sono state opportunamente aggiornate le strutture di collegamento laterale del codice MIKE FLOOD tra i modelli MIKE11 e MIKE21.

Stato di progetto

Come descritto in precedenza nel Par 4.4.2, lo scenario di progetto considera lo stesso assetto geometrico dello stato attuale, incluse le quote di fondo alveo, ad eccezione dei tratti di torrente soggetti a variazioni dagli interventi in progetto, per i quali si è provveduto a modificare la geometria delle strutture e, in un limitato numero di casi, anche il profilo del fondo.

Procedendo da monte verso valle, il primo intervento considerato è la demolizione, e conseguente ricostruzione, del ponte di via Giotto, con un nuovo impalcato senza pile in alveo. Per i dettagli della struttura si rimanda al Cap. 2. In analogia agli scenari precedenti, è stata mantenuta nel modello una schematizzazione del ponte con sezione chiusa e perdita di energia concentrata; poiché la geometria della struttura cambia radicalmente, con notevole impatto sulle condizioni di deflusso in caso di piena, è stato necessario aggiornare anche il valore del coefficiente della suddetta perdita di energia. Dall’analisi dei setup modellistici già implementati si è ritenuto adeguato assimilare, per la definizione del coefficiente citato, il nuovo ponte di Via Giotto con quello preesistente di via Manara, sprovvisto anch’esso di pile in alveo e con un valore simile della luce libera di deflusso.

Il successivo aggiornamento introdotto allo schema geometrico del torrente riguarda il tratto in prossimità di via Manara, dovuto a una serie di interventi che complessivamente concorrono a ridisegnare il nodo della confluenza con il Rio Ruscarolo. Sono infatti previsti:

- il rifacimento del ponte stradale con una nuova struttura idraulicamente più efficiente;
- lo spostamento immediatamente a monte dello stesso della confluenza del Rio Ruscarolo;
- la parziale demolizione dell'ultimo tratto del terrapieno presente tra i due alvei al fine di realizzare la loro connessione idraulica;
- l'apertura di un nuovo fornice in sponda sinistra sotto l'edificio ELSAG e infine il prolungamento dello stesso fino al fornice preesistente, realizzato sotto il parcheggio ABB; di quest'ultimo manufatto è stato pertanto modificato l'imbocco facilitandone l'ingresso della corrente, che in questa nuova configurazione può avvenire con una vera sezione di imbocco anziché solo tramite le finestrate laterali, come avviene nello stato attuale.

Per la definizione dettagliata dell'intervento complessivo si rimanda ai progetti citati nel Par. 4.4.1, mentre una descrizione puntuale delle sezioni introdotte, o modificate, nel setup del modello è riportata nel Cap. 2. In termini generali, le quote spondali non sono state coinvolte dall'intervento, pertanto rimangono inalterate. Il nuovo fornice è a tutti gli effetti un allargamento dell'alveo e lo spostamento della confluenza a monte fa sì che, a partire dal ponte di Via Manara, la geometria delle sezioni includa il precedente alveo del T. Chiaravagna, quello del Rio Ruscarolo e l'allargamento in sponda sinistra. Infine è stata aggiornata la definizione del collegamento tra il ramo principale e quello denominato "Parcheggio ABB", a seguito della realizzazione della nuova sezione di imbocco al manufatto.

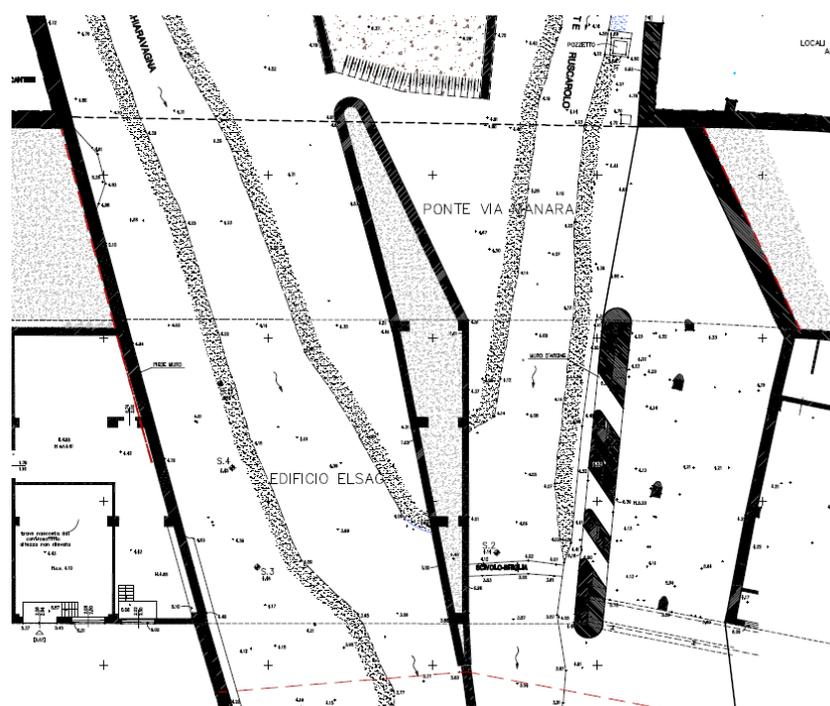


Figura 4.35 Planimetria estratta dagli elaborati del progetto definitivo di "Adeguamento delle sezioni idrauliche del Torrente Chiaravagna e Rio Ruscarolo in corrispondenza dell'edificio ELSAG e del ponte stradale di via Manara". Nella parte sinistra della figura è presente l'alveo del T. Chiaravagna, mentre a destra quello del Rio Ruscarolo; l'implacato del ponte di Via Manara e l'edificio ELSAG sono rappresentati con linea tratteggiata poiché soprastanti l'alveo, mentre le strutture presenti alla quota del fondo sono rappresentate in colore grigio con bordo nero: le sponde, il setto di separazione tra i due alvei (in centro figura), i pilastri dell'edificio. In particolare è possibile osservare la parziale demolizione del terrapieno a monte del ponte stradale, la conformazione della nuova confluenza tra i due corsi d'acqua e il nuovo fornice in sponda sinistra (a destra in figura) presso l'edificio ELSAG.

Proseguendo verso valle, le successive variazioni rispetto allo stato attuale sono localizzate nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura dello stabilimento Piaggio. In quest'area sono

previsti la demolizione del ponticello a servizio della stessa Piaggio e l'allargamento in sponda sinistra di 9 metri dell'alveo, in aree attualmente occupate dallo stabilimento ILVA, proseguendo pertanto l'ampliamento della sezione defluente già avviato in precedenza con la realizzazione del fornice sotto Via Albareto e i ponti ferroviari.

In stretta continuità con l'allargamento dell'alveo succitato è l'ultimo intervento previsto nello scenario di progetto, che consiste nella realizzazione di un nuovo fornice in sponda sinistra sotto la copertura Piaggio. Tale manufatto, di 9 metri di larghezza, è del tutto analogo a quello realizzato presso i ponti ferroviari e rappresenta la naturale prosecuzione, in termini idraulici, di quest'ultimo e dell'allargamento previsto presso l'ILVA, essendo in asse ai predetti interventi. Il nuovo fornice è idraulicamente separato dal torrente e lo sbocco è previsto immediatamente a valle di via Marsiglia, prima della confluenza nel T. Chiaravagna dei rii Negrone e Senza Nome. Per schematizzare correttamente quest'opera nel modello 1D è stato inserito un nuovo ramo laterale, opportunamente collegato al principale nelle sezioni di imbocco e sbocco.

Relativamente al modello 2D, l'unica modifica apportata alla batimetria è stata l'esclusione dalla griglia di calcolo, definendo le corrispondenti celle come "land value", della porzione di terreno sottratta allo stabilimento ILVA a seguito dell'allargamento dell'alveo, poiché la stessa risulta già schematizzata nel modello 1D.

Tabella 4.3 Sezioni trasversali per la schematizzazione del T. Chiaravagna nello stato attuale e di progetto; nelle note sono evidenziate variazioni quali l'inserimento o l'eliminazione di sezioni nel modello dello scenario di progetto rispetto a quello dello stato attuale.

TORRENTE CHIARAVAGNA					
PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE	PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE
-49	CHI_29		867.47	CHI_12	
-1	CHI_28m	briglia viadotto A10 - monte	882.98	CHI_11e	
0	CHI_28v	briglia viadotto A10 - valle	912.98	CHI_11d	
62.02	CHI_27		942.98	CHI_11c	
106.02	CHI_26m	ponte De Simone - monte	962.48	CHI_11b	
116.02	CHI_26v	ponte De Simone - valle	964.58	CHI_11a	sez. confluenza reach "Parcheggio ABB" e derivazione "Scolmatore"
216.02	CHI_25		968.78	CHI_11	ponte via Albareto - monte
283.99	CHI_24		986.78	CHI_10b	ponte via Albareto - valle
333.99	CHI_23m	passerella via VIII Società Case - monte	988.79	CHI_10a	ponte ferrovia GE-XXMiglia - monte
337.99	CHI_23v	passerella via VIII Società Case - valle	999.79	CHI_09b	ponte ferrovia GE-XXMiglia - valle
400.01	CHI_22		1002.19	CHI_09a	1° ponte ILVA - monte
484.97	CHI_21m	passerella via Leonardi	1013.19	CHI_08c	1° ponte ILVA - valle
541.97	CHI_20		1027.16	CHI_08b	2° ponte ILVA - monte
581.28	CHI_19c		1042.16	CHI_08a	2° ponte ILVA - valle
591.29	CHI_19b		1043.16	CHI_07c	sezione confluenza reach "Scolmatore"
603.11	CHI_19m	ponte obliquo via Chiaravagna - monte	1057.16	CHI_07b	
613.11	CHI_19v	ponte obliquo via Chiaravagna - monte	1072.16	CHI_07a	

TORRENTE CHIARAVAGNA					
PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE	PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE
617.58	CHI_18.5v		1099.5	CHI_07	
640.11	CHI_18d		1135.64	CHI_06a	Sez. eliminata scen. di progetto
645.57	CHI_18c		1135.66	CHI_06	ponticello Piaggio - monte
658.57	CHI_18b		1142.65	CHI_05c	ponticello Piaggio - valle / Sez. eliminata scen. di progetto
668.57	CHI_18a		1142.75	CHI_05b	
670.67	CHI_18	sezione imbocco tombinatura palazzo via Giotto 15	1144.89	CHI_05a	imbocco tombinatura Piaggio
686.58	CHI_17.6a		1226.35	CHI_04c	
687.58	CHI_17.6m		1226.45	CHI_04b	sezione inizio ponte via Marsiglia
698.48	CHI_17.4m		1236.45	CHI_04a	sbocco copertura via Marsiglia
699.48	CHI_17.4a		1243.45	CHI_03c	
714.59	CHI_17.2	sezione sbocco tombinatura palazzo a valle via Giotto	1258.45	CHI_03b	
715.59	CHI_17a		1258.95	CHI_03a	
725.57	CHI_17		1271.45	CHI_03	
729.6	CHI_16d	sezione inizio muro sponda sinistra	1352.53	CHI_02c	
750.07	i_CHI_16c	Sez. inserita scen. di progetto	1366.53	CHI_02b	
755.07	i_CHI_16b	Sez. inserita scen. di progetto	1367.63	CHI_02a	
760.07	i_CHI_16a	Sez. inserita scen. di progetto	1592.52	CHI_01	sezione foce (da PdB)
753.6	CHI_16c	Sez. eliminata scen. di progetto			Reach "Parcheggio ABB"
761.6	CHI_16b	Sez. eliminata scen. di progetto	820.11	CHI_12c_p	
761.65	CHI_16a	Sez. eliminata scen. di progetto	824.51	i_CHI_12	Sez. inserita scen. di progetto
761.7	CHI_16	sezione imbocco tombinatura ponte via Manara	828.91	CHI_12b_p	
762.7	i_CHI_15b	Sez. inserita scen. di progetto	851.79	CHI_12a_p	
772.52	i_CHI_15a	Sez. inserita scen. di progetto	867.47	CHI_12_p	
773.02	CHI_15	sezione inizio edificio ELSAG	882.98	CHI_11e_p	
788.22	CHI_14c	sezione salto di fondo	912.98	CHI_11d_p	
793.22	CHI_14b	sezione fine edificio ELSAG	942.98	CHI_11c_p	
793.32	CHI_14a	passerella ELSAG - monte / Sez. eliminata scen. di progetto	952.73	CHI_11bb_p	

TORRENTE CHIARAVAGNA					
PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE	PROGR. [m]	ID SEZIONE	NOTE
796.72	CHI_14a	passerella ELSAG - monte / Sez. inserita scen. di progetto	962.48	CHI_11b_p	
802.52	CHI_13b	passerella ELSAG - valle			Reach "Scolmatore"
807.52	CHI_13a	confluenza Ruscarolo - monte	0	CHI_11_s	sezione imbocco scolmatore con muro
808.08	CHI_13	confluenza Ruscarolo - valle / Sez. eliminata scen. di progetto	5	CHI_11_s2	prima sezione scatolare chiuso
815.91	i_CHI_12a	Sez. inserita scen. di progetto	20	CHI_10_s	
818.91	CHI_12d		90	CHI_08_s	sezione sbocco scolmatore
820.11	CHI_12c	sezione inizio reach "Parcheggio ABB"			Reach "Scolmatore Piaggio"
828.91	CHI_12b		0	CHI_05a_sp	sezione imbocco scolmatore piaggio / Sez. inserita scen. di progetto
851.79	CHI_12a		102	CHI_04a_sp	sezione sbocco scolmatore piaggio / Sez. inserita scen. di progetto

4.4.3.2 Condizioni al contorno

Forzanti

Analogamente al setup dell'evento del 04 Ottobre 2010, anche per i modelli dello stato attuale e di progetto gli input di portata sono stati forniti al solo alveo, dal quale il volume liquido si trasferisce al modello 2D, a seguito di sormonto spondale, propagandosi in ambito urbano. Di conseguenza, le condizioni al contorno di portata sono inserite nel solo modello 1D.

Come illustrato nel Par. 3.3 l'input di portata è costituito dagli idrogrammi per assegnato tempo di ritorno. I tempi di ritorno considerati sono pari a 50, 200 e 500 anni e per ognuno di essi si sono costruiti l'idrogramma di testata e quelli relativi alle porzioni di bacino a valle. Le sezioni di chiusura del bacino del Torrente Chiaravagna per le quali sono stati calcolati i relativi idrogrammi sono le stesse previste per la modellazione dell'evento 2010, descritte nel Par. 4.3.3.3; in particolare sono stati inseriti nel modello monodimensionale due contributi puntuali, nella sezione di monte corrispondente al viadotto autostradale e in quella della confluenza con il Rio Ruscarolo, e due contributi distribuiti, relativi rispettivamente al tratto dal viadotto autostradale alla confluenza e dalla stessa alla foce.

Un'importante modifica introdotta nello scenario di progetto è lo spostamento verso monte della confluenza con il Rio Ruscarolo, dalla sezione a progressiva 808.08 m a quella con progressiva 760.07 m. In considerazione della breve variazione longitudinale non è stato ritenuto significativo modificare gli idrogrammi in input dovuti ai contributi distribuiti.

In Figura 4.36 si riportano gli idrogrammi per i tre tempi di ritorno considerati alla sezione di monte, in corrispondenza del viadotto autostradale. I valori di picco risultano pari a $160\text{m}^3/\text{s}$ per $Tr=50$ anni, $203\text{m}^3/\text{s}$ per $Tr=200$ anni e $232\text{m}^3/\text{s}$ per $Tr=500$ anni.

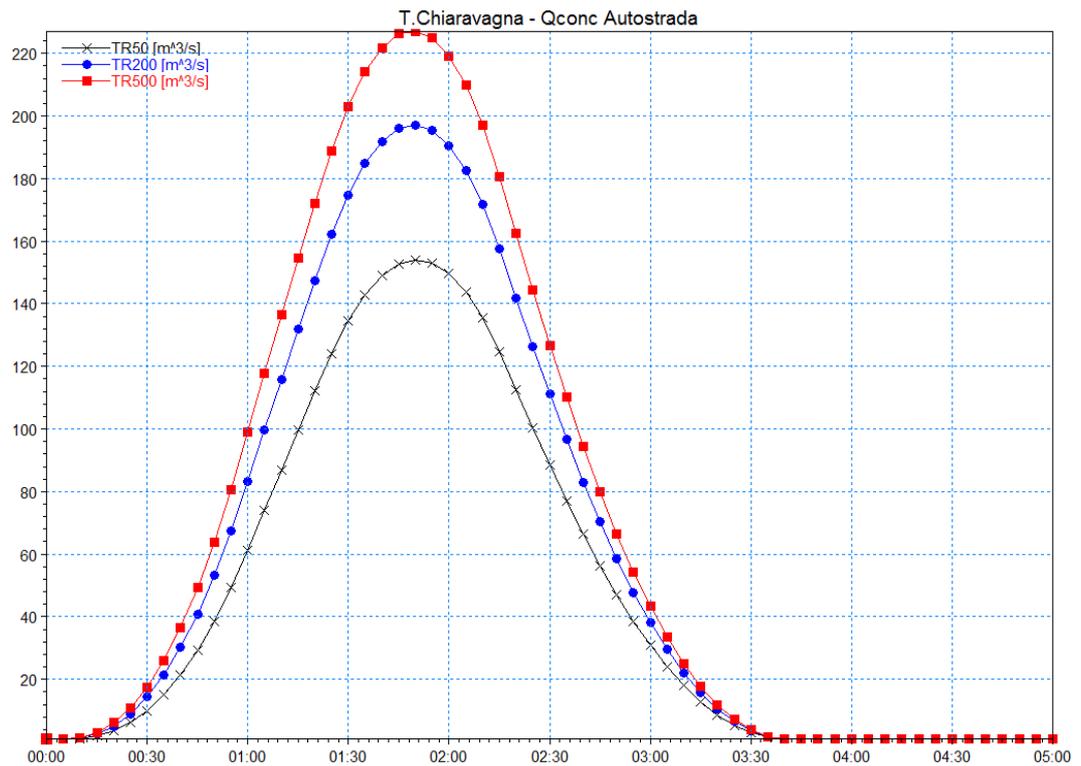


Figura 4.36 Idrogrammi per Tr 50, 200 e 500 anni per il Torrente Chiaravagna alla sezione di testata, corrispondente al viadotto dell'Autostrada A10.

In Figura 4.37 si riportano gli idrogrammi per la porzione di bacino compresa tra il viadotto autostradale e la confluenza col Rio Ruscarolo. I valori di picco risultano pari a 24.98 m³/s per Tr=50 anni, 30.95 m³/s per Tr=200 anni e 35.15 m³/s per Tr=500 anni.

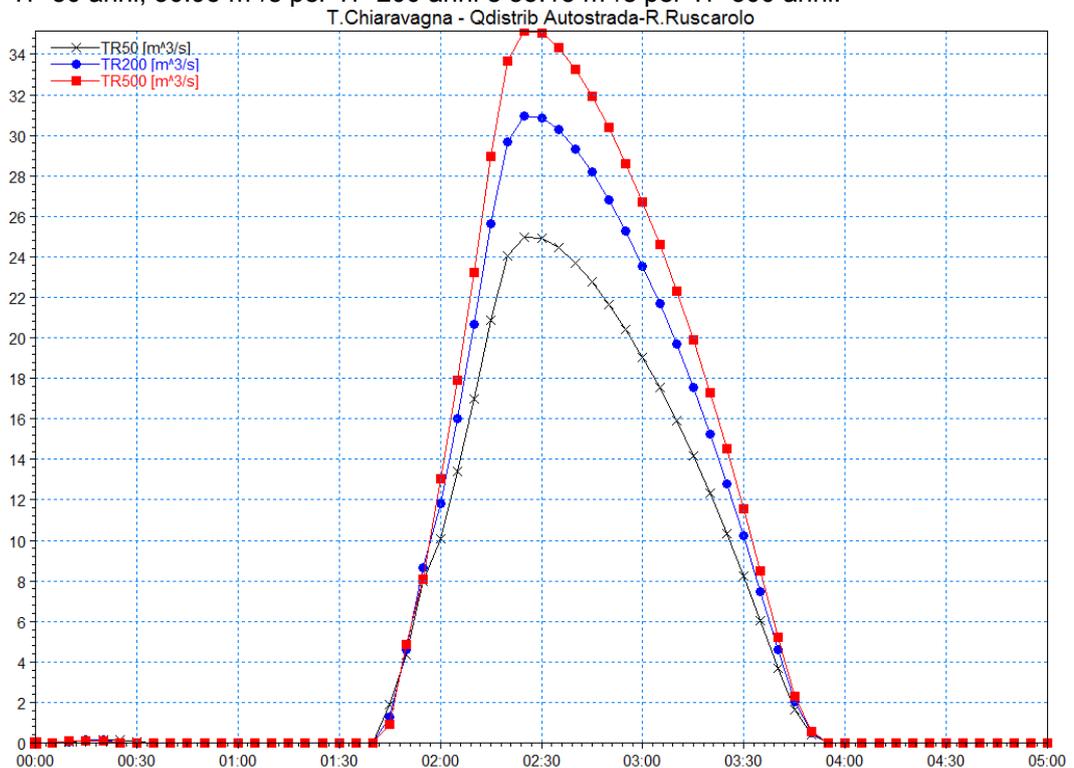


Figura 4.37 Idrogrammi per Tr 50, 200 e 500 anni per il Torrente Chiaravagna per la porzione di bacino dal viadotto dell'Autostrada A10 alla confluenza con il Rio Ruscarolo.

In Figura 4.38 si riportano gli idrogrammi associati al contributo del bacino del Rio Ruscarolo chiuso alla confluenza col Torrente Chiaravagna, assunto identico nei due scenari di stato attuale e di progetto in considerazione della minima variazione di progressiva (circa 50m). Tale forzante è dunque integrata nel modello monodimensionale come contributo puntuale e i valori di picco risultano essere pari a $74.23 \text{ m}^3/\text{s}$, $95.34 \text{ m}^3/\text{s}$, $107.56 \text{ m}^3/\text{s}$ per i tempi di ritorno rispettivamente pari a 50, 200, 500 anni.

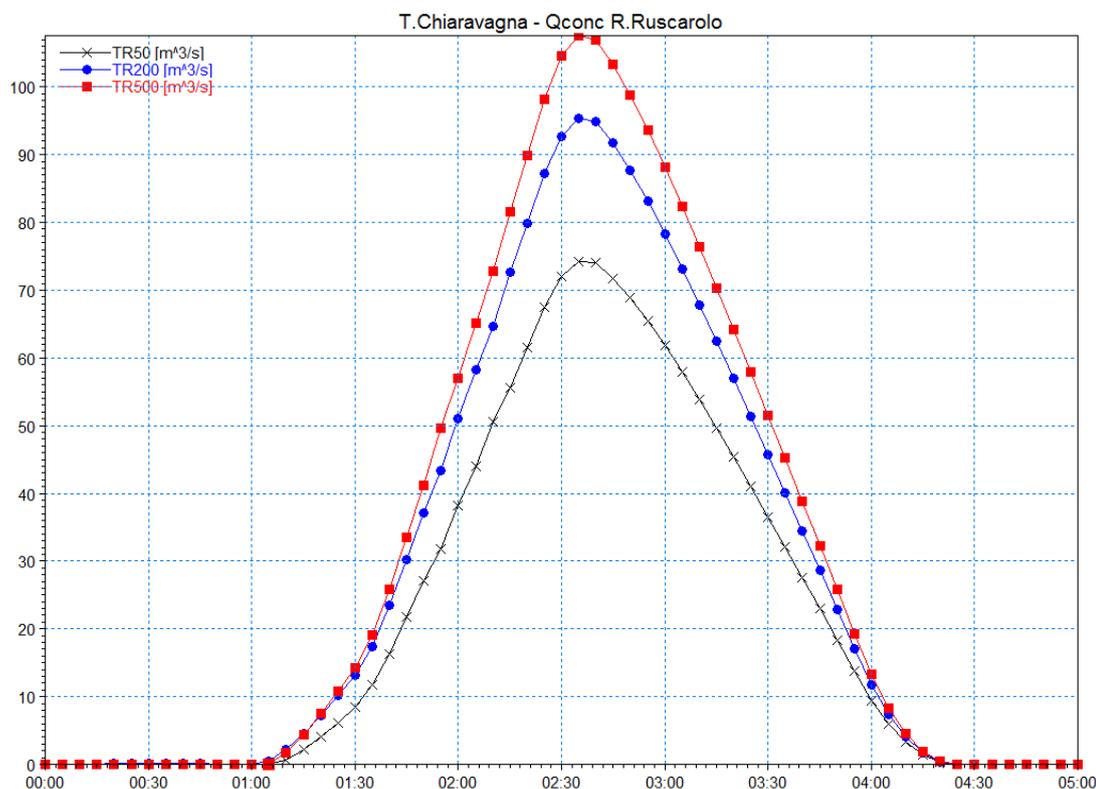


Figura 4.38 Idrogrammi per Tr 50, 200 e 500 anni del Rio Ruscarolo alla confluenza col Torrente Chiaravagna.

In Figura 4.39 si illustrano gli idrogrammi per la porzione del bacino del Torrente Chiaravagna nel tratto terminale, a valle della confluenza col Rio Ruscarolo. I valori di picco per i tre tempi di ritorno considerati corrispondono a $52.49 \text{ m}^3/\text{s}$, $65.89 \text{ m}^3/\text{s}$ e $74.63 \text{ m}^3/\text{s}$.

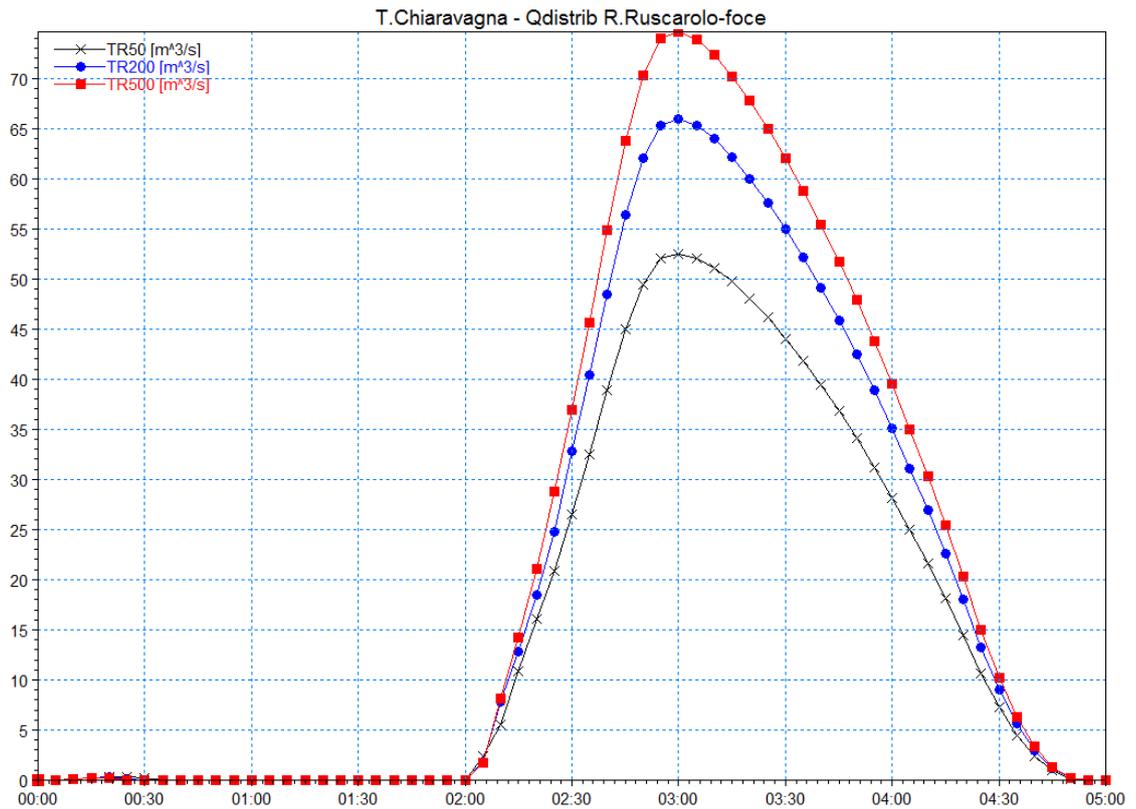


Figura 4.39 Idrogrammi per Tr 50, 200 e 500 anni per il Torrente Chiaravagna dalla confluenza col Rio Ruscarolo allo sbocco a mare.

Condizione di valle

La condizione di valle per il modello del Torrente Chiaravagna, in analogia al setup di calibrazione dell'evento 2010, è stata definita tramite apposito studio del sovrizzo del livello medio mare alla foce del corso d'acqua. I dettagli dell'approccio metodologico utilizzato sono illustrati nel Par. 4.3.3.3.

In particolare, poiché la foce del torrente è situata all'interno del bacino portuale della Marina di Genova Sestri, è possibile affermare che l'innalzamento del livello medio mare sia dovuto esclusivamente alla somma di marea astronomica e storm surge, dal momento che l'effetto del moto ondoso risulta trascurabile.

Nella configurazione attuale e di progetto la stima del livello marino non è più stata condotta con riferimento a uno specifico evento, ma è stata ottenuta a valle di analisi statistiche degli eventi estremi. In particolare, per quanto riguarda l'analisi statistica dei livelli superficiali, si è fatto riferimento alla serie temporale registrata al mareografo di Genova, i cui dati consentono di registrare le variazioni dovute alla marea astronomica e quelle dovute allo storm surge ma non quelle dovute al wave setup, dal momento che la strumentazione non risulta esposta all'effetto del moto ondoso.

L'analisi è stata condotta mediante il metodo dei massimi annuali e la distribuzione teorica che meglio ha approssimato i dati empirici è stata quella di Gumbel. Poiché come citato in premessa la foce del torrente Chiaravagna risulta ubicata nel bacino portuale, non occorre sommare l'effetto del moto ondoso al livello del medio mare. I risultati dell'analisi sono presentati in Tabella 4.4.

Tabella 4.4 Valori di livello associati ai periodi di ritorno di 5 e 10 anni.

T anni	Liv [m]
5	0.50
10	0.55

Come condizione di valle si è assunto il livello del medio mare con tempo di ritorno decennale per tutti i modelli della configurazione attuale e di progetto, sollecitati dalle diverse forzanti considerate; alla sezione terminale del Torrente Chiaravagna è stata pertanto posta una condizione al contorno di livello marino costante e pari a 0.55 m s.l.m.. In analogia al modello dell'evento 2010, la condizione di valle è stata considerata solo nel modello monodimensionale, non verificandosi in nessuna delle configurazioni ipotizzate una propagazione fino al mare del deflusso superficiale sull'area urbana schematizzata nel modello 2D.

4.4.4 Risultati

Sulla base degli schemi geometrici e delle condizioni al contorno illustrate nel Par. 4.4.3, sono state condotte le simulazioni degli eventi associati ai tre tempi di ritorno considerati, pari a 50, 200 e 500 anni, per il tratto di Torrente Chiaravagna oggetto di studio.

Nel seguito viene presentata un'analisi dei risultati delle simulazioni con particolare riferimento, per quanto riguarda la corrente in alveo, ai livelli massimi, confrontati con le relative quote spondali al fine di valutare il franco idraulico di sicurezza; mentre per quanto riguarda le aree urbane circostanti, l'attenzione è focalizzata sull'estensione delle aree allagate e i relativi parametri idrodinamici di velocità e tirante idrico delle esondazioni.

In considerazione dell'analisi di due scenari modellistici, relativi allo stato attuale e di progetto del torrente, i risultati sono presentati per tempo di ritorno, confrontando direttamente per ognuno di essi le due configurazioni. In questo modo è pertanto possibile valutare in modo immediato i benefici apportati degli interventi previsti nello scenario di progetto.

4.4.4.1 Evento con tempo di ritorno 50 anni

Stato attuale

Nella configurazione attuale, la portata con tempo di ritorno 50 anni risulta contenuta in alveo per tutta la lunghezza del tratto investigato, ad eccezione di due punti: immediatamente a monte del ponte di via Chiaravagna e in prossimità del terrapieno a separazione degli alvei di Chiaravagna e Ruscarolo, in entrambi i casi in sponda sinistra.

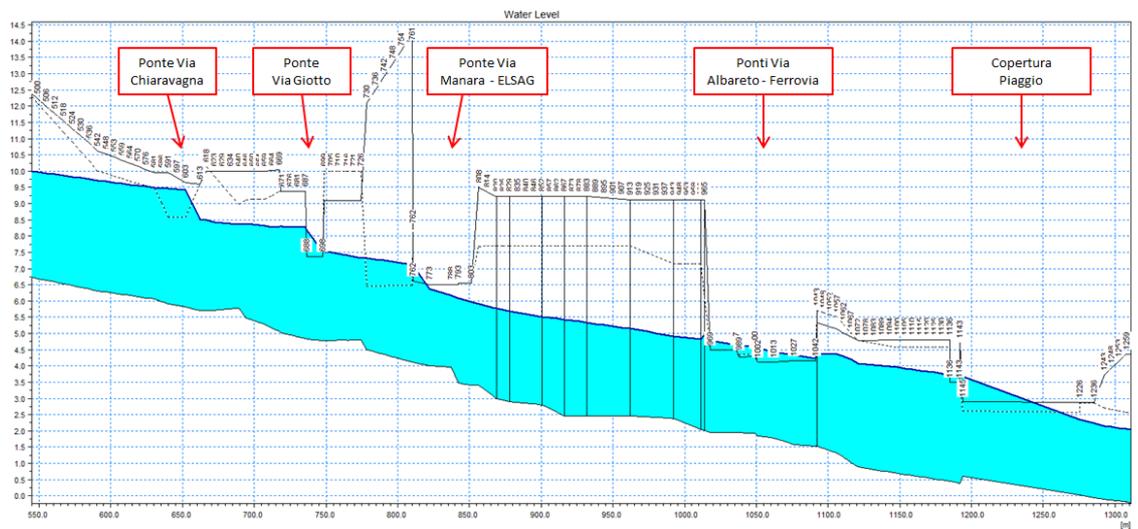


Figura 4.40 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 50 anni nello scenario di stato attuale.

Nel primo caso l'esondazione in area urbana si limita a coinvolgere un cortile di limitata estensione posto in sponda al torrente e le aree circostanti, complessivamente circondate da muri di altezza tale da ostacolare significativamente la propagazione degli allagamenti. Anche in considerazione di questo effetto di confinamento delle esondazioni, il modello riproduce valori di tiranti idrici rilevanti, con valori massimi prossimi ai 2 metri. Le velocità di scorrimento non risultano invece di particolare criticità, raggiungendo valori massimi di circa 0.6 m/s.



Figura 4.41 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 50 anni nello scenario di stato attuale.

Nel secondo caso invece la portata sormontante la sponda sinistra, costituita dal terrapieno a separazione dei due alvei, oltre ad interessare il Ruscarolo raggiunge una quota di poco superiore al muro spondale a separazione di Via Antinori, che risulta pertanto coinvolta dagli

allagamenti, ma senza che questi si propagano ulteriormente nel tessuto urbano a causa del dislivello significativo tra questa via e l'area di Via Giotto.

In particolare riguardo alla schematizzazione nel modello bidimensionale del Rio Ruscarolo, occorre ricordare quanto descritto nel Par. 4.3.4, in riferimento alle quote fittizie attribuite in batimetria per rappresentare la condizione di piena del corso d'acqua. Le esondazioni nell'alveo sono pertanto da valutare in riferimento al livello del pelo libero piuttosto che ai tiranti; in questi termini la quota raggiunta dagli allagamenti risulta mediamente pari a 7.23 m s.l.m., inferiore all'estradosso dei ponti circostanti ma di poco superiore alla sommità del muro in sponda sinistra del Rio Ruscarolo in corrispondenza di Via Antinori, che risulta pertanto soggetta ad allagamenti, con tiranti anche prossimi ai 2 metri a causa della quota particolarmente bassa della via, prossima a quella di fondo dell'alveo. Gli allagamenti risultano limitati a poche decine di metri di distanza dal rio poiché la via è collegata al resto dell'area urbana attraverso una strada particolarmente ripida dovuta al dislivello di alcuni metri tra Via Giotto e Via Antinori stessa. Le velocità di propagazione delle esondazioni mostrano valori non particolarmente elevati, generalmente inferiori a 0.6 m/s.

Stato di Progetto

Nella configurazione di progetto si evidenzia una situazione simile allo scenario precedente, con sormonto delle sponde negli stessi punti. Immediatamente a monte del ponte di Via Chiaravagna il profilo di corrente risulta pressoché inalterato, poiché il livello massimo raggiunto in alveo è sostanzialmente identico alla configurazione precedente; di conseguenza si osservano valori molto simili anche di tiranti e velocità nell'area esondata in sponda sinistra.

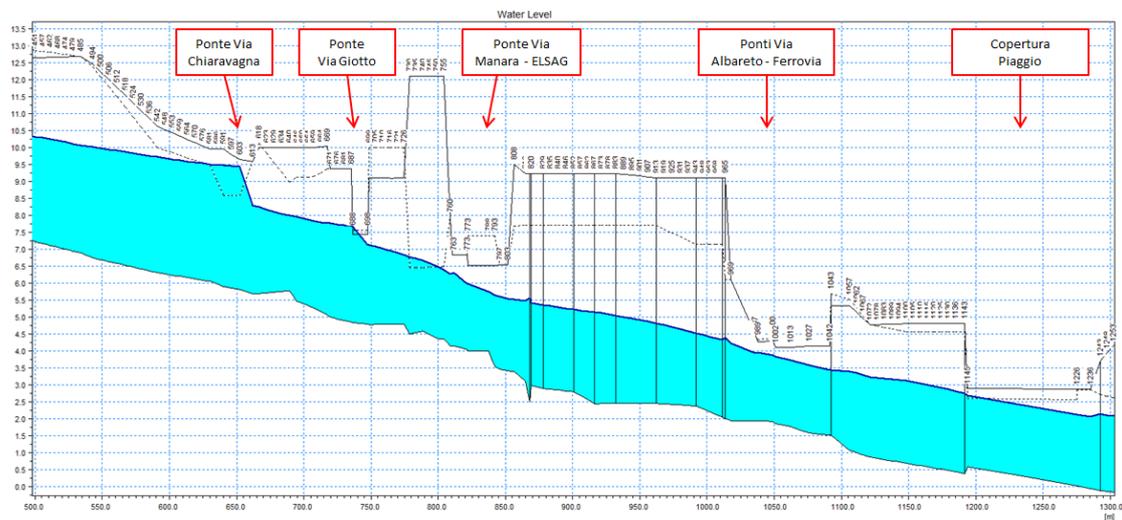


Figura 4.42 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 50 anni nello scenario di progetto.

Nel secondo tratto soggetto ad esondazione, invece, nella configurazione di progetto la stessa risulta limitata all'alveo del Rio Ruscarolo e al terrapieno situato tra i due torrenti, senza nessun sormonto spondale, poiché il livello massimo raggiunto risulta mediamente pari a 6.63 m s.l.m., inferiore quindi di circa 0.6m rispetto allo stato attuale e più basso del muro di sponda verso via Antinori.



Figura 4.43 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 50 anni nello scenario di progetto.

Sulla base delle risultanze indicate è pertanto possibile affermare che gli interventi proposti consentono di annullare gli episodi di esondazione a seguito di un evento con tempo di ritorno 50 anni per la quasi totalità del torrente investigato, ad eccezione del tratto immediatamente a monte di Via Chiaravagna, nel quale il livello risulta sostanzialmente inalterato.

Osservando in modo più ampio tutto il corso d'acqua si evidenzia come gli interventi considerati comportino un generale abbassamento della quota del pelo libero in alveo nel tratto dal ponte di Via Chiaravagna fino allo sbocco a mare, provocando conseguentemente un incremento del franco idraulico di sicurezza. Tale incremento è quantificabile in circa 0.5-0.6m a monte degli attraversamenti di Via Giotto, Via Manara e Via Albareto, raggiungendo circa 0.8m nel tratto a monte della copertura Piaggio.

A conclusione dell'analisi dei due scenari, a seguito di un evento con tempo di ritorno di 50 anni, si riportano in Figura 4.44 i rispettivi profili di corrente (rappresentati considerando la quota di intradosso delle coperture in caso di moto in pressione), nello stato attuale e di progetto, tra loro sovrapposti, al fine di operare un confronto tra le condizioni di deflusso in alveo nelle due configurazioni ed evidenziare i benefici apportati dagli interventi in progetto. Poiché nella definizione di quest'ultimo scenario la quota del fondo rimane inalterata rispetto allo stato attuale, a meno di locali modifiche di modesta entità dovute agli interventi previsti, in figura si è mantenuta per maggior chiarezza di rappresentazione la sola quota di fondo dello stato attuale; per ragioni analoghe non è inoltre riportato l'intero tratto di torrente oggetto di studio ma solo quello effettivamente soggetto a criticità e variazioni tra i due scenari, tralasciando la parte più a monte e quella in prossimità della foce. Maggiori dettagli sui manufatti (ponti, muri di sponda) presenti alle diverse progressive del torrente e ai rispettivi franchi idraulici della corrente, sono riportati in Tabella 4.3 e nelle tabelle dell'Allegato A.

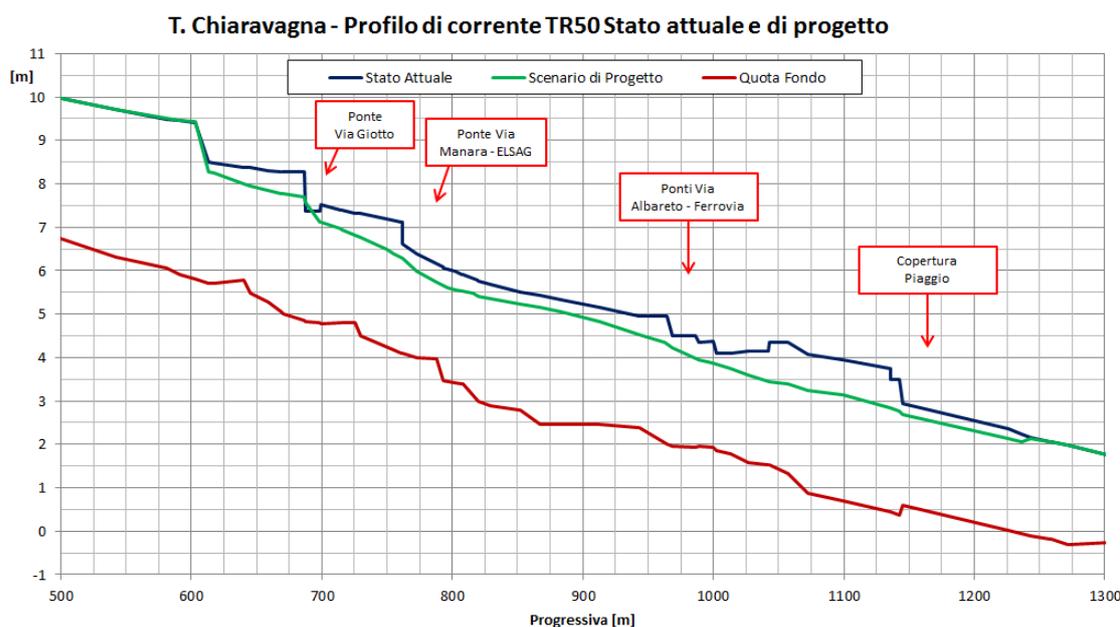


Figura 4.44 Confronto tra i profili di corrente dell'evento con tempo di ritorno 50 anni nello scenario attuale e di progetto.

4.4.4.2 Evento con tempo di ritorno 200 anni

Stato attuale

Nella configurazione attuale, la portata con tempo di ritorno 200 anni provoca sormonti delle sponde in più punti ed estesi allagamenti nell'area urbana circostante.

Analogamente a quanto evidenziato a seguito di un evento con tempo di ritorno 50 anni, il primo tratto a forte criticità risulta localizzato immediatamente a monte del ponte di Via Chiaravagna; in questo caso tuttavia il pelo libero in alveo raggiunge la quota di 10.37 m s.l.m., significativamente superiore all'estradosso del ponte, pari a 9.79 m s.l.m.. Di conseguenza, oltre al sormonto di entrambe le sponde, l'acqua supera l'impalcato propagandosi nel territorio circostante, in sponda sinistra lungo Via Chiaravagna per poi raggiungere sia la zona di Via Borzoli sia Via Giotto, mentre in sponda destra verso Piazza Aprosio e successivamente verso il centro di Sestri Ponente. In particolare i tiranti che si realizzano nell'area immediatamente a monte del ponte in sponda sinistra superano i 2.5 metri di altezza e sono tali da sormontare i muri perimetrali circostanti. Al contrario in direzione di Piazza Aprosio non si osservano tiranti di tale entità, ma il deflusso è caratterizzato da elevate velocità, con valori massimi superiori a 4 m/s, a causa della forte acclività del tratto dovuto al dislivello di oltre 5m tra il ponte e la piazza.

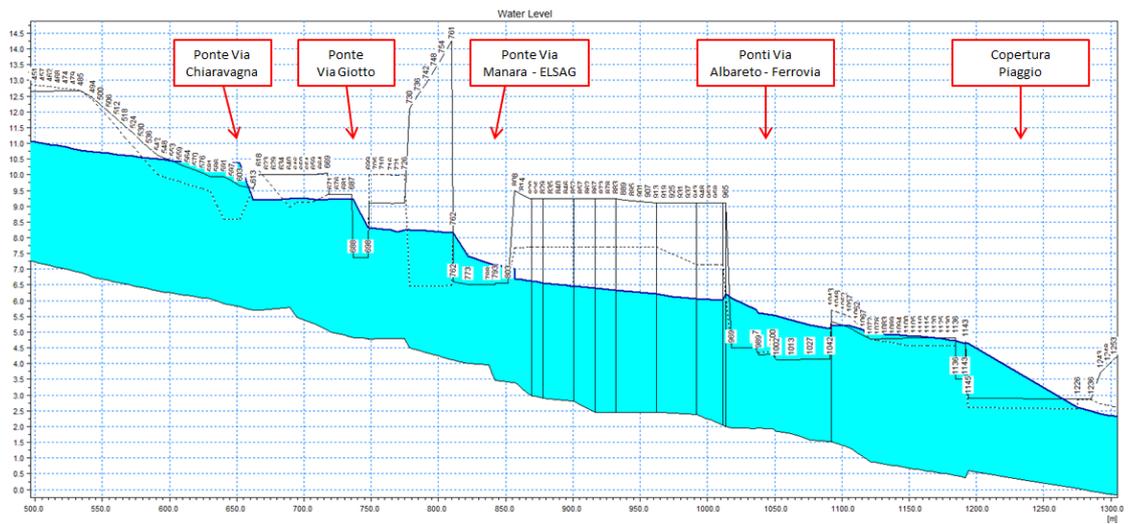


Figura 4.45 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale.



Figura 4.46 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.



Figura 4.47 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.

A valle del ponte, nonostante l'innalzamento della quota di sommità a seguito dei lavori effettuati, il muro in sponda sinistra non è comunque in grado di trattenere in alveo la piena, che mostra un livello superiore al muro per circa 0.2 m, esondando in Via Chiaravagna. L'area compresa tra la via stessa e l'edificio a forma a "L", caratterizzato dalla presenza del sottopasso, risulta allagata con tiranti massimi mediamente di 1.2m e dal sottopasso citato il deflusso superficiale si propaga verso via Borzoli, dove si osservano altezze d'acqua più contenute, inferiori al metro.

L'area di Via Giotto risulta interessata dal deflusso superficiale proveniente sia da Via Chiaravagna, a seguito delle esondazioni sopra descritte, sia da valle, a causa dei sormonti spondali che si verificano nell'area compresa tra la stessa via Giotto e Via Manara, in cui in misura decisamente più marcata si verifica quanto già descritto nel caso dell'evento con tempo di ritorno 50 anni. In via Giotto si osservano tiranti dell'ordine di 0.1-0.2m e velocità con valori massimi superiori ai 2.5 m/s sia in direzione ponente che levante.

Nel tratto a monte di Via Manara, dove la piena si espande in sponda sinistra ad occupare il terrapieno e l'alveo del Ruscarolo, il pelo libero raggiunge mediamente la quota massima di 8.14m s.l.m., di poco inferiore all'estradosso del ponte, ma tale da allagare ampiamente Via Antinori, con tiranti superiori a 2.5m che consentono la propagazione dell'esondazione fino a via Giotto, come descritto in precedenza.

Concentrando l'attenzione all'area del centro di Sestri Ponente, è possibile osservare estesi allagamenti, provenienti originariamente dal ponte di Via Chiaravagna e da Via Giotto. In generale si può stimare un tirante medio dell'ordine dei 0.5m, con alcune zone con valori prossimi a 0.8m ed altre, più periferiche rispetto al fenomeno complessivo, con altezze d'acqua inferiori a 0.2m. Ai valori citati fanno eccezione alcune aree particolarmente depresse, a causa della presenza di rampe di accesso a locali semiinterrati, ad esempio autorimesse, in cui si realizzano evidentemente altezze d'acqua notevolmente maggiori, anche superiori a 2 metri. In

termini di velocità, invece, il deflusso non è caratterizzato da valori particolarmente elevati, essendo l'area coinvolta sostanzialmente pianeggiante.



Figura 4.48 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.



Figura 4.49 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.

Analizzando invece la parte di levante dell'area di studio, dove si congiungono via Manara e via Giotto, si osservano valori massimi dei tiranti di 0.9m, che si riducono progressivamente fino all'esaurimento degli allagamenti.

Nella porzione di torrente compresa tra l'edificio ELSAG e Via Albareto non si verificano sormonti spondali, tuttavia in prossimità di quest'ultimo il pelo libero della corrente risulta molto prossimo alla quota di estradosso dell'impalcato, pur senza generare esondazioni.

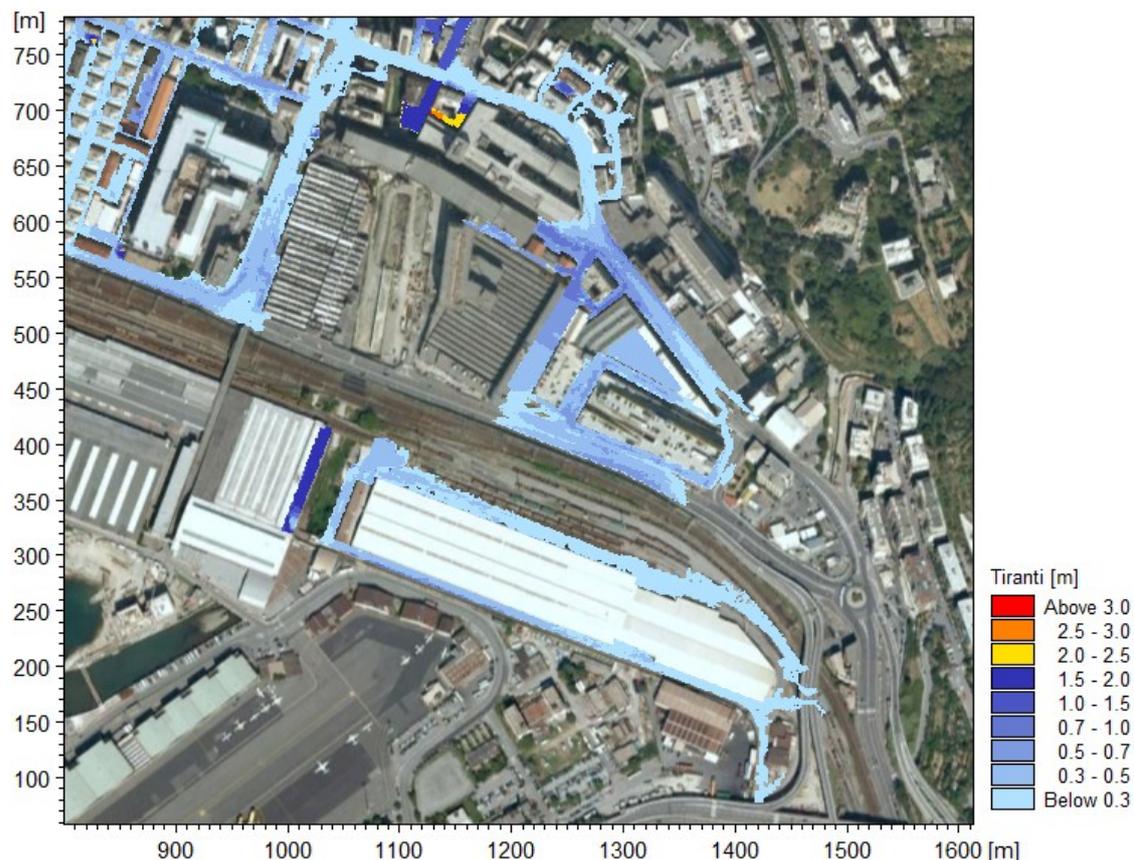


Figura 4.50 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area di levante e a valle dei binari ferroviari.

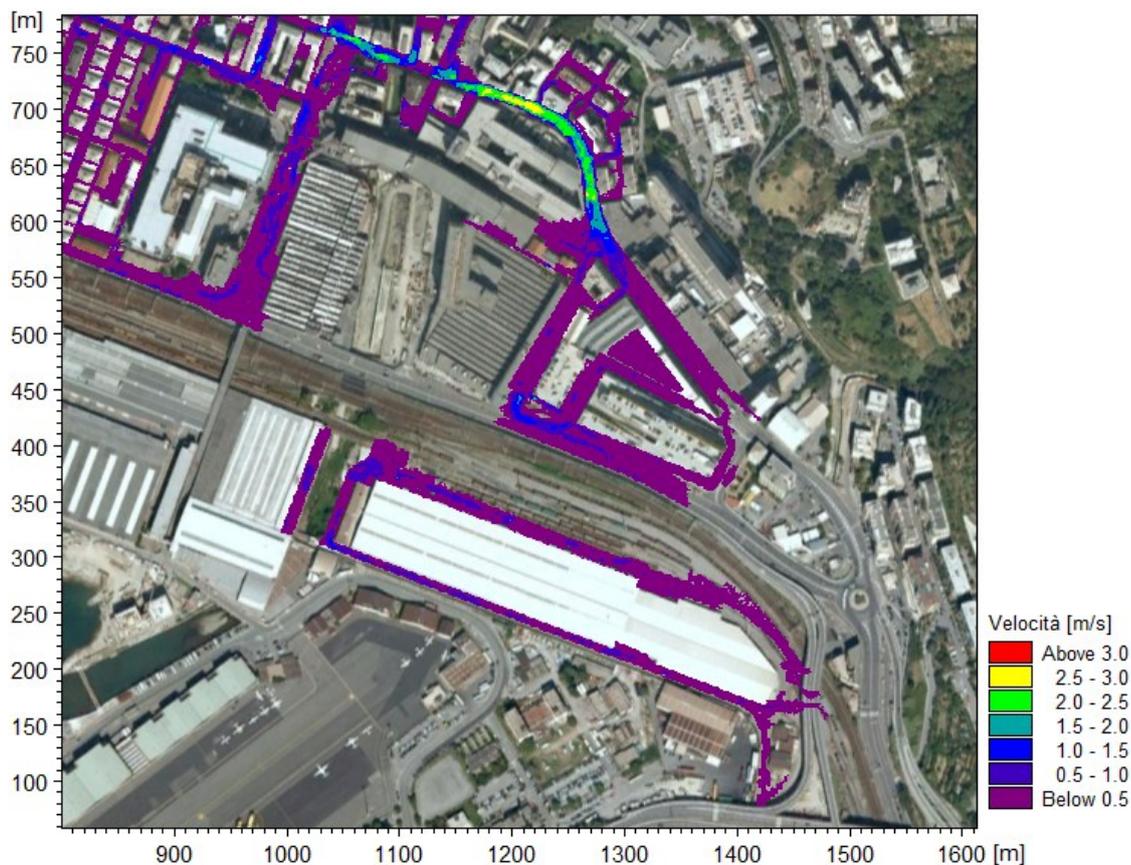


Figura 4.51 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di stato attuale nell'area di levante e a valle dei binari ferroviari.

Il successivo tratto in cui il torrente Chiaravagna fuoriesce dalle sponde è tra i ponti ferroviari e la copertura dello stabilimento Piaggio, dove si verificano esondazioni su entrambi i lati. Il pelo libero della corrente risulta superiore alle sommità spondali di circa 0.2-0.3m, allagando sul lato destro una limitata porzione delle aree dello stabilimento Piaggio, con tiranti significativi, pari mediamente a 1.5m, a causa del confinamento delle acque provocato dai capannoni e muri perimetrali presenti, che impediscono la propagazione degli allagamenti. Invece in sponda sinistra il deflusso si estende su una vasta area dello stabilimento ILVA, poiché si espande sui binari ferroviari, con tiranti medi di 0.3m nell'area più prossima al torrente, che si riducono progressivamente fino ad esaurirsi all'aumentare della distanza dall'alveo.

Stato di Progetto

Nella configurazione di progetto, le condizioni di deflusso della piena con tempo di ritorno 200 anni migliorano sensibilmente rispetto allo stato attuale, tuttavia permangono estesi allagamenti sull'area urbana circostante. In particolare rimane particolarmente critico il tratto immediatamente a monte del ponte di Via Chiaravagna, in cui il profilo della corrente si mantiene sostanzialmente inalterato, generando gli stessi sormonti spondali e conseguenti analoghi allagamenti nelle aree circostanti. In considerazione di ciò è possibile affermare che gli interventi inseriti nello scenario di progetto risultano inefficaci per il tratto a monte del ponte, in cui non si ottiene alcuna riduzione della profondità della corrente in alveo.

Al contrario, a partire dalla sezione immediatamente a valle del ponte di Via Chiaravagna fino alla foce, il profilo di corrente dello scenario di progetto risulta sensibilmente inferiore alla configurazione dello stato attuale.

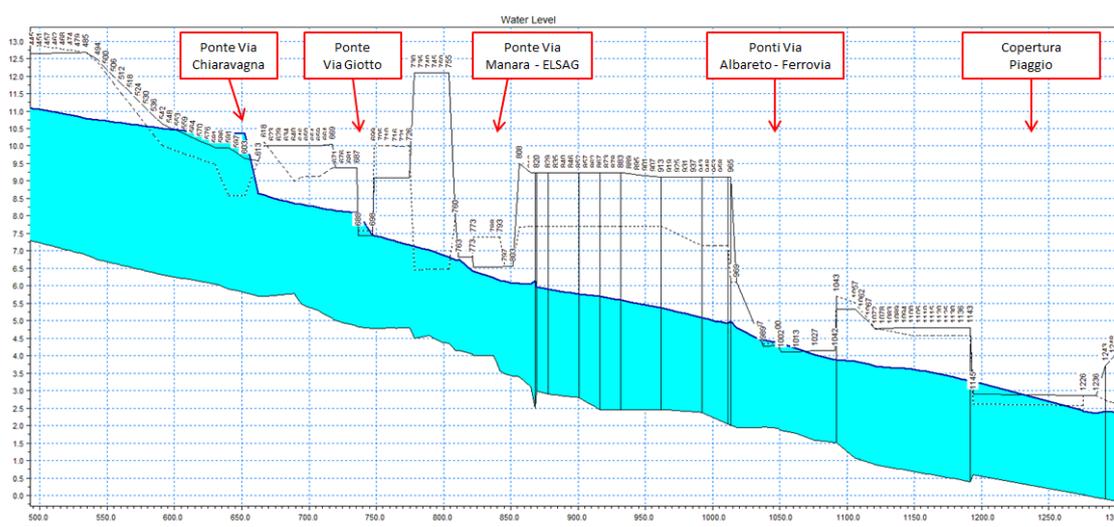


Figura 4.52 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di progetto.

Facendo riferimento alle criticità evidenziate nello scenario dello stato attuale, nel tratto precedente al ponte di via Giotto non si presenta alcun episodio di sormonto spondale, con franco idraulico variabile da 0.6 a 1.3m.

A monte di via Manara, dove è stata collocata la confluenza con il Rio Ruscarolo, il livello di massima piena si mantiene comunque superiore alla quota del terrapieno, soggetto quindi ad allagamenti, ma risulta sensibilmente inferiore allo scenario precedente, non raggiungendo la quota di intradosso del nuovo impalcato del ponte di Via Manara. In sponda sinistra del Rio Ruscarolo, la quota complessivamente raggiunta dalle esondazioni è di poco superiore al muro a separazione di Via Antinori, ma da un'attenta osservazione delle dinamiche di allagamento si osserva che in realtà quest'ultima risulta precedentemente raggiunta dalle esondazioni provenienti da via Giotto, che in seguito, con l'incrementarsi del tirante e contestualmente alla piena del corso d'acqua, superano la quota di sommità del muro.

Procedendo verso valle, in prossimità dell'imbocco del ponte di Via Albareto, si osserva un livello massimo del pelo libero inferiore di circa un metro rispetto allo scenario precedente; riduzione ancora più marcata, pari a circa 1.3m, è presente nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura Piaggio, dove pertanto non si verificano sormonti spondali, a conferma dell'efficacia per il tratto terminale del torrente degli interventi in progetto. In particolare in quest'ultimo tratto il franco idraulico si mantiene costantemente superiore al metro per la quasi totalità delle sezioni, mentre nello stato attuale si verificano allagamenti su entrambe le sponde.



Figura 4.53 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di progetto nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.



Figura 4.54 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di progetto nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.

Analizzando le esondazioni sull'area urbana di studio, nella configurazione di progetto esse hanno origine in modo quasi esclusivo dai sormonti spondali in prossimità del ponte di Via Chiaravagna e in minima parte dall'area della nuova confluenza con il Rio Ruscarolo. Nella zona del centro di Sestri Ponente, l'estensione degli allagamenti è sostanzialmente analoga allo stato attuale, con una variazione dei tiranti di pochi centimetri; anche in termini di velocità le differenze non sono significative, ad eccezione della zona presso la discesa di Via Giotto e l'inizio di Via Sestri in cui vi è una riduzione più marcata delle velocità, con differenze massime prossime a 1 m/s.

Analogamente nell'area in prossimità di Via Chiaravagna e Via Borzoli la riduzione degli allagamenti è poco significativa, con una variazione dei massimi tiranti non superiore a 0.2m; tale riduzione risulta invece più marcata in Via Antinori, pari mediamente a 0.9m.

Nella parte di levante dell'area di studio si osserva al contrario una significativa riduzione dell'estensione degli allagamenti e dei rispettivi tiranti. Nella zona dell'incrocio di Via Manara con Via Giotto, si ha un tirante mediamente inferiore di 0.4m e il deflusso si propaga ulteriormente per circa un centinaio di metri verso mare e verso levante; al contrario nello stato attuale le esondazioni si propagano fino alla rotonda di Via Albareto con Via Siffredi. In termini di velocità è opportuno evidenziare la riduzione che presente nella parte di levante di Via Giotto, in cui si osserva un'attenuazione dei valori massimi che in alcuni punti raggiunge i 2 m/s.

Come precedentemente illustrato analizzando il deflusso in alveo, nella configurazione attuale le sponde non vengono sormontate dalla piena nel tratto tra i ponti ferroviari e la copertura della Piaggio; a conseguenza di ciò non sono presenti allagamenti all'interno degli stabilimenti Piaggio e ILVA.



Figura 4.55 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di progetto nell'area a valle di Via Giotto.



Figura 4.56 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 200 anni nello scenario di progetto nell'area a valle di Via Giotto.

A conclusione dell'analisi dei due scenari, a seguito di un evento con tempo di ritorno di 200 anni, si riportano in Figura 4.57 i rispettivi profili di corrente (rappresentati considerando la quota di intradosso delle coperture in caso di moto in pressione), nello stato attuale e di progetto, tra loro sovrapposti, al fine di operare un confronto tra le condizioni di deflusso in alveo nelle due configurazioni ed evidenziare i benefici apportati dagli interventi in progetto. Poiché nella definizione di quest'ultimo scenario la quota del fondo rimane inalterata rispetto allo stato attuale, a meno di locali modifiche di modesta entità dovute agli interventi previsti, in figura si è mantenuta per maggior chiarezza di rappresentazione la sola quota di fondo dello stato attuale; per ragioni analoghe non è inoltre riportato l'intero tratto di torrente oggetto di studio ma solo quello effettivamente soggetto a criticità e variazioni tra i due scenari, tralasciando la parte più a monte e quella in prossimità della foce. Maggiori dettagli sui manufatti (ponti, muri di sponda) presenti alle diverse progressive del torrente e ai rispettivi franchi idraulici della corrente, sono riportati in Tabella 4.3 e nelle tabelle dell'Allegato A.

T. Chiaravagna - Profilo di corrente TR200 Stato attuale e di progetto

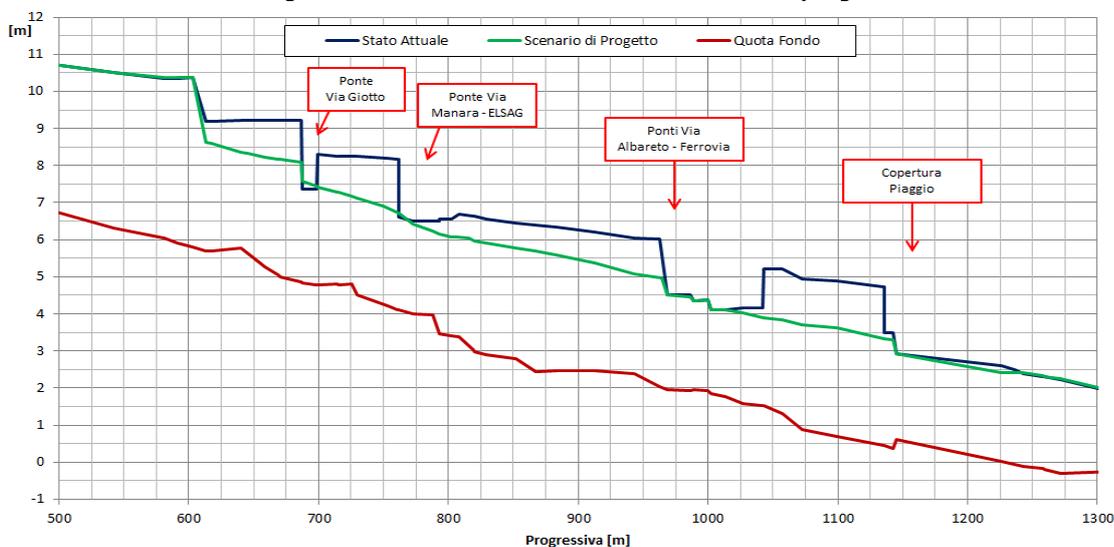


Figura 4.57 Confronto tra i profili di corrente dell'evento con tempo di ritorno 200 anni nello scenario attuale e di progetto.

4.4.4.3 Evento con tempo di ritorno 500 anni

Stato attuale

Nella configurazione attuale, la portata con tempo di ritorno 500 anni mostra le stesse criticità, ma amplificate, dell'evento con tempo di ritorno 200 anni, oltre a sormonti delle sponde e degli estradossi dei ponti in punti in precedenza non evidenziati.

Procedendo da monte verso valle la prima criticità si evidenzia nelle sezioni precedenti al ponte di Via Chiaravagna, con un livello massimo raggiunto all'imbocco della struttura di 10.70 m s.l.m., superiore pertanto all'estradosso di circa 0.9m; questo livello genera sormonti spondali e propagazioni degli allagamenti nelle aree urbane circostanti similmente all'evento con tempo di ritorno 200 anni. Nel caso in esame, tuttavia, si verificano esondazioni anche a valle del ponte e su entrambe le sponde, dove il livello risulta mediamente superiore della minima quota spondale di circa 0.6m in prossimità del ponte e 0.2m all'imbocco di via Giotto.

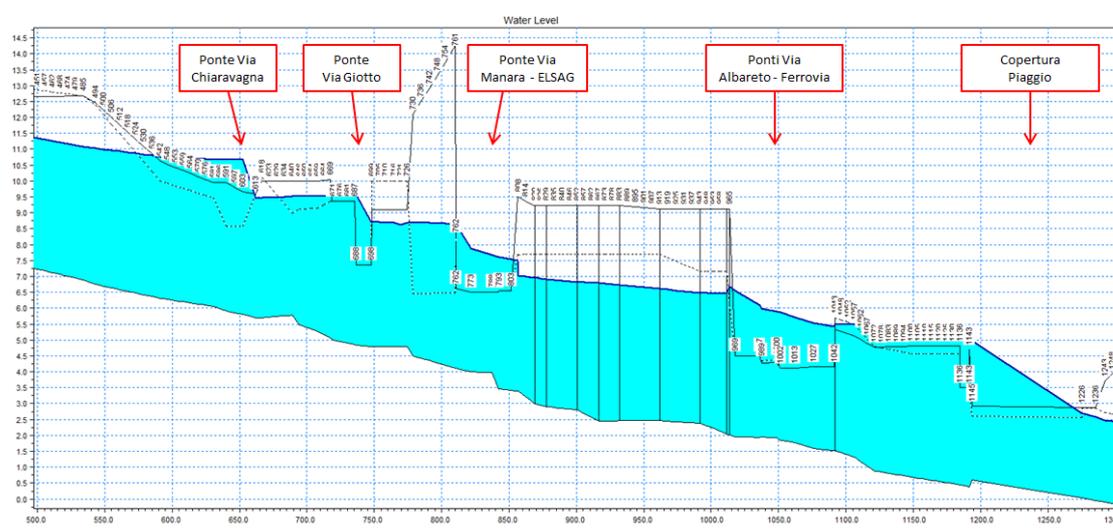


Figura 4.58 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale.

Nell'area urbana in sponda sinistra, da cui gli allagamenti si propagano nella zona di Via Borzoli, si realizzano tiranti superiori a 2.5m nella parte a monte del ponte, mentre a lato di Via Chiaravagna sono mediamente pari a 1.6m; all'opposto, in sponda destra, si registrano in Piazza Aprosio tiranti massimi mediamente pari a 1.4m.

In analogia agli eventi precedenti, in via Giotto in entrambe le direzioni si osservano elevate velocità di scorrimento, che in particolare nella parte di ponente raggiungono valori superiori a 5 m/s, mentre a levante si mantengono generalmente inferiori a 3 m/s.

Nella zona compresa tra via Giotto e Via Manara si verificano sormonti spondali analoghi a quanto evidenziato nell'analisi degli eventi precedenti; nel caso dell'evento in esame, tuttavia, si realizza nell'area del terrapieno e dell'alveo del Rio Ruscarolo un livello massimo superiore a 8.50 m s.l.m., che comporta quindi il sormonto dell'estradosso del ponte di Via Manara, che risulta pertanto coinvolto dagli allagamenti.

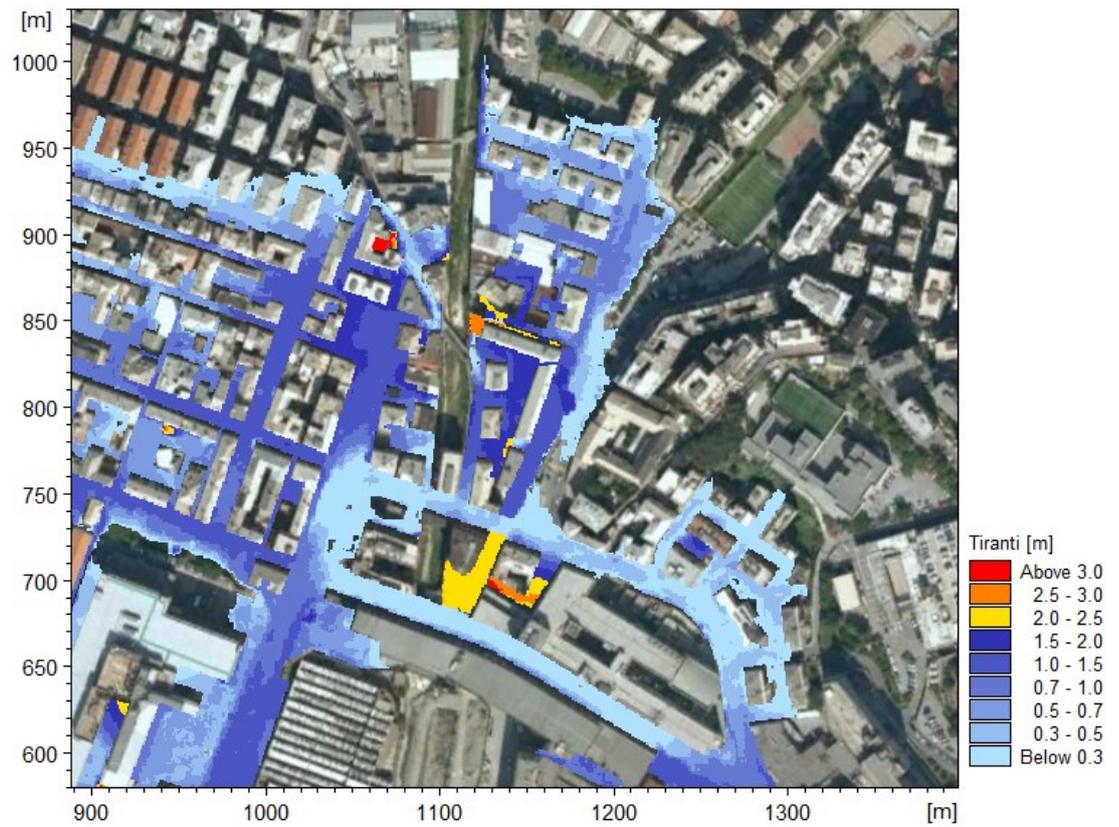


Figura 4.59 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna, Via Borzoli e Via Manara.



Figura 4.60 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area di Piazza Aprosio, V. Chiaravagna, V. Borzoli e V. Manara.

Nel tratto di torrente a valle dell'edificio ELSAG la piena rimane contenuta entro le sponde, ad eccezione dell'imbocco del ponte di Via Albareto, dove il livello massimo è circa 0.5m superiore all'estradosso dell'impalcato; risulta pertanto anch'esso coinvolto dagli allagamenti a seguito di un evento con tempo di ritorno 500 anni.

Infine nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura Piaggio si verifica il sormonto delle sponde su entrambi i lati, in analogia all'evento duecentennale nello scenario di stato attuale. In questo caso tuttavia la differenza tra massima quota del pelo libero in alveo e minima quota spondale raggiunge valori mediamente pari a 0.5m, mentre i tiranti generati nelle aree allagate sono dell'ordine dei 2 metri nell'area dello stabilimento Piaggio, in sponda destra, e circa 0.7 m in sponda sinistra in prossimità dell'alveo, per poi ridursi progressivamente all'interno delle aree dello stabilimento ILVA, in cui gli allagamenti si estendono ampiamente, fino ai limiti dell'area di studio, ai piedi della collina degli Erzelli.



Figura 4.61 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area di levante e a valle dei binari ferroviari.



Figura 4.62 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area di levante e a valle dei binari ferroviari.

Nella zona del centro di Sestri Ponente, a seguito di un evento con tempo di ritorno 500 anni, le esondazioni del T. Chiaravagna si propagano fino alle aree in prossimità di Via Merano e dell'ingresso del cantiere navale di Fincantieri. Le velocità massime di propagazione non assumono valori particolarmente significativi, mentre i tiranti risultano mediamente dell'ordine rispettivamente di circa 1.2m in Via Hermada e all'inizio di Via Puccini, 1m nella prima parte del centro di Sestri Ponente (indicativamente fino all'altezza della stazione ferroviaria), 1.3m nelle vie circostanti Piazza Aproso, per poi attenuarsi progressivamente all'aumentare della distanza dal torrente, ad eccezione delle rampe di ingresso dei piani semiinterrati di cui si è già descritto in precedenza.

Infine nella parte di levante dell'area di studio, indicativamente dall'incrocio di Via Manara con Via Giotto fino alla rotonda di Via Albareto con Via Siffredi, si verificano tiranti massimi mediamente pari a 1 metro, con valori di circa 1.5m in prossimità della rotonda stessa.

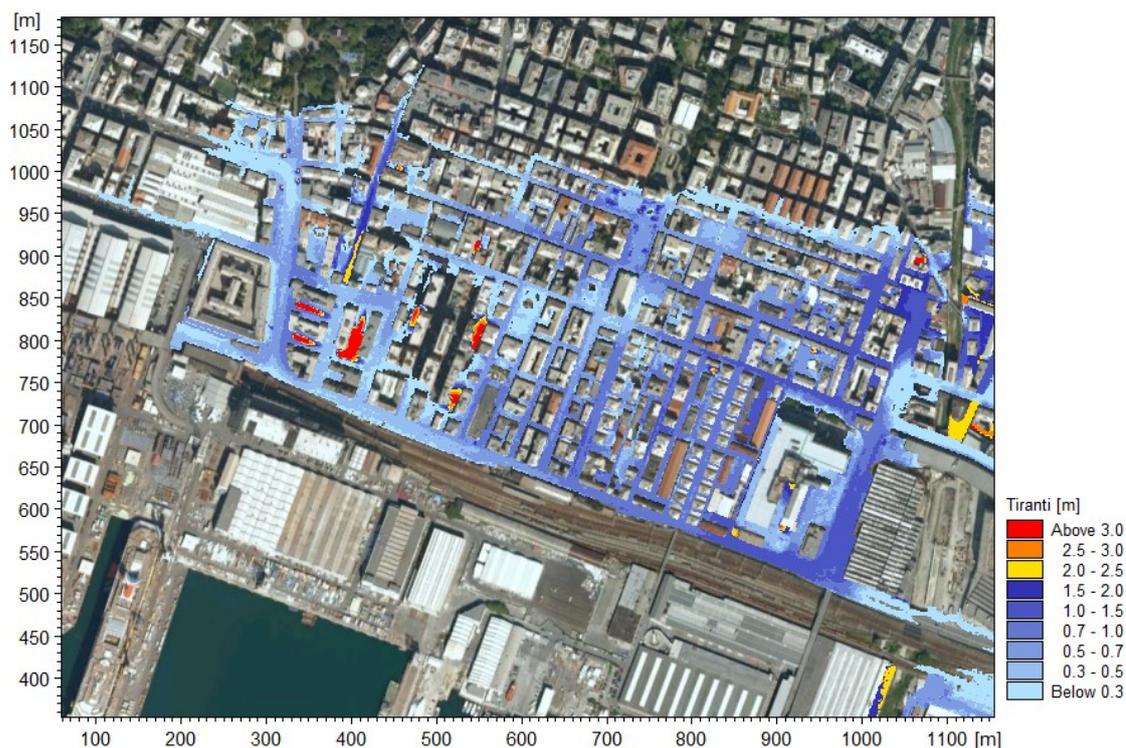


Figura 4.63 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.

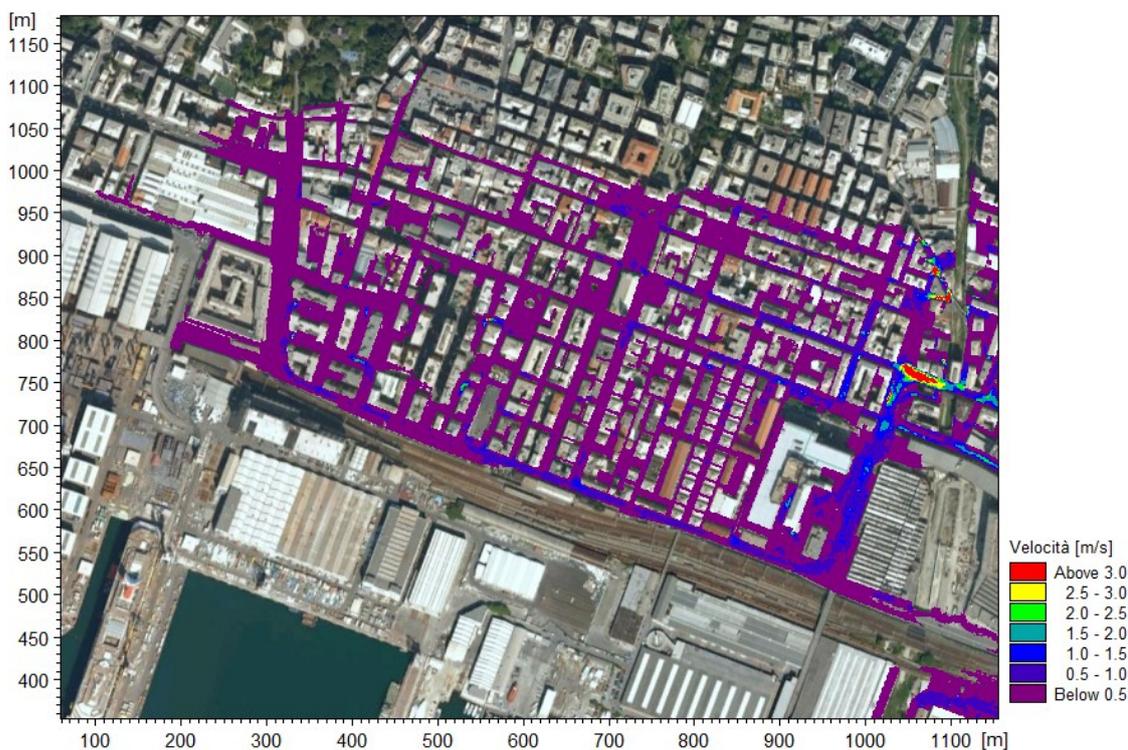


Figura 4.64 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di stato attuale nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.

Stato di Progetto

Nella configurazione di progetto le condizioni di deflusso della piena con tempo di ritorno 500 anni evidenziano, rapportate con quanto avviene nello stato attuale, caratteristiche analoghe

all'evento duecentennale. A monte del ponte di Via Chiaravagna, infatti, la corrente mantiene inalterato il proprio profilo, generando pertanto analoghi sormonti delle sponde e dell'impalcato del ponte.

Proseguendo verso valle, nella configurazione di progetto la corrente risulta sempre contenuta entro le sponde per tutto il tratto di torrente dal ponte fino alla foce, con un sensibile abbassamento del profilo rispetto allo stato attuale, ad eccezione dell'area della nuova confluenza tra i due torrenti immediatamente a monte di via Manara, in totale analogia con quanto osservato nel caso dell'evento il tempo di ritorno di 200 anni.

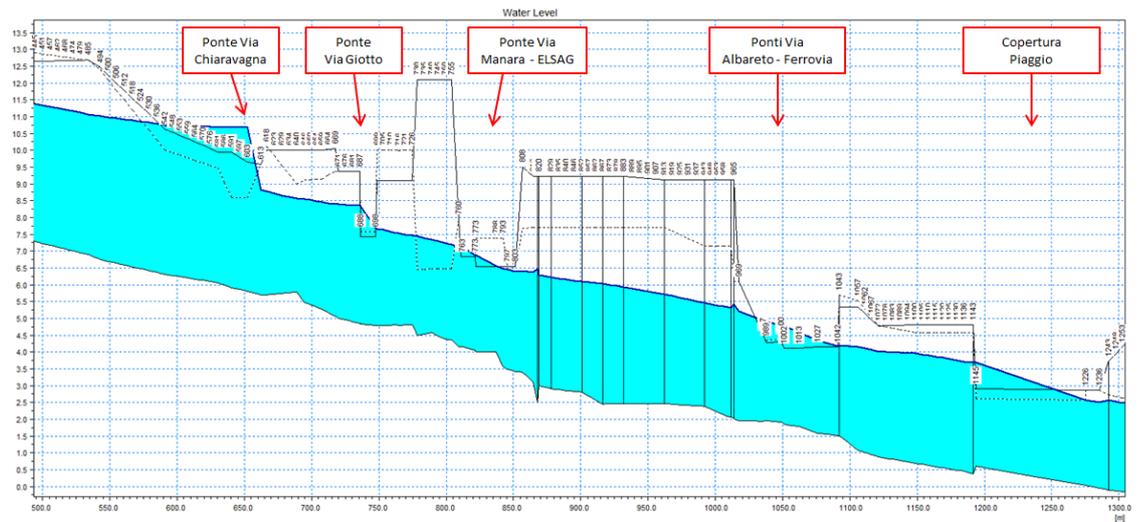


Figura 4.65 Profilo di corrente dell'evento con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto.

Nella porzione di torrente compresa tra il ponte di Via Chiaravagna e quello di via Giotto, si osserva una riduzione della quota del pelo libero superiore al metro per la maggior parte del tratto, con un franco di sicurezza variabile da 0.4m a 1m.

Analogamente si osserva un significativo abbassamento del livello massimo tra il ponte di Via Giotto e quello di Via Manara, abbassamento che varia da 1m a 1.5m rispetto allo stato attuale. Ciò nonostante, nella configurazione di progetto, il livello si mantiene comunque superiore all'intradosso del nuovo impalcato del ponte di via Manara e naturalmente alla quota del terrapieno posto a separazione del Rio Ruscarolo.

Procedendo verso valle, in prossimità dell'imbocco del ponte di Via Albareto, si registra un abbassamento del livello rispetto allo stato attuale di circa 1.2m, raggiungendo la corrente una quota intermedia tra l'intradosso e l'estradosso della copertura. Nel tratto successivo, tra i ponti ferroviari e la copertura Piaggio, la differenza è invece mediamente pari a 1.3m e nella nuova configurazione si osserva un valore del franco idraulico variabile da 0.6m a 1.1m.



Figura 4.66 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.



Figura 4.67 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area di Piazza Aprosio, Via Chiaravagna e Via Borzoli.

Osservando le esondazioni nell'area urbana circostante al torrente, emerge una superficie complessiva degli allagamenti significativamente inferiore rispetto allo stato attuale. In dettaglio nel centro di Sestri Ponente la riduzione, in termini di estensione, non è particolarmente marcata, e in termini di tirante varia da circa 0.2m nelle zone più prossime al torrente a circa 0.1m in quelle più distanti. Anche nella zona di Via Borzoli si assiste a una lieve riduzione della superficie complessivamente allagata, con una diminuzione media dei tiranti di circa 0.2m. Nell'area in sponda sinistra immediatamente a monte di via Giotto, invece, la riduzione dei tiranti risulta più evidente e pari a circa 0.4m.

I fenomeni di allagamento sono invece sensibilmente inferiori nella parte di levante dell'area di studio: Via Manara e Via Albareto non risultano più coinvolte dagli allagamenti e da Via Giotto gli stessi si propagano per circa un centinaio di metri oltre l'incrocio con via Manara, mentre nella configurazione attuale raggiungono la rotonda situata ai piedi della collina degli Erzelli. Inoltre nelle aree comunque soggette ad allagamenti, i tiranti sono mediamente inferiori di circa 0.9m nell'area in prossimità dell'incrocio succitato.

Infine non si verifica alcuna esondazione a valle dei binari ferroviari poiché, come descritto in precedenza, in quest'ultimo tratto la piena risulta contenuta entro le sponde.



Figura 4.68 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.



Figura 4.69 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area del centro dell'abitato di Sestri Ponente.

In termini di velocità di propagazione degli allagamenti, l'evento con tempo di ritorno 500 anni nella configurazione di progetto non presenta per la quasi totalità dell'area coinvolta valori significativi, tranne che in poche eccezioni, mantenendosi generalmente inferiori ai 0.5 m/s e con velocità prossime a 1 m/s nelle vie preferenziali del deflusso superficiale. Valori più elevati si registrano, infatti, in Via Chiaravagna in prossimità di Piazza Aproso, con velocità massime oltre i 5 m/s, e in via Giotto sia nella parte di ponente, all'imbocco di Via Hermada, con velocità in alcuni punti anche superiori ai 3 m/s, sia verso levante, con valori invece più contenuti e generalmente inferiori a 2 m/s. In particolare in questa porzione di strada si evidenziano le differenze maggiori in termini di velocità di deflusso rispetto allo stato attuale, con valori inferiori in alcuni punti di oltre 2 m/s.

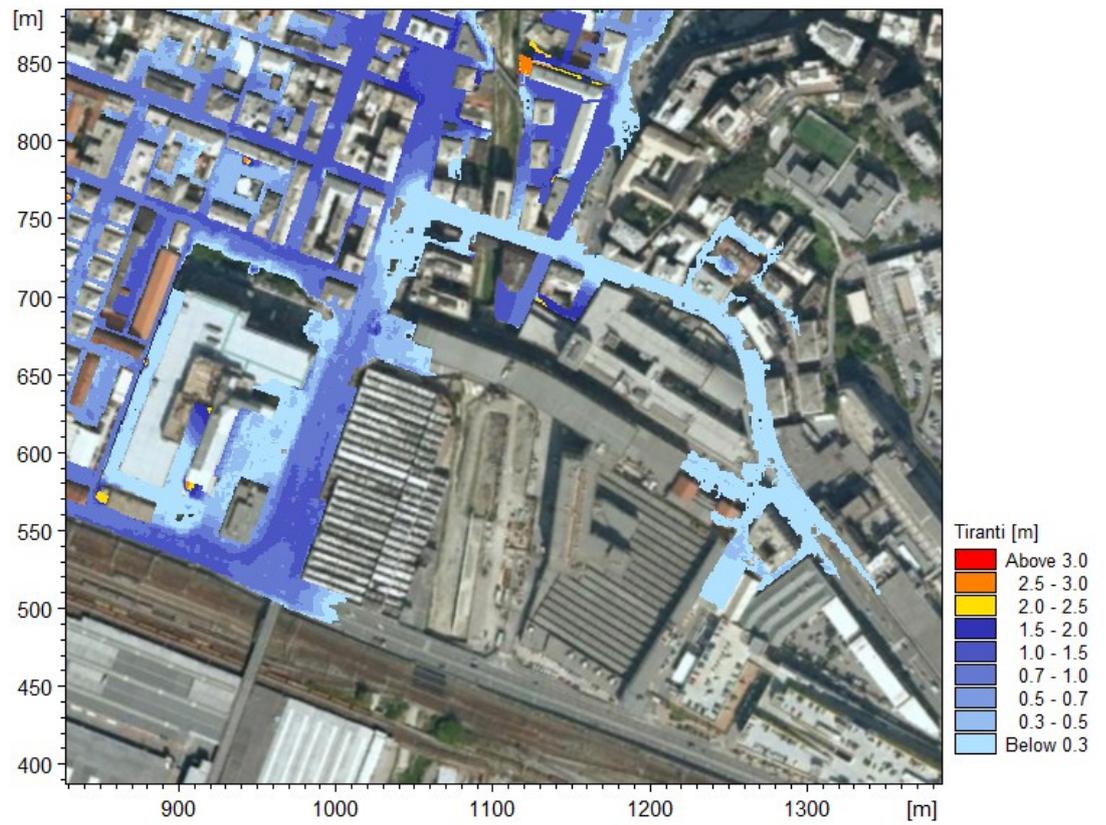


Figura 4.70 Massimi tiranti degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area a valle di Via Giotto

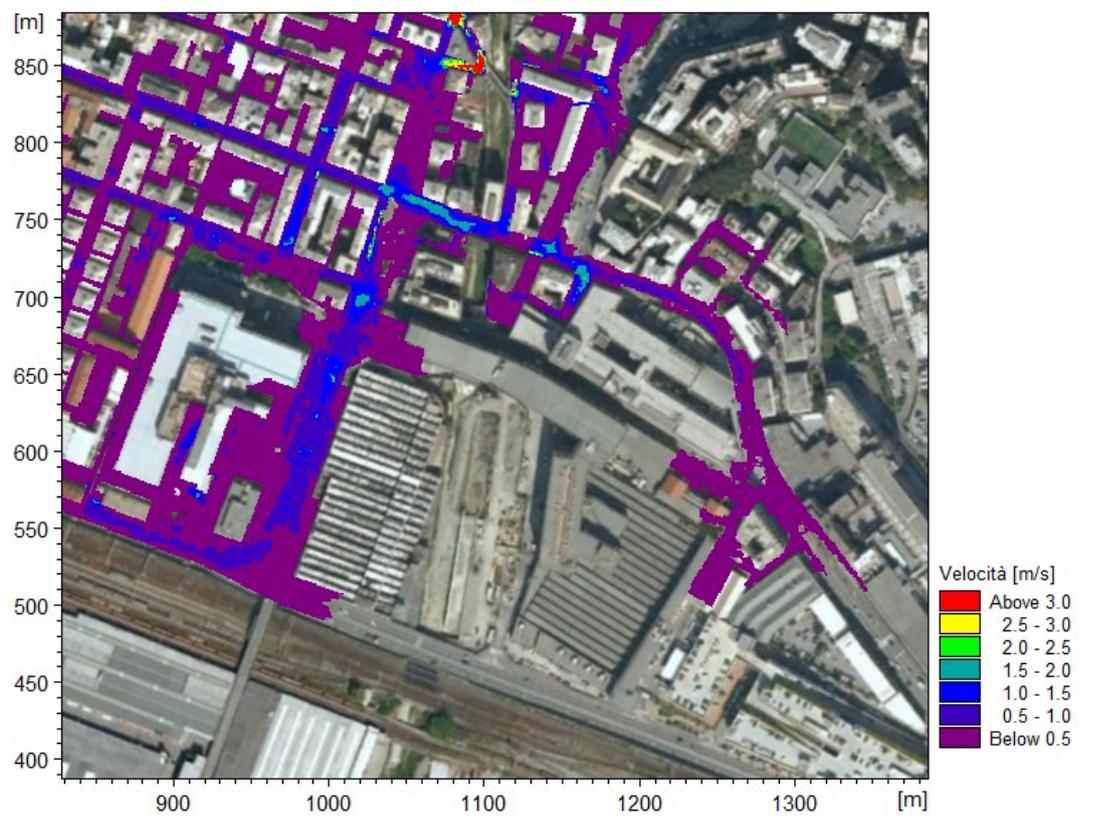


Figura 4.71 Massime velocità di scorrimento degli allagamenti con tempo di ritorno 500 anni nello scenario di progetto nell'area a valle di Via Giotto

A conclusione dell'analisi dei due scenari, a seguito di un evento con tempo di ritorno di 500 anni, si riportano in Figura 4.72 i rispettivi profili di corrente (rappresentati considerando la quota di intradosso delle coperture in caso di moto in pressione), nello stato attuale e di progetto, tra loro sovrapposti, al fine di operare un confronto tra le condizioni di deflusso in alveo nelle due configurazioni ed evidenziare i benefici apportati dagli interventi in progetto.

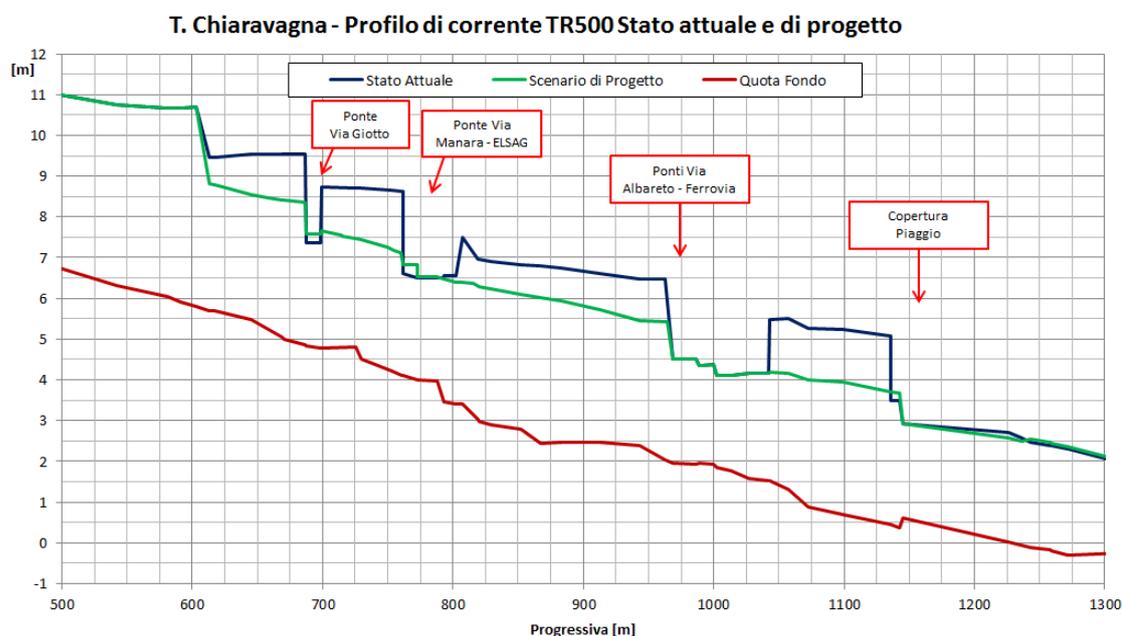


Figura 4.72 Confronto tra i profili di corrente dell'evento con tempo di ritorno 500 anni nello scenario attuale e di progetto

4.4.4.4 Restituzioni

La presente relazione è integrata da un corollario di tabelle ed elaborazioni cartografiche che forniscono un quadro di dettaglio sui risultati della simulazione modellistica effettuata per assegnato tempo di ritorno.

Nello specifico, sono state predisposte le seguenti risultanze:

- tabelle relative ai valori idrodinamici in alveo per tutti gli scenari e i tempi di ritorno considerati, contenute nell'allegato A. Le tabelle riportano le seguenti informazioni:
 - Progressiva: valore di posizionamento della sezione trasversale, come distanza progressiva in [m] a partire dall'inizio del tratto;
 - ID sezione: identificativo della sezione trasversale;
 - Quota fondo: minimo livello altimetrico [m s.l.m.] delle quote d'alveo;
 - Y: tirante idrico in [m];
 - PL: livello del pelo libero in [m s.l.m.];
 - V: velocità della corrente in [m/s];
 - Fr: numero di Froude;
 - H: valore del carico totale in [m s.l.m.];
 - Franco: franco idraulico di sicurezza in [m].

- Estensione delle aree inondabili e delle aree storicamente inondate sull'area oggetto di studio nello stato attuale, riportata nell'elaborato 22800503-01-00600, Tavola 1;
- Griglia di valori massimi di velocità simulati per assegnato tempo di ritorno sull'area oggetto di studio nello stato attuale, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00600, Tavola 2 (Tr=50 anni), Tavola 3 (Tr=200 anni), Tavola 4 (Tr=500 anni);
- Griglia di valori massimi di tiranti idrici simulati per assegnato tempo di ritorno sull'area oggetto di studio nello stato attuale, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00600, Tavola 5 (Tr=50 anni), Tavola 6 (Tr=200 anni), Tavola 7 (Tr=500 anni);
- Estensione delle fasce di inondabilità sull'area oggetto di studio nello stato attuale, riportata nell'elaborato 22800503-01-00600, Tavola 8;
- Estensione delle aree inondabili per assegnato tempo di ritorno sull'area oggetto di studio nello scenario di progetto, riportata nell'elaborato 22800503-01-00700, Tavola 1 (Tr=50 anni), Tavola 4 (Tr=200 anni), Tavola 7 (Tr=500 anni);
- Griglia di valori massimi di velocità simulati per assegnato tempo di ritorno sull'area oggetto di studio nello scenario di progetto, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00700, Tavola 2 (Tr=50 anni), Tavola 5 (Tr=200 anni), Tavola 8 (Tr=500 anni);
- Griglia di valori massimi di tiranti idrici simulati per assegnato tempo di ritorno sull'area oggetto di studio nello scenario di progetto, riportata nell'elaborato cartografico 22800503-01-00700, Tavola 3 (Tr=50 anni), Tavola 6 (Tr=200 anni), Tavola 9 (Tr=500 anni).

4.4.5 Analisi modellistica del trasporto solido

Di seguito si illustra la metodologia seguita per l'analisi delle tendenze evolutive del tratto del Torrente Chiaravagna in esame. Si sono utilizzate tre distinte formulazioni del processo, in modo da fornire uno spettro più ampio di risultanze: tale approccio è legato alle incertezze che affliggono i modelli di trasporto solido, per cui fornire le risultanze di formulazioni diverse risulta utile per comprendere la sensibilità del tratto al variare delle espressioni modellistiche.

La scelta di dettagliare i fenomeni di trasporto solido nel tratto del Torrente Chiaravagna è legata alla considerazione di vari fattori e risultanze di precedenti indagini, in particolare relative alla redazione del Piano di Bacino Stralcio per il Torrente Chiaravagna e degli altri studi pregressi consultati.

Un elemento significativo che caratterizza il bacino in esame è costituito dalla presenza di numerosi fenomeni franosi nelle zone di monte, alcuni anche di notevole entità e dunque significativo volume potenzialmente movimentabile. In particolare, tali fenomeni di dissesto sono generalmente localizzati lungo il versante orientale del M. Contessa e sul versante occidentale del Bric Teiolo-Bric dei Corvi Nord. Buona parte dei materiali componenti tali dissesti risulta andare a formare una porzione consistente del trasporto solido dei corsi d'acqua a valle (Torrente Chiaravagna e suoi tributari) in occasione degli eventi di piena. Come riportato nella Relazione dei C.T della Procura (pag. 140), a causa della granulometria del materiale nella zona in esame la massima distanza percorribile dai sedimenti in un singolo evento di piena risulta dell'ordine del centinaio di metri. Di conseguenza, un solo evento di piena non consente una movimentazione significativa del materiale, che però può avvenire a seguito di una serie di eventi. Tale fenomeno, associato alla scarsa manutenzione dell'alveo dal punto di vista del sovralluvionamento, può comportare una riduzione della luce disponibile nelle sezioni di valle e dunque un aumento della pericolosità idraulica nel tratto oggetto del presente studio, già decisamente critico come illustrato nei capitoli precedenti.

La presenza di sedimenti movimentati da eventi passati è osservabile nel tratto di valle soprattutto in corrispondenza di alcune sezioni associate a fenomeni di deposizione: a conferma

di tale stato di cose, si evidenzia che alla fine dell'estate del 2010 la Polizia Idraulica Provinciale ha segnalato come nell'intero tratto terminale dell'alveo del Chiaravagna fosse presente un notevole sovralluvionamento, con "incremento del rischio idraulico in un tratto già caratterizzato da elevata criticità".

A ulteriore conferma della criticità idraulica associata al trasporto solido il Piano di Bacino Stralcio prevede nell'ambito degli interventi di sistemazione idraulica del tratto terminale del Torrente Chiaravagna la costruzione di due vasche di sedimentazione, una a monte per il materiale più grossolano e una di valle per le granulometrie più fini. La localizzazione più idonea per la vasca di monte è prevista nel tratto compreso tra la briglia in corrispondenza del viadotto autostradale e l'attraversamento di via P.D. da Bissone, per uno sviluppo longitudinale di circa 75 m, larghezza media alla base di 26 m e un volume di sedimentazione pari a 4400 m³ (Figura 4.73). Tale vasca, nonostante i fondi necessari siano già stati stanziati, risulta a tutt'oggi non realizzata, così come gli interventi subito a monte e a valle della stessa, rappresentati da due briglie a massi cementati a sezione trapezia.

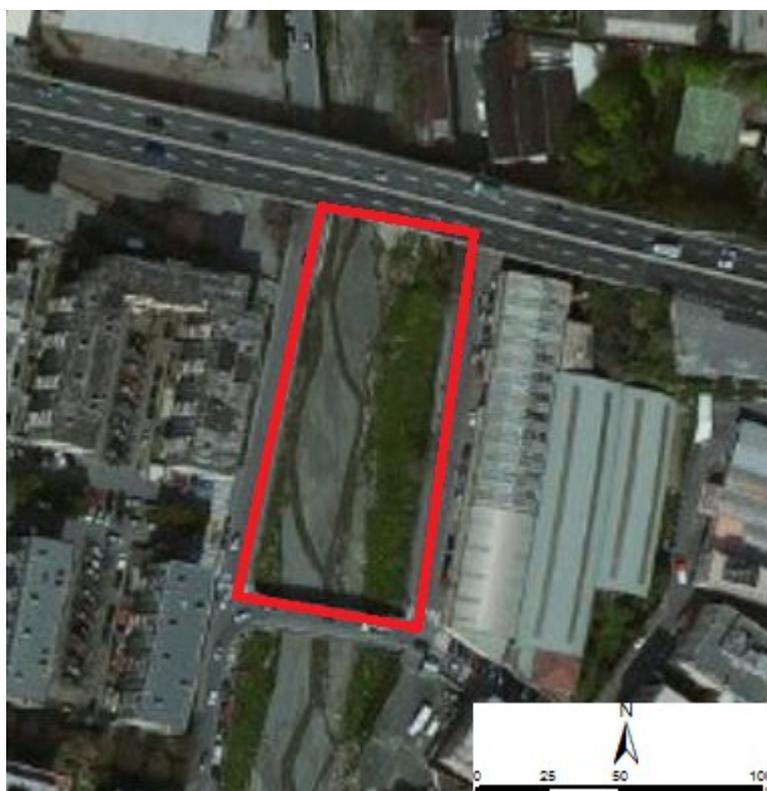


Figura 4.73 Vasca di laminazione, prevista dal Piano di Bacino Stralcio ma non realizzata, compresa tra la briglia in corrispondenza del viadotto autostradale e l'attraversamento di via Bissone (quadrilatero rosso).

In corrispondenza dello sbocco a mare del corso d'acqua è stata realizzata nell'anno 2000 una vasca di sedimentazione, raffigurata in Figura 4.74. La sua realizzazione è stata valutata come necessaria dal Piano di Bacino Stralcio, indicata nel Piano degli Interventi esplicitamente come "vasca di sedimentazione". Dalla figura si può notare come la vasca risulti essere colma di sedimenti, comportando, tra l'altro, anche problemi igienico-sanitari.

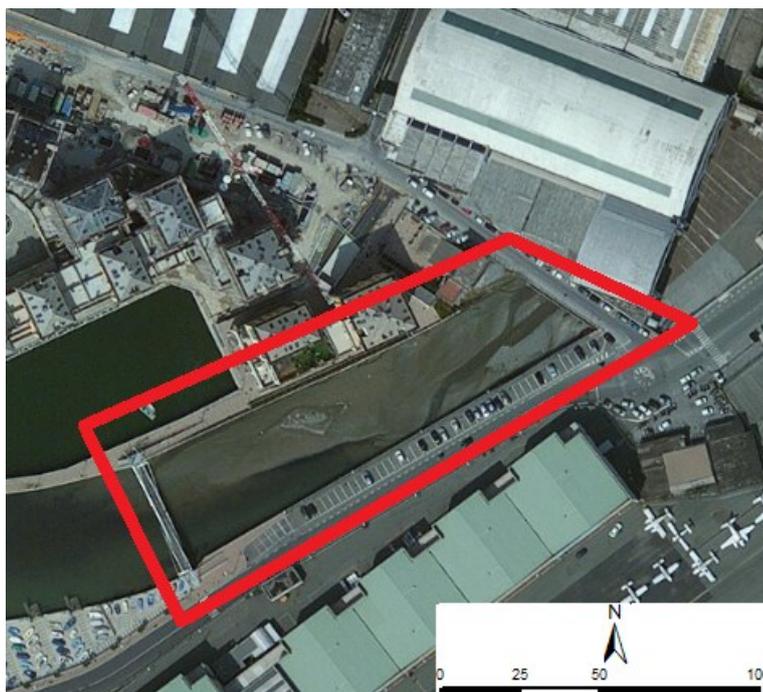


Figura 4.74 Vasca di laminazione allo sbocco a mare del Torrente Chiaravagna (quadrilatero rosso). Si nota l'affioramento di sedimenti, che denotano l'assenza di manutenzione della struttura.

La considerazione dei vari fattori riportati nel presente paragrafo ha dunque suggerito agli scriventi l'indagine descritta nei paragrafi seguenti, in modo da fornire un ulteriore elemento di conoscenza in relazione alla situazione di pericolosità idraulica del tratto terminale del Torrente Chiaravagna, tenendo in considerazione i processi caratterizzanti significativamente il corso d'acqua.

4.4.5.1 Approccio modellistico

L'analisi è finalizzata allo studio della dinamica d'alveo del Torrente Chiaravagna con l'obiettivo di individuare le attuali tendenze evolutive di tipo localizzato, trascurando quelle di tipo generalizzato. Il primo tipo fa riferimento al periodo di piena (dell'ordine delle decine di ore), mentre per il secondo le valutazioni sono riferite alla media scala temporale (dell'ordine delle decine di anni).

La metodologia di indagine si basa sulla stima della capacità di trasporto solido nelle singole sezioni e la quantificazione delle tendenze evolutive è correlata all'entità degli squilibri rilevati e alla probabilità del loro verificarsi.

E' noto che la valutazione del trasporto solido è complessa e dai risultati privi di un grado di affidabilità confrontabile con quello della stima di altri parametri relativi alle condizioni di deflusso.

Lo studio è stato condotto mediante la messa a punto di un modello numerico di simulazione monodimensionale di bilancio del trasporto solido a fondo fisso, finalizzato a valutare i valori di capacità di trasporto lungo i tratti in esame. L'approccio a fondo fisso è stato preferito a quello a fondo mobile, in quanto ritenuto più idoneo alle finalità dello studio: i valori di potenzialità di trasporto in ogni sezione costituiscono infatti un chiaro indicatore per la valutazione della funzionalità idraulica del tratto oggetto di studio.

Per la rappresentazione dei fenomeni di trasporto solido è stato utilizzato il modulo ST (*Sediment Transport*) del codice MIKE 11, strettamente integrato con il modulo idrodinamico HD utilizzato per le analisi idrauliche e descritto nell'Allegato C.

Il modello, in quanto monodimensionale, non è evidentemente in grado di simulare la dinamica locale del trasporto solido in modo dettagliato, cosa che richiederebbe un modello bidimensionale se non addirittura tridimensionale. Nonostante ciò, i risultati che si ottengono con un modello basato sul codice MIKE 11 sono utili per fornire un inquadramento generale del problema ed ipotesi plausibili su quelli che possono essere i valori di portata solida lungo lo sviluppo dell'asta indagata.

4.4.5.2 Messa a punto del modello

Il modello monodimensionale di trasporto solido è stato applicato sugli ultimi 1.5 km circa del Torrente Chiaravagna (Figura 4.75), a partire dalla soglia in corrispondenza del viadotto autostradale (progr. -1) sino allo sbocco a mare (progr. 1593).

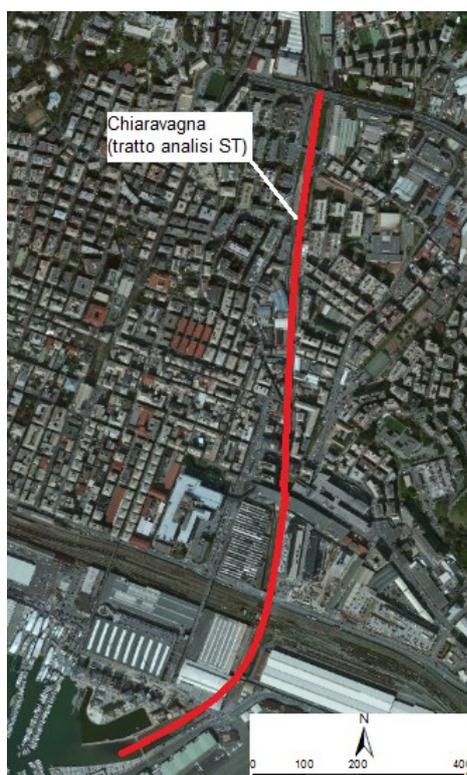


Figura 4.75 Torrente Chiaravagna: tratto analizzato in relazione alle dinamiche di trasporto solido.

Per rappresentare la dinamica del fenomeno del trasporto solido è stato utilizzato un modulo specifico di MIKE 11, denominato ST o meglio NST (Non-Cohesive Sediment Transport). Il modulo di calcolo del trasporto solido (ST) funziona come un modulo aggiuntivo in MIKE 11 a quello idrodinamico (HD), dove il trasporto solido è calcolato in funzione della simulazione idrodinamica. Di conseguenza il modello di trasporto solido applica lo stesso schema di calcolo e gli stessi dati geometrici del modello HD precedentemente sviluppato.

4.4.5.3 Metodologia

Nella messa a punto del modello sono state applicate le seguenti ipotesi di calcolo:

- la schematizzazione del modello di trasporto solido è basata su quella adottata nel modello idrodinamico 1D descritto nel Par. 4.4 del presente elaborato;
- il modello idrodinamico fornisce gli input al modello ST in termini di portata, livelli idrici, velocità etc. Il modello ST considera condizioni di fondo fisso, ovvero non prevede un adeguamento morfologico dell'alveo: la quota di fondo alveo rimane dunque invariata e di conseguenza anche la geometria della sezione;

- tra le varie formulazioni teoriche di trasporto solido presenti nel codice di calcolo MIKE 11-ST, si è fatto riferimento alle formule di *Engelund-Fredsøe*, *Engelund-Hansen* e *Smart-Jaeggi*, ovvero alle formulazioni più idonee in relazione alle caratteristiche dei corsi d'acqua in esame. La formula di Smart-Jaeggi, scelta come formula di riferimento per il calcolo del trasporto solido nel modello numerico sviluppato per questa attività, è stata enunciata per materiale grossolano e corsi d'acqua con discreta pendenza di fondo e per questo sembra maggiormente adatta alle caratteristiche tipiche del Torrente Chiaravagna nel tratto indagato. In ogni caso, visto che non è stato possibile realizzare un'effettiva taratura (di tipo quantitativo) del modello e al fine di valutare la rappresentatività della formula di Smart-Jaeggi stessa nel caso in esame, sono state applicate anche le altre due formule di confronto, ritenute comunque valide ed applicabili su corsi d'acqua con caratteristiche simili a quelli in esame. Una breve descrizione del modulo ST è riportata nell'allegato C;
- il sedimento è composto da ghiaie con diametro caratteristico d_{50} variabile tra 2 e 10 mm lungo lo sviluppo dell'alveo in esame.

4.4.5.4 Dati di input

I dati richiesti ed applicati come input al modello numerico sia idrodinamico che di trasporto solido sono descritti nel seguito. Considerando una configurazione a fondo fisso, finalizzata al calcolo della capacità di trasporto solido in ogni sezione, non è risultato necessario inserire condizioni al contorno di portata solida. In tale configurazione, infatti, il modello applica l'ipotesi di "stabilità morfologica" nelle varie sezioni: di conseguenza le portate solide stimate coincidono con i valori di capacità di trasporto solido relativi alle varie sezioni.

4.4.5.5 Condizioni al contorno idrodinamiche

Il modello idrodinamico utilizza di norma serie temporali o valori costanti di portata come condizione al contorno di monte e una serie temporale o valore costante di livello idrico o una scala di deflusso come condizione al contorno di valle.

Condizione di monte

Essendo tale studio relativo alle dinamiche evolutive a scala d'evento, si è considerata come condizione di monte e distribuita lungo lo sviluppo longitudinale del tratto la forzante di portata associata al tempo di ritorno cinquantennale, la cui definizione è illustrata nel Par. 3.3 relativo agli studi idrologici del Torrente Chiaravagna.

La scelta è caduta su tale evento primariamente per la ragione che la portata di picco cinquantennale risulta contenuta in alveo in buona parte del tratto in esame: di conseguenza, si può ritenere meglio associabile a una portata formativa. Tale portata, infatti, in quanto la massima transitabile in alveo è quella che con maggior frequenza può determinare variazioni della geometria del fondo alveo. In Figura 4.76 si riportano gli idrogrammi di portata, descritti in dettaglio al par. 4.4.3.2.

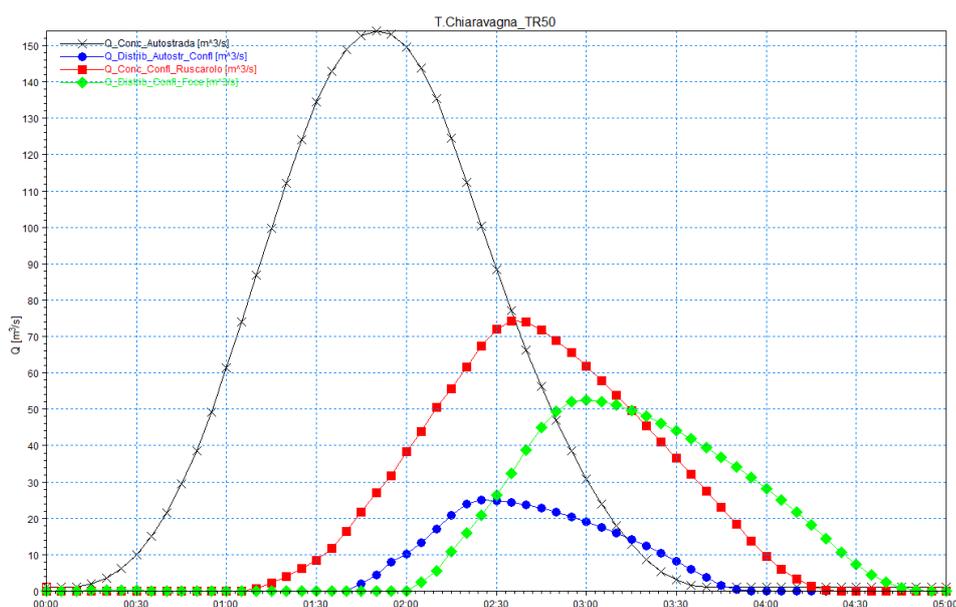


Figura 4.76 Torrente Chiaravagna: idrogrammi di portata per l'evento con $Tr=50$ anni.

Condizione di valle

Come condizione al contorno di valle si è mantenuta quella considerata per il modello puramente idrodinamico, descritta nel par. 4.4.3.2. In particolare, si è assunto il livello di sovrizzo marino associato al tempo di ritorno decennale allo sbocco a mare del Torrente Chiaravagna, stimato pari a 0.55 m s.l.m..

4.4.5.6 Caratteristiche del materiale

La definizione del diametro rappresentativo dei sedimenti presenti lungo i due tratti analizzati è stata eseguita sulla base di un rilievo granulometrico effettuato nell'ambito del presente studio nel settembre 2013. Sulla base dei rilievi effettuati, si è suddiviso il tratto in esame in 3 sottotratti a granulometria omogenea.

Il sottotratto di monte si sviluppa da inizio tratto sino all'attraversamento di via Giotto, ovvero dalla progressiva -1 alla 688 metri. In tale segmento il d_{50} è stato stimato pari a 10 cm. In Figura 4.77 e Figura 4.78 si riportano due immagini del materiale costituente l'alveo in tale sottotratto.



Figura 4.77 Torrente Chiaravagna: granulometria del fondo alveo in corrispondenza della sezione CHI23 del Piano di Bacino (sottotratto granulometrico di monte).



Figura 4.78 Torrente Chiaravagna: granulometria del fondo alveo in corrispondenza della sezione CHI21 del Piano di Bacino (sottotratto granulometrico di monte)

Nel sottotratto intermedio, dal ponte di via Giotto (progr. 688 m) sino all'attraversamento ferroviario (progr. 969 m), la granulometria media si riduce e il d_{50} è stato stimato pari a 5 cm (Figura 4.79).



Figura 4.79 Torrente Chiaravagna: granulometria del fondo alveo in corrispondenza del tratto compreso tra le sezioni CHI11-CHI08 del Piano di Bacino (sottotratto granulometrico intermedio)

Il sottotratto terminale si estende dall'attraversamento ferroviario sino allo sbocco a mare del corso d'acqua, corrispondenti rispettivamente alle progressive 969 e 1593. I sedimenti presentano un taglio inferiore e il diametro caratteristico scende a 2 cm.

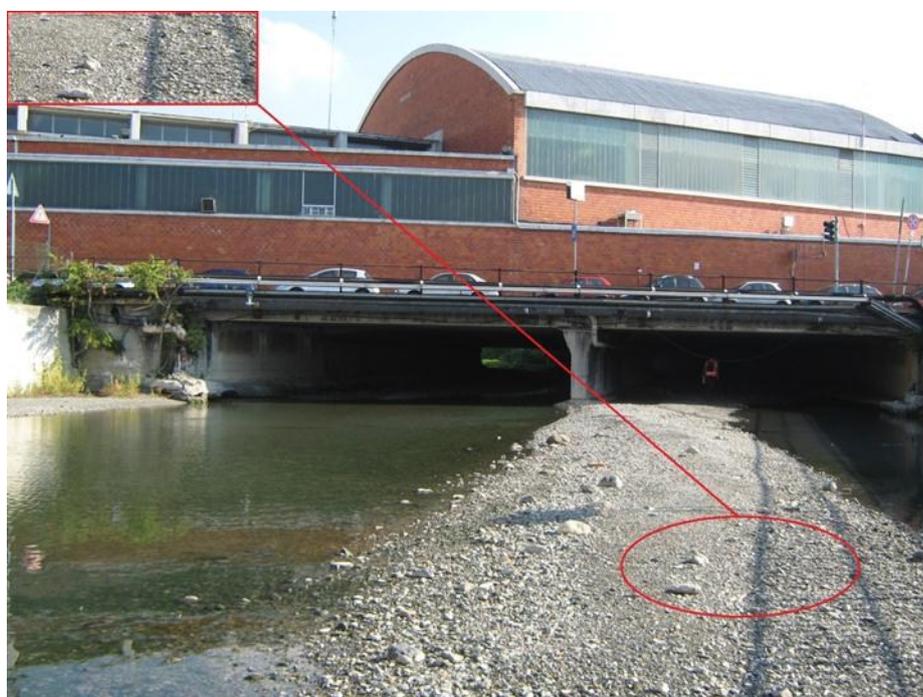


Figura 4.80 Torrente Chiaravagna: granulometria del fondo alveo in corrispondenza della sezione CHI04 del Piano di Bacino (sottotratto granulometrico di valle).

4.4.5.7 Risultati

Le simulazioni per i tre modelli presentano tendenze evolutive similari, a fronte di differenze di intensità del fenomeno. In Figura 4.81 si riportano i massimi valori di trasporto solido potenziale relativi all'evento cinquantennale per ogni sezione del tratto in esame. Per una maggiore leggibilità delle immagini il tratto in esame è stato suddiviso in due sottotratti:

- da inizio tratto (progr. 0 metri) sino a circa 50 m a monte di via Albareto (progr. 900 m), rappresentato in Figura 4.81;
- da circa 50 m a monte di via Albareto sino allo sbocco a mare (1593 m), rappresentato in Figura 4.82.

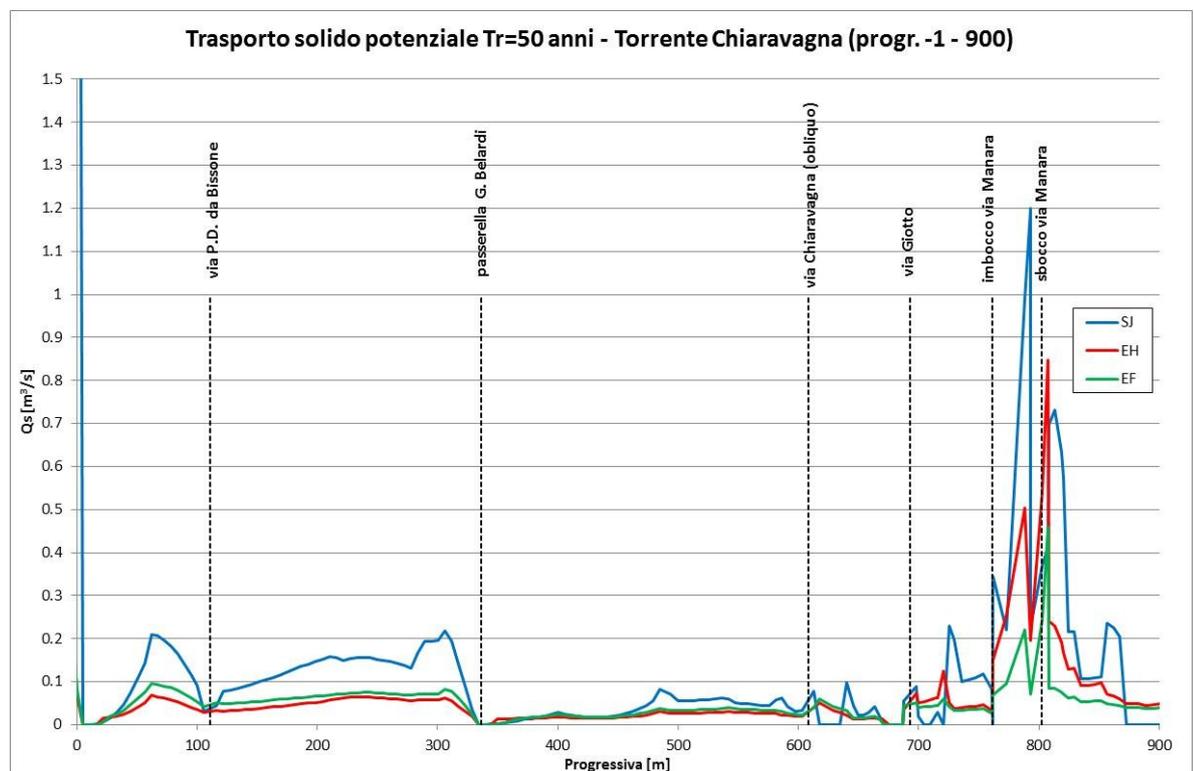


Figura 4.81 Torrente Chiaravagna: valori massimi di trasporto solido potenziale per l'evento con $T_r=50$ anni, da progressiva 0 a progressiva 900 metri.

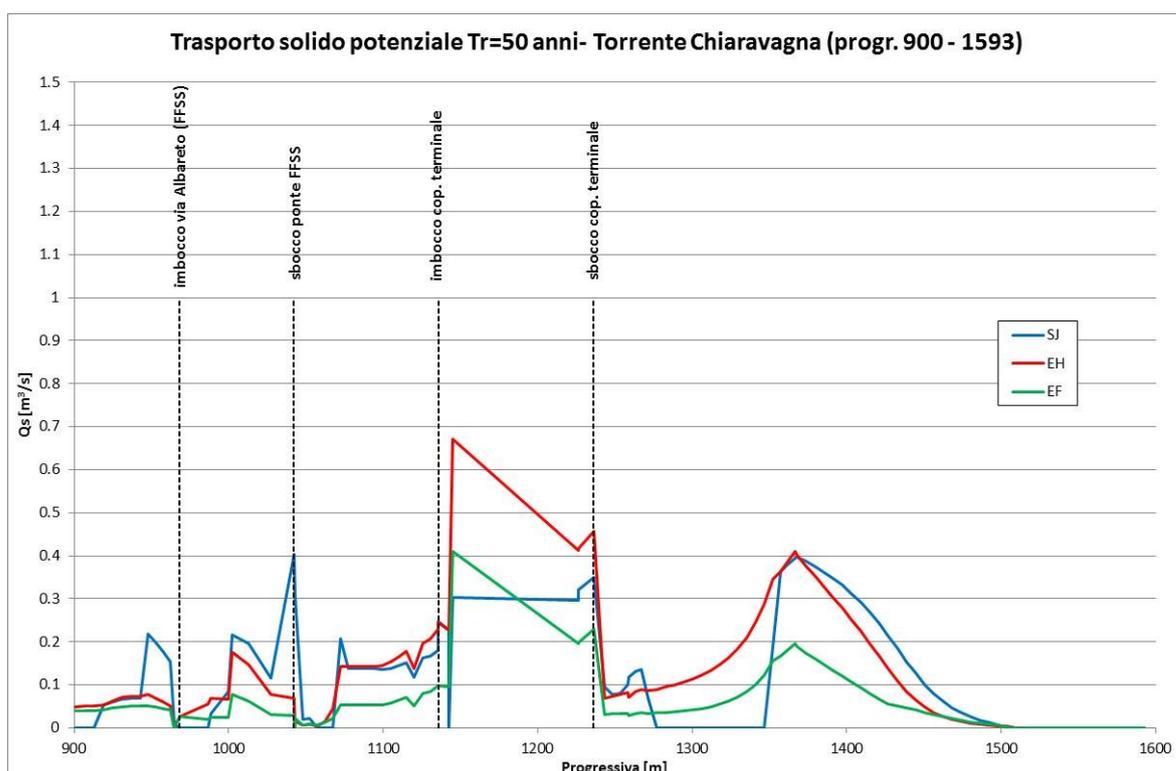


Figura 4.82 Torrente Chiaravagna: valori massimi di trasporto solido potenziale per l'evento con $T_r=50$ anni, da progressiva 900 m a progressiva 1593 m.

Dal grafico di Figura 4.81 si evidenzia come il tratto a valle della passerella G.Belardi (progr. 336 m) presenti valori di trasporto solido potenziale significativamente inferiori rispetto al tratto di monte, con valori generalmente inferiori a $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$ per i tre modelli considerati, con l'eccezione di Smart-Jaeggi che per certe sezioni prevede valori superiori a tale soglia ma comunque inferiori a $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$. La presenza della passerella P.D. da Bissone comporta una diminuzione localizzata del fenomeno, ripreso subito a valle sino all'attraversamento successivo. Le sezioni subito a valle della passerella G.Belardi risultano dunque associate a possibili fenomeni di sedimentazione, presentando capacità di trasporto insufficiente a mobilitare l'intero apporto in arrivo da monte. Circa 150 m a valle della passerella G.Belardi, la capacità di trasporto della corrente torna a salire, mantenendosi comunque su valori inferiori rispetto al tratto iniziale. I valori subiscono un decremento localizzato in corrispondenza dall'attraversamento di via Chiaravagna (progr.608 m), subito a valle del quale si assiste a un nuovo ripido incremento della capacità di trasporto seguita da un quasi totale annullamento in corrispondenza dell'imbocco dell'attraversamento di via Giotto.

L'analisi relativa al tratto dalla passerella G.Belardi sino al ponte di via Giotto restituisce dunque una situazione caratterizzata da tendenze al deposito in corrispondenza dell'attraversamento di via Chiaravagna e subito a monte dell'attraversamento di via Giotto. Di conseguenza tali punti risultano potenzialmente soggetti a diminuzione, a scala d'evento, della luce libera al deflusso con conseguente aumento della pericolosità idraulica del tratto, allo stato attuale già particolarmente critica.

Valori bassi di trasporto si realizzano sino all'attraversamento di via Manara, il cui imbocco è localizzato alla progressiva 761 m. In corrispondenza delle sezioni al di sotto dell'attraversamento la situazione risulta di difficile modellazione relativamente al trasporto solido, a causa della complessità della geometria e delle dinamiche di moto che vi si realizzano. A valle del ponte, comunque, i valori risultano, per tutte e tre le formulazioni considerate, generalmente superiori rispetto al tratto a monte di via Manara: considerando il tratto sino all'imbocco della copertura terminale (progr. 1136 m), Smart-Jaeggi restituisce i valori maggiori con picchi intorno (e in una sezione superiori) a $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$, Engelund-Hansen fornisce valori

inferiori a Smart-Jaeggi con punte massime tra 0.15 m³/s e 0.2 m³/s, Engelund-Fredsøe infine restituisce i valori più bassi, sempre inferiori a 0.1 m³/s.

Al di sotto della tombinatura, compresa tra le progressive 1136 e 1236 metri, il processo di trasporto subisce un incremento, con la formulazione di Engelund-Hansen che simula i valori più elevati, superiori a 0.4 m³/s. A valle dello sbocco della copertura, il trasporto assume valori più bassi, in linea con quelli che si realizzano a monte della copertura, per poi presentare un aumento in uscita alla vasca di sedimentazione. Il decremento dei valori allo sbocco della copertura evidenziano una problematica di sedimentazione in quel tratto, corrispondente proprio al punto dove il Piano di Bacino prevede una vasca di sedimentazione. Tale vasca, di fatto, risulta al momento non mantenuta.

In conclusione, i valori di trasporto solido potenziale restituiti dalla presente analisi confermano quanto osservato nella Relazione dei C.T della Procura relativamente al fatto che a scala di singolo evento la corrente non ha in genere la capacità di mobilitare il materiale grossolano in arrivo da monte (non determinando quindi un elemento di maggiore criticità idraulica), ma sono evidenti situazioni di possibile sovralluvionamento nel tempo (per effetto di successioni di eventi di piena), illustrate nelle righe precedenti, in particolare in assenza di una vasca di sedimentazione nel tratto di monte.

5 Comparazione con studi precedenti

In questo Capitolo viene riportato in sintesi un confronto tra i contenuti del presente studio e quelli di altri studi pregressi che hanno approfondito gli stessi fenomeni (in particolare la ricostruzione idrologica e idrodinamica dell'evento del 4 Ottobre 2010), oppure hanno investigato lo stesso tratto del corso d'acqua in esame.

In particolare gli studi presi in esame risultano:

- Studio idraulico redatto dalla Società ITEC Engineering S.r.l. per il Comune di Genova, emesso nel Novembre 2011, dal titolo "Studio idraulico del rischio residuale del tratto terminale del Torrente Chiaravagna dal ponte di Via Chiaravagna allo sbocco a mare a seguito dei lavori di sistemazione previsti";
- Relazione dei Consulenti Tecnici (Prof. Bellini, Dott. Masetti, Ing. Sirolli, Ing. Siviglia) nominati dai PM della Procura della Repubblica in riferimento al procedimento penale n. 34724/10/44 aperto a seguito dell'evento del 04/10/2010;
- Rapporto Tecnico Scientifico redatto dal Prof. Ing. Renzo Rosso nel Novembre 2010 per AMIU, dal titolo "Analisi dei dissesti idrogeologici occorsi nella discarica di Scarpino e indicazione sui provvedimenti urgenti per la sicurezza idrologico-idraulica del sito".

Lo studio del Prof. Rosso effettua una valutazione delle precipitazioni intense occorse in due eventi del 2010, in particolare nei giorni 7-8 Settembre e 4 Ottobre, stimandone i relativi tempi di ritorno e gli effetti in relazione al sito della discarica di Scarpino, ricadente all'interno del bacino del T. Chiaravagna. In particolare, rispetto all'evento del 4 Ottobre 2010, viene stimato un tempo di ritorno delle precipitazioni variabile tra i 60 anni circa ed i 150 anni circa, per le durate da 1 a 3 ore; non viene invece effettuata alcuna stima del tempo di ritorno delle portate nella parte terminale del torrente Chiaravagna, oggetto del presente studio, perché l'analisi, anche in termini di portate defluenti, è focalizzata sul sito di Scarpino.

La Relazione dei Consulenti Tecnici della Procura effettua un'approfondita analisi e ricostruzione dell'evento del 04/10/2010 in termini di precipitazioni, deflusso della piena in alveo ed esondazione nelle aree urbane circostanti. Per quanto riguarda la ricostruzione dell'evento, la Relazione è stata considerata come una delle fonti informative principali per la redazione del presente studio in termini di raccolta di informazioni, fotografie, testimonianze volte a ricostruire

la dinamica dell'evento, in riferimento a tempistiche dei fenomeni, tiranti idrici in alveo e dinamiche di esondazione. Un confronto puntuale tra quanto evidenziato nella Relazione dei CT della Procura e quanto riprodotto nella simulazione dell'evento è dettagliatamente riportato nei capitoli precedenti del presente elaborato, in cui viene evidenziata una buona corrispondenza tra quanto simulato e quanto osservato, sia in alveo sia nell'area urbana circostante. In termini invece di analisi idrologica dell'evento, per quanto riguarda la precipitazione viene stimato un tempo di ritorno fra i 100 e i 200 anni per la pioggia oraria e superiore a 200 anni per le piogge di durata superiore; per quanto riguarda la piena in prossimità del tratto terminale, invece, viene stimato un tempo di ritorno pari a circa 50 anni, assumendo che le esondazioni siano da addebitare alla sola prima parte dell'evento.

Infine lo studio della Società ITEC, di cui si tratterà in seguito, non esprime valutazioni specifiche in merito all'evento del 2010.

Il presente studio, come descritto in dettaglio nel Cap. 3, effettua una stima del tempo di ritorno dell'evento pluviometrico 2010 sulla base del confronto tra le curve di possibilità pluviometrica del Progetto VAPI ottenute con i parametri relativi alla stazione di Genova Università (le più critiche per durate di precipitazione di 1-3 ore) e le altezze massime di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore registrate alle stazioni di Monte Gazzo, Genova Bolzaneto e Genova Pegli nel corso dell'evento. Tale confronto è stato condotto sulla base delle due versioni delle curve VAPI disponibili (le prime non includono i dati degli eventi pluviometrici degli anni più recenti mentre le seconde sono riferite agli anni 2001-2011) e nel primo caso il confronto evidenzia tempi medi di ritorno compresi tra 100 e 500 anni, in funzione della zona e della durata continuativa di precipitazione considerate, mentre nel secondo, che conferma sostanzialmente il precedente ma che è penalizzato dal fatto di essere relativo ad un periodo storico assai più breve di quello del primo studio VAPI, l'evento in esame presenterebbe tempi medi di ritorno maggiori di 200 anni per durate di precipitazione pari e superiori alle 3 ore.

In termini invece di evento di piena, il tempo di ritorno dell'idrogramma ricostruito è stato stimato tra i 50 e i 200 anni, in particolare tenendo in considerazione le sezioni in cui si sono verificati i sormonti spondali (nel tratto immediatamente a monte della confluenza con il Rio Ruscarolo). Più dettagliatamente il colmo di piena della prima fase dell'evento risulta superiore al valore con tempo di ritorno 50 anni del Piano di Bacino, mentre il colmo della seconda fase risulta ad esso comparabile; considerando però l'intero evento nel suo complesso, anche in termini di volumi, il tempo di ritorno del colmo di piena risulta inferiore ai 200 anni, ma i volumi di piena sono decisamente superiori a quelli di un singolo evento con tempo di ritorno di 200 anni.

In conclusione l'analisi idrologica dell'evento risulta sostanzialmente concorde con le valutazioni espresse negli studi pregressi consultati, in particolare per quanto riguarda la stima del tempo di ritorno dell'evento meteo; per quanto riguarda l'evento di piena si segnala invece una stima del tempo di ritorno tra i 50 e i 200 anni, a differenza della Relazione dei CT della Procura che stima un tempo di ritorno della piena pari a 50 anni, poiché in tale studio la valutazione è riferita al colmo di piena della prima fase dell'evento, senza effettuare valutazioni sul volume complessivamente defluito, mentre nella presente analisi si è valutato l'idrogramma di tutto l'evento nel suo complesso, anche in termini di volumi.

Lo studio idraulico redatto dalla Società ITEC Engineering S.r.l. per il Comune di Genova ed emesso nel Novembre 2011, già citato al Par. 4.3.2 tra gli studi pregressi, è stato considerato come una delle fonti informative principali per la redazione del presente studio, per quanto riguarda la conformazione geometrica del corso d'acqua. Lo studio, infatti, comprende un rilievo di dettaglio sulla base del quale, congiuntamente alle altre fonti disponibili, è stato definito l'assetto geometrico del modello monodimensionale, in particolare per quanto riguarda le quote del fondo, delle sponde e delle strutture interagenti con il corso d'acqua. Le informazioni di tale rilievo sono state integrate con le altre informazioni disponibili (rilievo integrativo, tavole progettuali di interventi di sistemazione, ecc.), in particolare per la definizione del reale assetto geometrico attuale del corso d'acqua, differente per alcuni aspetti in modo sostanziale rispetto a quanto rilevato nel 2011.

Sulla base del rilievo geometrico sopra citato, lo studio (denominato in seguito “studio ITEC”) esegue le verifiche idrauliche del tratto terminale del corso d’acqua secondo diverse configurazioni, in particolare in riferimento agli interventi di sistemazione relativi al nodo di via Giotto e in corrispondenza dell’edificio ELSAG. Occorre tuttavia specificare che nessuna delle configurazioni di verifica ipotizzate coincide con gli scenari di stato attuale e di progetto del presente studio, poiché lo scenario di progetto considera numerosi altri interventi, in particolare nel tratto più a valle, e lo scenario di stato attuale recepisce tutte le variazioni occorse al corso d’acqua dal 2010 al 2013; in ogni caso la configurazione dello studio ITEC più simile allo stato attuale è quella che considera il solo intervento di demolizione dell’edificio di via Giotto (“Configurazione B”), che rappresenta indubbiamente l’intervento di maggior impatto eseguito nel tempo intercorso tra i due studi.

Un’ulteriore sostanziale differenza tra i due studi riguarda l’approccio modellistico, indubbiamente di maggior dettaglio nel presente studio. Lo studio ITEC, infatti, esegue le verifiche idrauliche con approccio esclusivamente monodimensionale, stimando delle portate medie di esondazione laterale con cui simulare successivamente la propagazione degli allagamenti in area urbana e definendo quattro portate medie di esondazione (rispettivamente a monte e valle della confluenza con il Rio Ruscarolo e in sponda destra e sinistra); in seguito schematizzando il dominio bidimensionale con celle quadrate di lato 40 m, con quota media del piano campagna, e simulando la propagazione degli allagamenti definendo in modo semplificato la portata di scambio fra le celle con l’equazione del moto uniforme o dello stramazzo. Il presente studio accoppia invece in maniera dinamica un modello 1D e uno 2D, con risoluzione spaziale del dominio bidimensionale pari a 1 m, con quote da rilievo LIDAR e utilizzando per la modellazione della propagazione degli allagamenti un algoritmo che risolve le equazioni complete del moto.

In definitiva non è possibile effettuare un confronto diretto ed accurato tra i due studi, né in termini bidimensionali per quanto riguarda l’estensione degli allagamenti e i rispettivi tiranti e velocità, considerata la differenza così evidente tra le due schematizzazioni adottate, né in termini monodimensionali, considerata sia l’eterogeneità di fonti informative con cui sono state ricavate le geometrie delle sezioni nel presente studio, in riferimento alle quote del fondo, delle sponde e delle strutture, sia per i diversi interventi di sistemazione considerati nelle rispettive configurazioni. Tuttavia è nel seguito descritto un confronto in termini di analogie a larga scala tra la “Configurazione B” dello studio ITEC e lo stato attuale del presente studio, in termini di punti di esondazione e aree urbane coinvolte dagli allagamenti, al fine di valutare se in termini generali i due studi risultano concordi o in palese contraddizione.

In entrambi gli studi, a fronte di un evento con tempo di ritorno 50 anni, la criticità più evidente, con fenomeni di esondazione, si presenta in prossimità di via Manara e della confluenza tra i due corsi d’acqua; invece, per un evento con tempo di ritorno di 200 anni, entrambi evidenziano esondazioni che interessano la zona che da Via Chiaravagna si congiunge con Piazza Aprosio e le vie centrali di Sestri Ponente, il centro stesso di Sestri Ponente con estesi allagamenti fino a quasi raggiungere lo stabilimento Fincantieri, l’area a valle dei ponti ferroviari presso gli stabilimenti Piaggio e ILVA e l’area di levante presso le vie Siffredi e Albareto. In conclusione, pertanto, senza entrare nel merito delle verifiche idrauliche o dei valori puntuali delle grandezze idrodinamiche, pur considerando le differenze sostanziali tra i due studi in termini di approccio modellistico in precedenza evidenziate, i risultati complessivi non risultano tra loro in evidente contraddizione.

6 Analisi idraulica integrativa

Nel presente Capitolo si riporta una breve analisi idraulica integrativa inerente il ponte di Via Chiaravagna, a seguito di specifica richiesta della Provincia di Genova.

6.1 Fonti informative

Come evidenziato nelle verifiche idrauliche precedentemente condotte, in merito allo scenario di progetto del Torrente Chiaravagna che considera l'inserimento di tutti gli interventi progettuali attualmente finanziati, il ponte di Via Chiaravagna costituisce una evidente criticità che condiziona negativamente il deflusso per tutti i tempi di ritorno investigati, provocando in particolare significativi allagamenti nel caso di eventi con tempo di ritorno pari o superiore a 200 anni.

La presente analisi integrativa ha pertanto la finalità di valutare gli effetti, in termini di estensione degli allagamenti e di tiranti idrici in alveo e nelle aree allagate, della demolizione dell'attuale ponte e conseguente ricostruzione secondo quanto riportato nelle tavole progettuali fornite dalla Provincia di Genova.

In particolare per la definizione dell'assetto geometrico del nuovo ponte si è fatto riferimento, limitatamente agli elaborati cartografici forniti, al Progetto Definitivo commissionato dal Comune di Genova alla Società "ProgeTec snc" denominato "Sistemazione idraulica del torrente Chiaravagna e affluenti: adeguamento delle sezioni d'alveo in corrispondenza del ponte obliquo". In accordo con il Committente è stata mantenuta la stessa configurazione del fondo dell'alveo dei precedenti modelli dello stato di progetto (fondo alveo attuale), senza considerare gli abbassamenti di quota del fondo previsti nel progetto sopra citato.

In dettaglio le caratteristiche geometriche più rilevanti del ponte, inserite nel modello monodimensionale, sono: assenza di pile in alveo, quota di estradosso costante e pari a 9.66 m s.m. (per il ponte attuale pari a 9.79 m s.m.), quota di intradosso costante e pari a 8.34 m s. m. (per il ponte attuale pari a 8.56 m s.m), larghezza delle sezioni dell'alveo inalterate rispetto ai precedenti modelli dello stato di progetto. Inoltre sono state modificate le quote spondali in sponda sinistra, anche in alcune sezioni precedenti al ponte, per tenere conto delle modifiche apportate dal progetto che, noti i risultati delle precedenti simulazioni, avrebbero comportato un impatto non trascurabile sulle dinamiche di esondazione; in particolare nel tratto immediatamente precedente al ponte (in sponda sinistra è presente un piccolo cortile soggetto ad allagamento anche con tempo di ritorno di 50 anni), la quota del muro di sponda risulta nel Progetto Definitivo pari a 9.65m s.m., superiore di oltre 1m rispetto al caso precedente, pertanto è stato ritenuto appropriato acquisire questa modifica all'interno del nuovo assetto geometrico del ponte.

Infine, pur non inserendo questo dato all'interno delle nuove verifiche idrauliche, è opportuno citare che nel Progetto Definitivo vengono riportate, presso la sezione del ponte, una quota di fondo attuale pari a 5.60 m s. m. e di progetto di 4.24 m s. m., prevedendo pertanto un abbassamento della quota di fondo (opportunamente realizzata mediante una serie di interventi qui non riportati) di circa 1.35 m; in ultimo, quale ulteriore dettaglio utile al fine di fornire un quadro dei dati più significativi per la presente analisi, si riporta che nella tavola progettuale denominata "IDR.04" è indicato una quota del livello di progetto con tempo di ritorno 200 anni pari a 7.34 m s. m., pertanto con un franco idraulico di 1 m rispetto all'intradosso del ponte.

6.2 Setup del modello

Il modello in MIKE FLOOD implementato per la presente analisi integrativa risulta inalterato, in termini di setup modellistico, rispetto alle precedenti verifiche idrauliche dello scenario di progetto; le uniche modifiche apportate risultano circoscritte alla geometria delle sezioni in prossimità del ponte e alla conseguente descrizione delle strutture, "culvert" e "weir", con cui viene schematizzato il deflusso attraverso il ponte; in definitiva le modifiche non coinvolgono i modelli MIKE FLOOD e MIKE21 e il setup complessivo del modello MIKE11 (condizioni al contorno, geometrie delle altre sezioni, parametri idrodinamici, ecc.) ad eccezione di quanto riportato.

Le simulazioni condotte sono limitate alla forzante con tempo di ritorno 200 anni e sono state considerate due differenti ipotesi di deflusso:

- presenza del ponte, schematizzato conformemente con quanto sopra riportato e desunto dalle tavole progettuali del progetto commissionato dal Comune di Genova;
- assenza del ponte, al fine di valutare le condizioni di deflusso in totale assenza di ogni condizionamento della corrente da parte di strutture presso l'attraversamento di Via Chiaravagna.

Nel successivo paragrafo vengono riportati i risultati delle due simulazioni condotte.

6.3 Risultati

La seguente tabella riporta la quota del pelo libero, presso la sezione di monte del ponte di Via Chiaravagna, identificata con la progressiva 603.11 m, nelle due simulazioni condotte e nella precedente configurazione di progetto a seguito di un evento con tempo di ritorno 200 anni; contestualmente sono riportate le quote di intradosso ed estradosso dei rispettivi impalcati. In riferimento alla simulazione senza ponte il franco idraulico è stato calcolato rispetto alla minima quota spondale, pari a 9.65 m s. m..

Tabella 6.1 Pelo libero in corrispondenza del ponte di Via Chiaravagna nei tre scenari considerati

Ponte via Chiaravagna - Scenario di Progetto			
Sez ID: CHI_19m	Ponte Attuale	Ponte di progetto	Assenza di ponte
P.L. [m.s.m.] TR 200	10.38	10.18	8.89
Franco [m]	-1.82	-1.84	0.76 (*)
Quota intradosso	8.56	8.34	9.65 (*)
Quota estradosso	9.79	9.66	-
(*) : valori riferiti alla minima quota spondale			

La figura seguente pone invece a confronto, per le tre configurazioni del ponte sopra citate, il massimo profilo di corrente nella porzione di corso d'acqua in cui si evidenziano differenze di quota tra i tre profili.

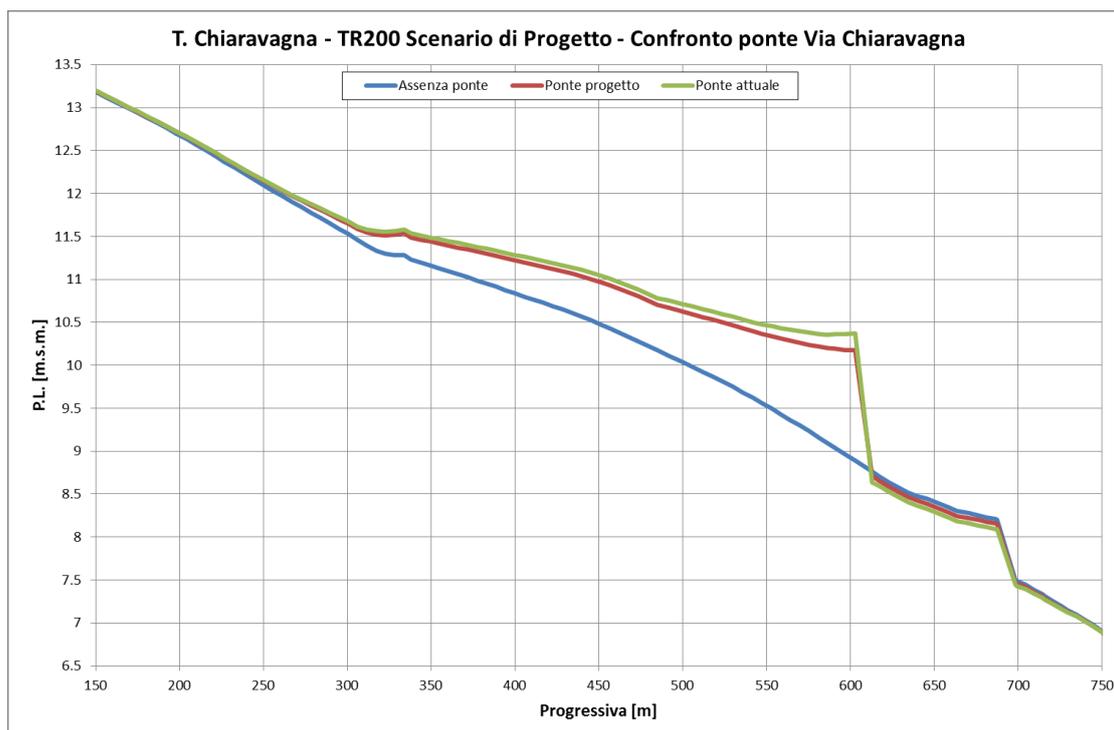


Figura 6.1 Profili di corrente nelle tre configurazioni del ponte di Via Chiaravagna: ponte attuale, di progetto e assente.

Le seguenti immagini raffigurano i tiranti massimi nell'area urbana rispettivamente in caso di presenza del nuovo ponte e in assenza di ponte. Nelle stesse immagini è riportata la perimetrazione delle aree soggette ad allagamento nella simulazione di progetto precedentemente condotta, con la presenza dell'attuale ponte di via Chiaravagna, ai fini di un confronto per evidenziare i benefici della variazione introdotta.

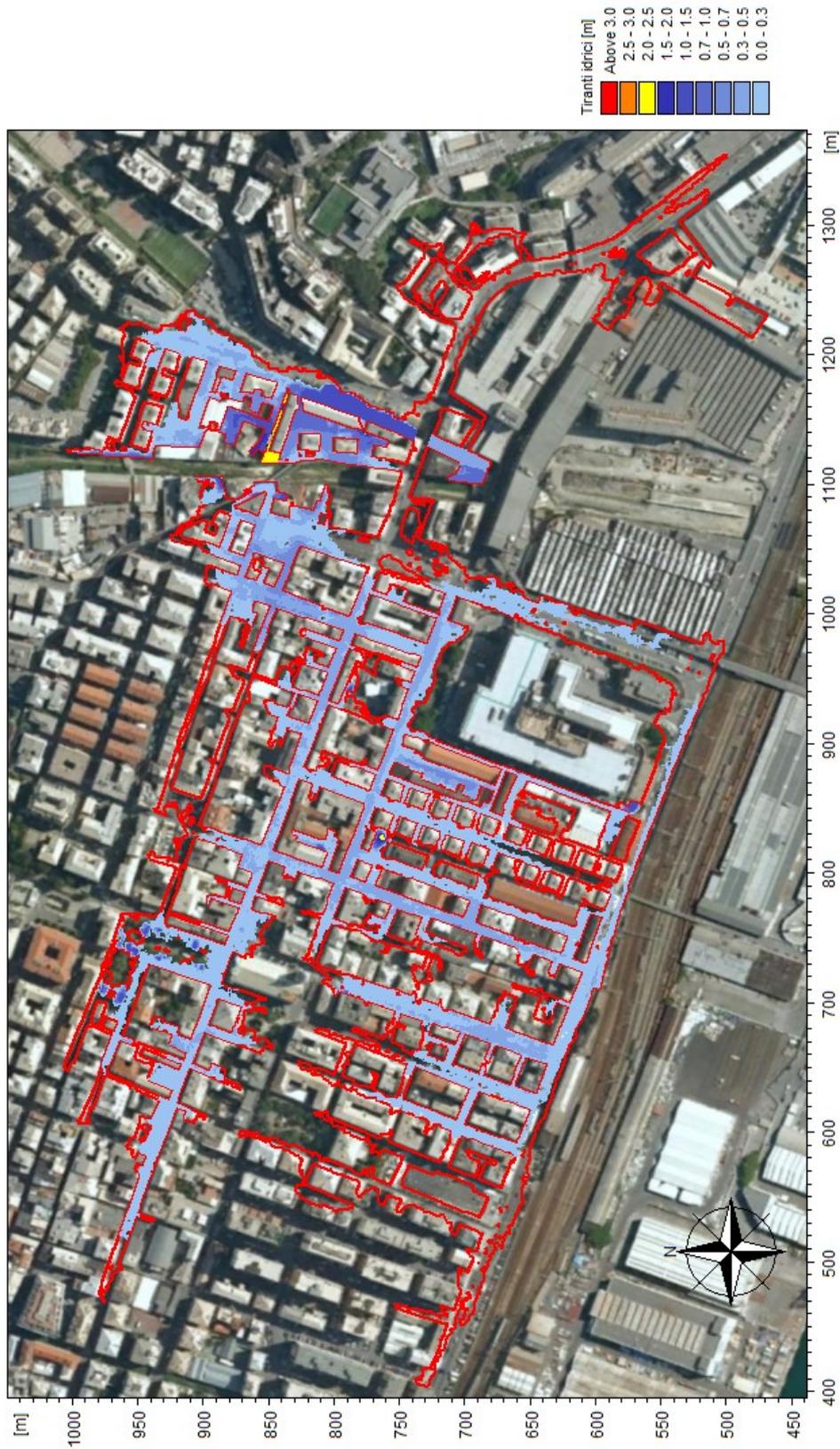


Figura 6.2 Tiranti idrici di allagamento nella configurazione di progetto comprendente il nuovo ponte di via Chiaravagna; in rosso è riportata la perimetrazione degli allagamenti nella configurazione di progetto con il ponte attuale.



Figura 6.3 Tiranti idrici di allagamento nella configurazione di progetto comprendente l'assenza del ponte di via Chiaravagna; in rosso è riportata la perimetrazione degli allagamenti nella configurazione di progetto con il ponte attuale.

Infine la seguente immagine rappresenta l'abbassamento di tiranti idrici nell'area urbana conseguenza della realizzazione del nuovo ponte ed in particolare del nuovo muro in sponda sinistra: il valore riportato rappresenta, poiché negativo, l'abbassamento di tirante idrico ottenuto nella nuova configurazione di progetto, che oltre a comportare una riduzione dell'estensione delle aree allagate comporta anche una riduzione dei tiranti idrici.



Figura 6.4 Confronto tra I tiranti idrici di allagamento delle due configurazioni di progetto illustrante l'abbassamento di tirante idrico generato dalla nuova configurazione di progetto; in rosso è riportata la perimetrazione degli allagamenti nella configurazione di progetto con il ponte attuale.

Confrontando i risultati delle simulazioni rispettivamente con la struttura attuale del ponte e quella di progetto (comprensiva anche dell'innalzamento del muro in sponda sinistra), si nota un abbassamento del pelo libero modesto, di circa 0.2 m, con in entrambi i casi un sormonto dell'estradosso; al contrario un beneficio più evidente si evidenzia in termini di estensione degli allagamenti nell'area urbana, che nella configurazione di progetto si limitano, in sponda sinistra, all'area compresa tra Via Chiaravagna e Via Borzoli, mentre in sponda destra si propagano esclusivamente dalla scalinata che dal ponte di Via Chiaravagna conduce verso Piazza Aprosio, per poi estendersi nel centro di Sestri Ponente, ma con una superficie allagata nettamente inferiore alla simulazione di progetto precedente. In particolare, pertanto, non risultano coinvolte da fenomeni di esondazione Via Giotto e la porzione di levante dell'area di studio.

In conclusione, la nuova struttura del ponte, con il mantenimento dell'attuale quota di fondo dell'alveo, non è pertanto sufficiente a eliminare i fenomeni di allagamento per un evento con tempo di ritorno 200 anni, evidenziando un pelo libero in alveo superiore alla quota di estradosso dell'impalcato.

Infine, la simulazione di progetto in assenza di ponte, permette di effettuare un confronto con le risultanze degli elaborati progettuali dello studio commissionato dal Comune di Genova: in particolare, poiché nello studio il pelo libero della portata duecentennale non risente della presenza dell'impalcato, è possibile un confronto tra i tiranti idrici in alveo. In dettaglio, nello studio commissionato dal Comune, si stima un tirante idrico in alveo di circa 3.1 m (ottenuto come differenza tra la quota del pelo libero pari a 7.34 m s.m. e la quota del fondo pari a 4.24 m s.m.) del tutto simile a quello risultante dalla simulazione nella configurazione di progetto in assenza di ponte, in cui la quota del pelo libero risulta pari a 8.89 m s.m. mentre la minima quota di fondo pari a 5.81 m s.m., per un tirante idrico massimo pari pertanto a circa 3.1 m, in analogia al valore determinato in precedenza.

7 Conclusioni

Le analisi idrauliche condotte hanno consentito di definire un quadro molto preciso dell'assetto idraulico del tratto di corso d'acqua indagato e delle relative condizioni di pericolosità idraulica che interessano le aree edificate circostanti. In linea generale emerge la conferma che le condizioni di criticità derivano, per una parte assolutamente preponderante, dalle interferenze con il deflusso di piena determinate dalle infrastrutture di attraversamento e di tombinatura dell'alveo (nei migliori dei casi con franchi inadeguati e con condizioni di deflusso che difficilmente possono sopportare fenomeni di parziale ostruzione che sono molto frequenti in caso di piena); ulteriore elemento generale è naturalmente rappresentato dai severi condizionamenti imposti sulle dimensioni e sul tracciato dell'alveo dal processo di intensa urbanizzazione e infrastrutturazione del territorio.

In maggior dettaglio, le condizioni di assetto idraulico e di pericolosità del torrente Chiaravagna possono essere di seguito sintetizzate con riferimento soprattutto ai tempi di ritorno di 50 e 200 anni, che costituiscono i riferimenti rispetto ai quali può essere valutata la compatibilità del rischio idraulico correlato, mentre il tempo di ritorno di 500 anni rappresenta sostanzialmente condizioni di rischio residuale rispetto alla quali è opportuno intervenire con le misure tipicamente non strutturali proprie della gestione delle piene in corso di evento.

La portata al colmo con tempo di ritorno di 50 anni risulta contenuta in alveo per tutta la lunghezza del tratto investigato nelle condizioni di stato attuali, con l'eccezione di due punti: immediatamente a monte del ponte di via Chiaravagna e in prossimità del terrapieno a separazione degli alvei di Chiaravagna e Ruscarolo, in entrambi i casi in sponda sinistra. Gli interventi che caratterizzano l'assetto di progetto consentono di annullare gli episodi di esondazione per il tempo di ritorno 50 anni per la quasi totalità del torrente, a eccezione del tratto immediatamente a monte di via Chiaravagna, nel quale il livello risulta sostanzialmente inalterato.

Per il tempo di ritorno di 200 anni, con riferimento allo stato attuale, si manifestano sormonti delle sponde in più tratti, con estesi allagamenti nell'area urbana circostante:

- il primo tratto è ancora a monte del ponte di via Chiaravagna, dove viene superato anche l'impalcato con conseguente inondazione del territorio circostante;
- a valle del ponte, viene tracimato il muro in sponda sinistra, nonostante l'innalzamento realizzato, con conseguente estensione dell'inondazione all'area compresa tra via Chiaravagna, il sottopasso e via Borzoli;
- sormonti spondali si verificano tra via Giotto e via Manara; a monte di via Manara il livello idrico raggiunge una quota massima di poco inferiore all'estradosso del ponte, tale da allagare ampiamente via Antinori;
- il centro di Sestri Ponente è interessato da estesi allagamenti, provenienti dal ponte di via Chiaravagna e da via Giotto;
- tra i ponti ferroviari e la copertura dello stabilimento Piaggio si verificano esondazioni su entrambi i lati; sul lato destro viene allagata una porzione delle aree dello stabilimento Piaggio; in sinistra l'inondazione si estende su una vasta area dello stabilimento ILVA.

Per lo stesso tempo di ritorno, con riferimento invece allo stato di progetto, le condizioni di deflusso migliorano sensibilmente rispetto allo stato attuale, anche se permangono allagamenti sull'area urbana circostante; in particolare:

- dal ponte di via Chiaravagna alla foce il profilo di corrente risulta sensibilmente inferiore alla configurazione dello stato attuale;
- rimane critico il tratto immediatamente a monte del ponte di via Chiaravagna, in cui il profilo della corrente si mantiene sostanzialmente inalterato, generando gli stessi sormonti spondali e conseguenti analoghi allagamenti nelle aree circostanti;
- a monte del ponte di via Giotto non si presenta alcun episodio di sormonto spondale, con franco idraulico variabile da 0.6 a 1.3 m;
- a monte di via Manara il livello di massima piena risulta sensibilmente inferiore allo scenario precedente, non raggiungendo la quota di intradosso del nuovo impalcato del ponte di via Manara;
- in prossimità dell'imbocco del ponte di via Albareto, si ha un livello massimo del pelo libero inferiore di circa un metro rispetto allo scenario precedente; riduzione ancora più marcata, si ha nel tratto compreso tra i ponti ferroviari e la copertura Piaggio, dove non si verificano esondazioni; in quest'ultimo tratto il franco idraulico si mantiene costantemente superiore al metro, mentre nello stato attuale si verificano allagamenti su entrambe le sponde;
- le esondazioni sull'area urbana hanno origine in modo quasi esclusivo dai sormonti spondali in prossimità del ponte di via Chiaravagna; nella zona del centro di Sestri Ponente e nell'area in prossimità di via Chiaravagna e via Borzoli l'estensione degli allagamenti è sostanzialmente analoga allo stato attuale; nella parte di levante dell'area di studio si ha, invece, una significativa riduzione di estensione e tra i ponti ferroviari e la copertura della Piaggio non si hanno gli allagamenti all'interno degli stabilimenti Piaggio e ILVA.

Va infine tenuto conto che le analisi sul trasporto solido potenziale evidenziano possibili situazioni di sovralluvionamento, in particolare in diversi punti nei tratti a monte di via Chiaravagna e di via Giotto che possono comportare un aumento delle condizioni di criticità rispetto a quanto emerge dall'analisi strettamente idrodinamica.

Come ulteriore elemento di analisi si riportano nella Tabella 7.1 e Tabella 7.2, rispettivamente per lo stato attuale e per quello di progetto, i valori di franco idraulico per i tre tempi di ritorno considerati nel presente studio, associati a tutte le strutture di attraversamento presenti nel tratto del Torrente Chiaravagna, riferendo tali valori alle rispettive sezioni di monte. I valori di intradosso ed estradosso di alcuni impalcati risultano differenti tra i due scenari poiché i rispettivi ponti sono oggetto di intervento e pertanto le geometrie differiscono tra le due configurazioni.

Tabella 7.1 Livello di intradosso, estradosso, pelo libero e franco idraulico degli attraversamenti lungo il tratto del Torrente Chiaravagna nella configurazione dello stato attuale per i tre tempi di ritorno considerati.

Struttura			Stato attuale							
Nome Sezione	PROGR.	SEZIONE	Intradosso [m]	Estradosso [m]	TR50		TR200		TR500	
	[m]	ID			P.L.	Franco	P.L.	Franco	P.L.	Franco
	[m]	ID			[m.s.m.]	[m]	[m.s.m.]	[m]	[m.s.m.]	[m]
Ponte De Simone	106.02	CHI_26m	16.60	17.00	13.65	2.95	13.99	2.62	14.20	2.40
Passerella via VIII Società Case	333.99	CHI_23m	12.30	12.80	10.98	1.32	11.58	0.72	11.89	0.41
Passerella via Leonardardi	484.97	CHI_21m	11.95	12.72	10.05	1.90	10.78	1.17	11.07	0.88
Ponte obliquo via Chiaravagna	603.11	CHI_19m	8.56	9.79	9.42	-0.86	10.37	-1.81	10.70	-2.14
Ponte via Giotto	687.58	CHI_17.6m	7.37	8.50	8.27	-0.90	9.22	-1.85	9.54	-2.17
Ponte via Manara	761.7	CHI_16	6.61	8.22	7.11	-0.50	8.14	-1.55	8.63	-2.02
Passerella EL SAG	793.32	CHI_14a	6.55	7.68	6.07	0.48	7.12	-0.57	7.61	-1.06
Ponte via Albareto	968.78	CHI_11	4.50	6.10	4.79	-0.29	6.08	-1.58	6.55	-2.05
Ponte ferrovia GE-XXMiglia	988.79	CHI_10a	4.34	8.00	4.60	-0.26	5.61	-1.27	5.98	-1.64
1° Ponte ILVA	1002.19	CHI_09a	4.11	8.00	4.52	-0.41	5.53	-1.42	5.88	-1.77
2° Ponte ILVA	1027.16	CHI_08b	4.15	5.40	4.32	-0.17	5.22	-1.07	5.54	-1.39
Ponticello Piaggio	1135.66	CHI_06	3.50	4.90	3.71	-0.21	4.73	-1.23	5.07	-1.57
Tombinatura Piaggio	1144.89	CHI_05a	2.93	8.00	3.67	-0.74	4.64	-1.71	4.97	-2.04
Ponte via Marsiglia	1226.45	CHI_04b	2.90	3.83	2.35	0.55	2.62	0.29	2.70	0.20

Tabella 7.2 Livello di intradosso, estradosso, pelo libero e franco idraulico degli attraversamenti lungo il tratto del Torrente Chiaravagna nella configurazione di progetto per i tre tempi di ritorno considerati.

Struttura			Stato di progetto							
Nome Sezione	PROGR.	SEZIONE	Intradosso [m]	Estradosso [m]	TR50		TR200		TR500	
	[m]	ID			P.L.	Franco	P.L.	Franco	P.L.	Franco
	[m]	ID			[m.s.m.]	[m]	[m.s.m.]	[m]	[m.s.m.]	[m]
Ponte De Simone	106.02	CHI_26m	16.60	17.00	13.65	2.95	13.99	2.62	14.20	2.41
Passerella via VIII Società Case	333.99	CHI_23m	12.30	12.80	10.98	1.32	11.58	0.72	11.86	0.44
Passerella via Leonardardi	484.97	CHI_21m	11.95	12.72	10.06	1.89	10.79	1.16	11.06	0.89
Ponte obliquo via Chiaravagna	603.11	CHI_19m	8.56	9.79	9.43	-0.87	10.38	-1.82	10.70	-2.14
Ponte via Giotto	687.58	CHI_17.6m	7.57	8.50	7.67	-0.10	8.09	-0.52	8.34	-0.77
Ponte via Manara	761.7	CHI_16	6.83	7.95	6.28	0.55	6.73	0.10	7.10	-0.27
Passerella EL SAG	793.32	CHI_14a	6.55	7.68	5.61	0.94	6.13	0.42	6.45	0.10
Ponte via Albareto	968.78	CHI_11	4.50	6.10	4.23	0.27	4.80	-0.30	5.21	-0.71
Ponte ferrovia GE-XXMiglia	988.79	CHI_10a	4.34	8.00	3.96	0.39	4.45	-0.11	4.90	-0.56
1° Ponte ILVA	1002.19	CHI_09a	4.11	8.00	3.85	0.26	4.36	-0.25	4.78	-0.67
2° Ponte ILVA	1027.16	CHI_08b	4.15	5.40	3.59	0.56	4.03	0.12	4.35	-0.20
Ex Ponticello Piaggio (quota sponda)	1135.66	CHI_06	4.57	-	2.83	1.74	3.34	1.23	3.71	0.86
Tombinatura Piaggio	1144.89	CHI_05a	2.93	8.00	2.68	0.25	3.27	-0.34	3.68	-0.75
Ponte via Marsiglia	1226.45	CHI_04b	2.90	3.83	2.13	0.77	2.42	0.48	2.57	0.33

Dai valori riportati nelle tabelle si può osservare come, ad eccezione dei primi tre attraversamenti (Ponte De Simone, Passerella via VIII Società Case e Passerella via Leonardardi), in generale per tutte le strutture e per tutti i tempi di ritorno, in entrambi gli scenari, i franchi idraulici risultano inferiori a 1 m. Inoltre nello scenario dello stato attuale, anche per il tempo di ritorno inferiore (50 anni), presso quasi tutte le strutture si osserva un livello del pelo libero della corrente superiore all'intradosso, mentre nello scenario di progetto la situazione migliora nettamente poiché, a valle del ponte di via Giotto, i franchi risultano tutti positivi in caso di evento cinquantennale e, in caso di evento duecentennale, positivi per la maggior parte delle strutture tranne alcuni valori negativi ma di entità inferiore ai 0.5m.

A fronte dei risultati sopra sinteticamente esposti le linee generali di intervento che possono essere delineate sono distinguibili sostanzialmente in due gruppi.

Il primo riguarda piccoli interventi locali destinati a risolvere situazioni di inadeguatezza puntuale delle opere di contenimento o dei manufatti di attraversamento non incidenti sul quadro generale delle opere che determinano l'assetto idraulico che i corsi d'acqua devono conseguire per assicurare condizioni di rischio compatibili. Rientrano in questa tipologia di intervento anche

quelli di manutenzione, ordinaria e straordinaria, che svolge notoriamente un ruolo essenziale, vista in particolare la tipologia dei torrenti in studio, e che andrebbe concentrata prioritariamente sui punti più critici delle aste torrentizie studiate.

Il secondo gruppo riguarda gli interventi di carattere strutturale il cui ruolo è quello di completare l'assetto attuale e che sono in sostanziale coerenza con quanto recentemente realizzato.

Con riferimento a quest'ultima categoria di interventi, le analisi idrauliche confermano che l'assetto del corso d'acqua definito nell'ambito del progetto preliminare del 2001, commissionato dal Comune di Genova al R.T.I composto da Studio Tecnico di Ingegneria Srl e Hydrodata SpA e avente oggetto "Sistemazione idraulica del tratto di valle del Torrente Chiaravagna" risolve per il tratto a valle di via Chiaravagna gran parte delle criticità presenti. Gli interventi individuati in tale sede sono stati in parte realizzati o finanziati.

Risulta inoltre sicuramente prioritario l'intervento sul ponte obliquo di via Chiaravagna, che continua a rappresentare una grossa criticità.

Ulteriori ipotesi di scavo dell'alveo e di abbassamento del fondo possono determinare un incremento dei franchi idraulici e la conseguente riduzione o eliminazione delle criticità idrauliche residue. Tali interventi richiederebbero tuttavia approfondimenti in relazione alle valutazioni dell'effettivo funzionamento della prevista vasca di sedimentazione di monte, alla realizzazione di una briglia selettiva per la cattura del materiale flottante e allo studio di dettaglio dei fenomeni di trasporto solido ed evoluzione morfologica del fondo alveo associati a situazioni di funzionamento della vasca o di mancanza di manutenzione della stessa.

ALLEGATO A
Tabelle delle grandezze
idrodinamiche in alveo



Di seguito si riportano le tabelle relative ai valori idrodinamici in alveo per tutti i tratti considerati. Le tabelle riportano le seguenti informazioni:

- Progressiva: valore di posizionamento della sezione trasversale, come distanza progressiva in [m] a partire dall'inizio del tratto;
- ID sezione: identificativo della sezione trasversale;
- Quota fondo: minimo livello altimetrico [m s.l.m.] delle quote d'alveo;
- Y: tirante idrico in [m];
- PL: livello del pelo libero in [m s.l.m.];
- V: velocità della corrente in [m/s];
- Fr: numero di Froude;
- H: valore del carico totale in [m s.l.m.].

Nel caso di sezioni chiuse in cui la corrente raggiunge la quota di intradosso dell'impalcato, nella colonna "P.L." è riportata la quota di quest'ultimo, evidenziata dal simbolo (*); conseguentemente rispetto alla quota di intradosso è determinata l'altezza d'acqua sul fondo della colonna "Y".

Evento 04 Ottobre 2010

CHIARAVAGNA							
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]
-49	CHI_29	17.03	1.93	18.96	4.24	0.98	19.87
-1	CHI_28m	16.80	1.30	18.10	4.60	1.29	19.18
0	CHI_28v	12.40	2.27	14.67	3.66	0.78	15.35
62.02	CHI_27	11.64	2.33	13.97	3.59	0.75	14.62
106.02	CHI_26m	11.06	2.59	13.65	2.51	0.50	13.97
116.02	CHI_26v	11.06	2.20	13.26	3.27	0.70	13.81
216.02	CHI_25	9.87	2.41	12.28	3.98	0.82	13.09
283.99	CHI_24	9.23	2.53	11.76	3.39	0.68	12.34
333.99	CHI_23m	8.70	2.96	11.66	2.32	0.43	11.94
337.99	CHI_23v	8.70	2.80	11.50	2.37	0.45	11.79
400.01	CHI_22	7.73	3.68	11.41	2.17	0.36	11.65
484.97	CHI_21m	7.17	3.32	10.49	3.50	0.61	11.11
487.97	CHI_21v	7.16	3.31	10.47	3.51	0.61	11.10
541.97	CHI_20	6.31	3.48	9.79	3.72	0.64	10.50
581.28	CHI_19c	5.63	4.00	9.63	3.55	0.57	10.27
591.29	CHI_19b	5.48	4.13	9.61	3.42	0.54	10.20
603.11	CHI_19m	5.28	4.31	9.59	3.26	0.50	10.13
613.11	CHI_19v	5.21	4.07	9.28	3.32	0.52	9.84
617.58	CHI_18.5v	5.19	4.11	9.30	3.12	0.49	9.79
640.11	CHI_18d	5.08	4.30	9.38	2.51	0.39	9.70
645.57	CHI_18c	5.06	4.34	9.40	2.39	0.37	9.69
658.57	CHI_18b	5.00	4.39	9.39	2.36	0.36	9.67
668.57	CHI_18a	4.94	4.49	9.43	2.13	0.32	9.66
669.57	CHI_18aa	4.94	4.49	9.43	2.11	0.32	9.66
670.67	CHI_18	4.94	3.15	8.09 (*)	3.51	0.63	8.72

CHIARAVAGNA							
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]
686.58	CHI_17.6a	4.82	2.89	7.71 (*)	3.71	0.70	8.41
687.58	CHI_17.6m	4.82	2.55	7.37 (*)	4.49	0.90	8.40
698.48	CHI_17.4m	4.74	2.63	7.37 (*)	4.41	0.87	8.36
699.48	CHI_17.4a	4.73	2.97	7.70	3.62	0.67	8.36
714.59	CHI_17.2	4.62	2.91	7.53	3.59	0.67	8.19
715.59	CHI_17a	4.61	2.91	7.52	3.57	0.67	8.17
725.57	CHI_17	4.56	3.00	7.56	3.13	0.58	8.06
729.6	CHI_16d	4.52	3.00	7.52	3.22	0.59	8.05
753.6	CHI_16c	4.26	3.09	7.35	3.65	0.66	8.03
761.6	CHI_16b	4.17	3.09	7.26	3.76	0.68	7.98
761.65	CHI_16a	4.17	3.09	7.26	3.77	0.68	7.98
761.7	CHI_16	4.17	2.44	6.61 (*)	4.12	0.84	7.48
773.02	CHI_15	4.08	2.43	6.51 (*)	4.05	0.83	7.35
788.22	CHI_14c	4.07	2.43	6.50 (*)	3.71	0.76	7.20
793.22	CHI_14b	3.53	2.97	6.50 (*)	3.53	0.65	7.13
793.32	CHI_14a	3.53	1.88	5.41 (*)	5.73	1.33	7.08
802.52	CHI_13b	3.45	1.96	5.41 (*)	5.71	1.30	7.07
807.52	CHI_13a	3.45	2.65	6.10	4.29	0.84	7.04
808.08	CHI_13	3.45	2.60	6.05	4.07	0.81	6.89
818.91	CHI_12d	3.10	2.83	5.93	4.21	0.80	6.83
820.11	CHI_12c	3.27	2.67	5.94	3.93	0.77	6.73
828.91	CHI_12b	3.29	2.57	5.86	3.89	0.78	6.63
851.79	CHI_12a	3.10	2.61	5.71	3.56	0.70	6.35
867.47	CHI_12	2.97	2.58	5.55	3.85	0.77	6.31
882.98	CHI_11e	2.88	2.61	5.50	3.53	0.70	6.13
912.98	CHI_11d	2.73	2.52	5.25	4.01	0.81	6.07
942.98	CHI_11c	2.50	2.45	4.95	4.47	0.91	5.97
962.48	CHI_11b	2.14	2.66	4.80	3.68	0.72	5.49
964.58	CHI_11a	2.05	2.87	4.92	2.26	0.43	5.18
968.78	CHI_11	1.45	3.05	4.50 (*)	3.62	0.66	5.17
986.78	CHI_10b	1.88	2.43	4.31	3.63	0.74	4.98
988.79	CHI_10a	1.87	2.44	4.31	3.45	0.70	4.92
999.79	CHI_09b	1.76	2.49	4.25	3.36	0.68	4.82
1002.19	CHI_09a	1.76	2.35	4.11 (*)	3.61	0.75	4.78
1013.19	CHI_08c	1.69	2.41	4.10	3.53	0.73	4.74
1027.16	CHI_08b	1.61	2.35	3.96	3.31	0.69	4.52
1042.16	CHI_08a	1.55	2.28	3.83	3.45	0.73	4.44
1043.16	CHI_07c	1.55	2.35	3.90	2.34	0.49	4.18
1057.16	CHI_07b	1.35	2.55	3.90	2.31	0.46	4.17
1072.16	CHI_07a	1.15	2.44	3.59	3.27	0.67	4.13
1099.5	CHI_07	0.69	2.66	3.35	3.73	0.73	4.06
1135.64	CHI_06a	0.72	2.23	2.95	4.50	0.96	3.98
1135.66	CHI_06	0.72	2.23	2.95	4.50	0.96	3.98
1142.65	CHI_05c	0.65	2.20	2.85	4.56	0.98	3.91
1142.75	CHI_05b	0.65	2.20	2.85	4.56	0.98	3.91
1144.89	CHI_05a	0.60	2.22	2.82	4.01	0.86	3.64
1226.35	CHI_04c	0.03	1.69	1.72	5.14	1.26	3.06
1226.45	CHI_04b	0.03	1.68	1.71	5.14	1.27	3.06
1236.45	CHI_04a	-0.05	1.50	1.45	5.05	1.32	2.75
1243.45	CHI_03c	-0.11	1.27	1.16	4.70	1.33	2.28
1258.45	CHI_03b	-0.18	0.71	0.53	1.31	0.50	0.62
1258.95	CHI_03a	-4.00	4.53	0.53	1.27	0.19	0.61
1271.45	CHI_03	-4.00	4.53	0.53	1.30	0.20	0.61

CHIARAVAGNA							
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]
1352.53	CHI_02c	-4.00	4.50	0.50	1.00	0.15	0.55
1366.53	CHI_02b	-4.00	4.50	0.50	1.00	0.15	0.55
1367.63	CHI_02a	-2.50	3.00	0.50	1.00	0.18	0.55
1592.52	CHI_01	-2.50	3.00	0.50	0.72	0.13	0.53

Tr=50 anni – Stato Attuale

CHIARAVAGNA Tr=50anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	1.96	18.99	4.31	0.98	19.94	0.39
-1	CHI_28m	16.80	1.34	18.14	4.67	1.29	19.25	0.97
0	CHI_28v	12.40	2.11	14.51	4.12	0.90	15.38	4.49
5	CHI_27	12.33	2.12	14.45	2.92	0.64	14.88	4.55
62.02	CHI_26m	11.64	2.37	14.01	3.77	0.78	14.73	3.99
106.02	CHI_26v	11.06	2.63	13.69	3.15	0.62	14.20	2.91
116.02	CHI_25	11.06	2.22	13.28	3.33	0.71	13.85	3.32
216.02	CHI_24	9.87	2.38	12.25	4.22	0.87	13.15	2.49
283.99	CHI_23m	9.23	2.22	11.45	4.07	0.87	12.30	1.33
333.99	CHI_23v	8.43	2.57	11.00	2.81	0.56	11.40	1.30
337.99	CHI_22	8.43	2.52	10.95	2.88	0.58	11.38	1.35
400.01	CHI_21m	7.73	2.88	10.61	3.22	0.61	11.14	1.99
484.97	CHI_21v	6.89	3.19	10.08	3.86	0.69	10.84	1.87
541.97	CHI_20	6.31	3.44	9.75	3.84	0.66	10.50	2.26
581.28	CHI_19c	6.06	3.48	9.54	3.72	0.64	10.24	2.46
591.29	CHI_19b	5.91	3.60	9.51	3.59	0.60	10.16	-0.93
603.11	CHI_19m	5.81	3.65	9.46	3.52	0.59	10.09	-0.90
613.11	CHI_19v	5.70	2.80	8.50	4.47	0.85	9.52	0.06
617.58	CHI_18.5v	5.70	2.78	8.48	4.29	0.82	9.42	1.64
640.11	CHI_18d	5.78	2.57	8.35	3.56	0.71	8.99	0.63
645.57	CHI_18c	5.47	2.88	8.35	3.27	0.61	8.90	0.77
658.57	CHI_18b	5.27	3.02	8.29	3.32	0.61	8.85	0.86
668.57	CHI_18a	5.06	3.20	8.26	3.19	0.57	8.78	1.11
670.67	CHI_18	5.00	3.26	8.26	3.12	0.55	8.76	1.11
686.58	CHI_17.6a	4.85	3.39	8.24	2.91	0.50	8.67	1.13
687.58	CHI_17.6m	4.83	2.54	7.37 (*)	4.11	0.82	8.23	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.79	2.58	7.37 (*)	4.03	0.80	8.20	0.00
699.48	CHI_17.4a	4.78	2.71	7.49	3.70	0.72	8.18	1.61
714.59	CHI_17.2	4.80	2.57	7.37	3.88	0.77	8.13	1.73
715.59	CHI_17a	4.79	2.57	7.36	3.87	0.77	8.12	1.74
725.57	CHI_17	4.80	2.52	7.32	3.57	0.72	7.97	4.68
729.6	CHI_16d	4.50	2.81	7.31	3.43	0.65	7.91	-0.85
753.6	CHI_16c	4.21	2.95	7.16	3.57	0.66	7.81	-0.69
761	CHI_16b	4.11	3.00	7.11	3.65	0.67	7.79	-0.63
761.65	CHI_16a	4.11	2.99	7.10	3.66	0.68	7.79	-0.62
761.7	CHI_16	4.11	2.50	6.61 (*)	4.58	0.92	7.68	0.00
773.02	CHI_15	4.00	2.39	6.39	4.95	1.02	7.63	0.13
788.22	CHI_14c	3.97	2.20	6.17	4.83	1.04	7.36	0.33
793.22	CHI_14b	3.47	2.62	6.09	4.78	0.94	7.25	0.42
793.32	CHI_14a	3.47	2.62	6.08	4.78	0.94	7.25	0.47

CHIARAVAGNA Tr=50anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
802.52	CHI_13b	3.41	2.58	5.99	4.90	0.97	7.21	0.56
807.52	CHI_13a	3.40	2.52	5.92	5.01	1.01	7.20	1.78
808.08	CHI_13	3.39	2.52	5.91	5.00	1.01	7.18	1.79
818.91	CHI_12d	3.02	2.77	5.79	4.68	0.90	6.90	1.91
820.11	CHI_12c	2.98	2.79	5.77	4.55	0.87	6.83	1.93
828.91	CHI_12b	2.90	2.80	5.70	4.37	0.83	6.67	2.01
851.79	CHI_12a	2.80	2.72	5.52	4.08	0.79	6.37	2.18
867.47	CHI_12	2.45	2.98	5.43	3.71	0.69	6.13	2.27
882.98	CHI_11e	2.46	2.88	5.34	3.59	0.67	5.99	2.36
912.98	CHI_11d	2.46	2.69	5.15	3.57	0.69	5.80	2.55
942.98	CHI_11c	2.38	2.54	4.92	3.77	0.76	5.64	2.23
962.48	CHI_11b	2.05	2.77	4.82	3.52	0.67	5.45	2.33
964.58	CHI_11a	2.01	2.95	4.96	2.21	0.41	5.20	1.15
968.78	CHI_11	1.95	2.55	4.50 (*)	3.17	0.63	5.01	0.00
986.78	CHI_10b	1.94	2.56	4.50 (*)	3.06	0.61	4.98	0.00
988.79	CHI_10a	1.95	2.39	4.34 (*)	3.29	0.68	4.89	0.00
999.79	CHI_09b	1.92	2.46	4.38 (*)	2.97	0.61	4.83	0.00
1002.19	CHI_09a	1.85	2.26	4.11 (*)	3.34	0.71	4.68	0.00
1013.19	CHI_08c	1.78	2.33	4.11 (*)	3.22	0.67	4.64	0.00
1027.16	CHI_08b	1.58	2.57	4.15 (*)	2.85	0.57	4.56	0.00
1042.16	CHI_08a	1.52	2.63	4.15 (*)	2.81	0.55	4.55	0.00
1043.16	CHI_07c	1.52	2.84	4.36	1.93	0.37	4.55	0.97
1057.16	CHI_07b	1.32	3.04	4.36	1.80	0.33	4.53	0.97
1072.16	CHI_07a	0.88	3.20	4.08	2.78	0.50	4.47	0.69
1099.5	CHI_07	0.69	3.26	3.95	2.93	0.52	4.39	0.62
1135.64	CHI_06a	0.45	3.28	3.73	3.29	0.58	4.29	0.84
1135.66	CHI_06	0.45	3.05	3.50 (*)	3.88	0.71	4.27	0.00
1142.65	CHI_05c	0.38	3.12	3.50 (*)	3.85	0.70	4.26	0.00
1144.89	CHI_05a	0.60	2.33	2.93 (*)	4.44	0.93	3.94	0.00
1226.35	CHI_04c	0.03	2.32	2.35	4.12	0.86	3.22	0.53
1226.45	CHI_04b	0.03	2.32	2.35	4.12	0.86	3.22	0.55
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.29	2.24	4.21	0.89	3.14	0.67
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.26	2.15	2.80	0.59	2.55	0.56
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.24	2.06	2.91	0.62	2.49	0.52
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.25	2.06	2.90	0.62	2.49	0.52
1271.45	CHI_03	-0.31	2.30	1.99	2.96	0.62	2.44	0.50
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.57	1.38	3.70	0.94	2.07	0.86
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.53	1.21	3.79	0.98	1.94	0.97
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.53	1.20	3.77	0.97	1.92	0.99
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	0.74	0.14	0.58	0.00

Tr=50 anni – Scenario di Progetto

CHIARAVAGNA Tr=50anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	1.96	18.99	4.31	0.98	19.94	0.39
-1	CHI_28m	16.80	1.34	18.14	4.67	1.29	19.25	0.97
0	CHI_28v	12.40	2.11	14.51	4.12	0.90	15.38	4.49

CHIARAVAGNA Tr=50anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
5	CHI_27a	12.33	2.12	14.45	2.92	0.64	14.88	4.55
62.02	CHI_27	11.64	2.37	14.01	3.77	0.78	14.73	3.99
106.02	CHI_26m	11.06	2.63	13.69	3.15	0.62	14.20	2.91
116.02	CHI_26v	11.06	2.22	13.28	3.33	0.71	13.85	3.32
216.02	CHI_25	9.87	2.38	12.25	4.22	0.87	13.15	2.48
283.99	CHI_24	9.23	2.22	11.45	4.07	0.87	12.30	1.33
333.99	CHI_23m	8.43	2.57	11.00	2.81	0.56	11.40	1.30
337.99	CHI_23v	8.43	2.52	10.95	2.88	0.58	11.38	1.35
400.01	CHI_22	7.73	2.88	10.61	3.22	0.60	11.14	1.99
484.97	CHI_21m	6.89	3.20	10.09	3.86	0.69	10.85	1.86
541.97	CHI_20	6.31	3.44	9.75	3.84	0.66	10.50	2.25
581.28	CHI_19c	6.06	3.49	9.54	3.72	0.64	10.25	2.46
591.29	CHI_19b	5.91	3.61	9.51	3.59	0.60	10.17	-0.93
603.11	CHI_19m	5.81	3.66	9.47	3.52	0.59	10.10	-0.91
613.11	CHI_19v	5.70	2.60	8.30	4.85	0.96	9.50	0.26
617.58	CHI_18.5v	5.70	2.56	8.26	4.68	0.93	9.37	1.87
640.11	CHI_18d	5.78	2.22	8.00	4.09	0.88	8.86	0.98
645.57	CHI_18c	5.47	2.49	7.96	3.79	0.77	8.69	1.16
658.57	CHI_18b	5.27	2.58	7.85	3.90	0.78	8.63	1.29
668.57	CHI_18a	5.06	2.72	7.78	3.78	0.73	8.51	1.59
670.67	CHI_18	5.00	2.77	7.77	3.70	0.71	8.47	1.60
686.58	CHI_17.6a	4.85	2.85	7.70	3.48	0.66	8.32	1.67
687.58	CHI_17.6m	4.83	2.74	7.57 (*)	3.72	0.72	8.27	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.79	2.34	7.13	4.31	0.90	8.08	0.44
699.48	CHI_17.4a	4.78	2.34	7.12	4.30	0.90	8.06	1.98
714.59	CHI_17.2	4.80	2.17	6.97	4.62	1.00	8.05	2.13
715.59	CHI_17a	4.79	2.16	6.95	4.62	1.00	8.04	2.15
725.57	CHI_17	4.80	2.03	6.83	4.45	1.00	7.84	5.17
729.6	CHI_16d	4.50	2.28	6.78	4.32	0.91	7.73	-0.32
750.07	i_CHI_16c	4.38	2.12	6.50	4.25	0.93	7.42	-0.02
755.07	i_CHI_16b	4.36	2.04	6.40	4.22	0.94	7.31	0.08
760.07	i_CHI_16a	4.15	2.13	6.28	3.16	0.69	6.79	0.55
761.7	CHI_16	4.15	2.14	6.29	3.05	0.67	6.76	0.55
762.7	i_CHI_15b	4.15	2.17	6.32	2.75	0.60	6.70	0.51
772.52	i_CHI_15a	4.05	1.93	5.98	3.08	0.71	6.47	0.85
773.02	CHI_15	4.01	1.97	5.98	2.97	0.67	6.43	0.55
788.22	CHI_14c	4.00	1.75	5.75	3.64	0.88	6.42	0.78
793.22	CHI_14b	3.55	2.10	5.65	3.83	0.84	6.40	0.88
796.72	CHI_14a	3.47	2.14	5.61	3.46	0.75	6.22	0.94
802.52	CHI_13b	3.42	2.13	5.55	3.57	0.78	6.20	1.00
807.52	CHI_13a	3.39	2.13	5.52	3.38	0.74	6.10	2.18
815.91	i_CHI_12a	3.10	2.39	5.49	3.28	0.68	6.04	2.21
818.91	CHI_12d	2.50	3.07	5.57	2.47	0.45	5.88	2.13
820.11	CHI_12c	2.98	2.43	5.41	2.95	0.60	5.86	2.29
828.91	CHI_12b	2.90	2.46	5.36	3.11	0.63	5.85	2.34
851.79	CHI_12a	2.80	2.43	5.23	3.31	0.68	5.79	2.47
867.47	CHI_12	2.45	2.71	5.16	3.33	0.65	5.72	2.55
882.98	CHI_11e	2.46	2.59	5.05	3.48	0.69	5.67	2.65
912.98	CHI_11d	2.46	2.36	4.82	3.69	0.77	5.52	2.88
942.98	CHI_11c	2.38	2.15	4.53	4.07	0.89	5.37	2.62
962.48	CHI_11b	2.05	2.30	4.35	3.70	0.78	5.04	2.80

CHIARAVAGNA Tr=50anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
964.58	CHI_11a	2.01	2.38	4.39	2.34	0.48	4.67	1.71
968.78	CHI_11	1.95	2.28	4.23	2.90	0.61	4.66	0.27
986.78	CHI_10b	1.94	1.99	3.93	3.17	0.72	4.44	0.57
988.79	CHI_10a	1.95	2.00	3.95	2.85	0.64	4.37	0.39
999.79	CHI_09b	1.92	1.95	3.87	3.03	0.69	4.34	0.51
1002.19	CHI_09a	1.85	2.00	3.85	3.05	0.69	4.32	0.26
1013.19	CHI_08c	1.78	1.95	3.73	3.24	0.74	4.27	0.38
1027.16	CHI_08b	1.58	2.01	3.59	3.11	0.70	4.08	0.56
1042.16	CHI_08a	1.52	1.92	3.44	3.29	0.76	3.99	0.71
1043.16	CHI_07c	1.52	1.92	3.44	2.95	0.68	3.89	1.89
1057.16	CHI_07b	1.07	2.33	3.40	2.87	0.60	3.82	1.93
1072.16	CHI_07a	0.88	2.36	3.24	3.29	0.68	3.79	1.53
1099.5	CHI_07	0.69	2.44	3.13	2.97	0.61	3.58	1.44
1135.66	CHI_06	0.45	2.38	2.83	3.68	0.76	3.51	1.74
1142.65	CHI_05b	0.38	2.38	2.76	3.67	0.76	3.45	1.81
1144.89	CHI_05a	0.60	2.08	2.68	2.98	0.66	3.14	0.25
1226.35	CHI_04c	0.03	2.10	2.13	2.81	0.62	2.53	0.75
1226.45	CHI_04b	0.03	2.10	2.13	2.82	0.62	2.53	0.77
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.12	2.07	2.94	0.64	2.51	0.83
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.26	2.15	2.63	0.56	2.50	0.57
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.24	2.06	2.91	0.62	2.49	0.52
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.25	2.06	2.90	0.62	2.49	0.52
1271.45	CHI_03	-0.31	2.30	1.99	2.96	0.62	2.43	0.50
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.56	1.37	3.69	0.94	2.07	0.87
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.53	1.21	3.79	0.98	1.94	0.97
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.52	1.19	3.76	0.97	1.91	0.99
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	0.74	0.13	0.58	0.00

Tr=200 anni – Stato Attuale

CHIARAVAGNA Tr=200anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	2.18	19.21	4.74	1.02	20.36	0.17
-1	CHI_28m	16.80	1.55	18.35	5.09	1.30	19.67	0.75
0	CHI_28v	12.40	2.37	14.77	4.58	0.95	15.84	4.23
5	CHI_27a	12.33	2.37	14.70	3.30	0.68	15.26	4.30
62.02	CHI_27	11.64	2.63	14.27	3.80	0.75	15.01	3.73
106.02	CHI_26m	11.06	2.96	14.02	3.14	0.58	14.52	2.58
116.02	CHI_26v	11.06	2.48	13.54	3.53	0.72	14.18	3.06
216.02	CHI_25	9.87	2.69	12.56	4.51	0.88	13.60	2.17
283.99	CHI_24	9.23	2.62	11.85	4.17	0.82	12.74	0.93
333.99	CHI_23m	8.43	3.18	11.61	2.82	0.50	12.02	0.69
337.99	CHI_23v	8.43	3.14	11.57	2.89	0.52	11.99	0.74
400.01	CHI_22	7.73	3.59	11.32	3.18	0.54	11.83	1.28
484.97	CHI_21m	6.89	3.93	10.82	3.90	0.63	11.59	1.13
541.97	CHI_20	6.31	4.23	10.54	3.85	0.60	11.30	1.46
581.28	CHI_19c	6.06	4.35	10.41	3.73	0.57	11.12	1.59
591.29	CHI_19b	5.91	4.50	10.41	3.62	0.54	11.08	-1.83

CHIARAVAGNA Tr=200anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
603.11	CHI_19m	5.81	4.60	10.41	3.59	0.53	11.07	-1.85
613.11	CHI_19v	5.70	3.51	9.21	4.55	0.78	10.26	-0.65
617.58	CHI_18.5v	5.70	3.52	9.21	4.36	0.74	10.18	0.91
640.11	CHI_18d	5.78	3.46	9.24	3.58	0.61	9.89	-0.26
645.57	CHI_18c	5.47	3.79	9.26	3.28	0.54	9.81	-0.14
658.57	CHI_18b	5.27	3.96	9.23	3.34	0.53	9.80	-0.09
668.57	CHI_18a	5.06	4.16	9.22	3.22	0.50	9.75	0.15
670.67	CHI_18	5.00	4.23	9.23	3.15	0.49	9.73	0.14
686.58	CHI_17.6a	4.85	4.37	9.22	2.96	0.45	9.66	0.15
687.58	CHI_17.6m	4.83	2.54	7.37 (*)	5.78	1.16	9.07	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.79	2.58	7.37 (*)	5.72	1.14	9.04	0.00
699.48	CHI_17.4a	4.78	3.51	8.29	3.83	0.65	9.03	0.81
714.59	CHI_17.2	4.80	3.43	8.23	3.90	0.67	9.00	0.87
715.59	CHI_17a	4.79	3.43	8.22	3.90	0.67	9.00	0.88
725.57	CHI_17	4.80	3.44	8.24	3.67	0.63	8.93	3.76
729.6	CHI_16d	4.50	3.74	8.24	3.55	0.59	8.88	-1.78
753.6	CHI_16c	4.21	3.97	8.18	3.49	0.56	8.80	-1.70
761	CHI_16b	4.11	4.05	8.16	3.47	0.55	8.77	-1.68
761.65	CHI_16a	4.11	4.04	8.15	3.47	0.55	8.77	-1.67
761.7	CHI_16	4.11	2.50	6.61 (*)	5.30	1.07	8.04	0.00
773.02	CHI_15	4.00	2.51	6.51 (*)	5.43	1.09	8.01	0.00
788.22	CHI_14c	3.97	2.53	6.50 (*)	5.30	1.06	7.93	0.00
793.22	CHI_14b	3.47	3.03	6.50 (*)	5.25	0.96	7.91	0.00
793.32	CHI_14a	3.47	3.08	6.55 (*)	5.14	0.93	7.90	0.00
802.52	CHI_13b	3.41	3.14	6.55 (*)	5.08	0.92	7.87	0.00
807.52	CHI_13a	3.40	3.63	7.03	4.03	0.68	7.86	0.67
808.08	CHI_13	3.39	3.29	6.68	4.74	0.83	7.83	1.02
818.91	CHI_12d	3.02	3.61	6.63	4.71	0.79	7.76	1.07
820.11	CHI_12c	2.98	3.65	6.63	4.58	0.77	7.70	1.07
828.91	CHI_12b	2.90	3.67	6.57	4.41	0.73	7.56	1.13
851.79	CHI_12a	2.80	3.66	6.46	4.12	0.69	7.33	1.24
867.47	CHI_12	2.45	3.97	6.42	3.77	0.60	7.14	1.28
882.98	CHI_11e	2.46	3.89	6.35	3.67	0.59	7.03	1.35
912.98	CHI_11d	2.46	3.76	6.22	3.63	0.60	6.89	1.48
942.98	CHI_11c	2.38	3.69	6.07	3.80	0.63	6.80	1.09
962.48	CHI_11b	2.05	3.99	6.04	3.56	0.57	6.68	1.11
964.58	CHI_11a	2.01	4.23	6.24	2.23	0.35	6.49	-0.14
968.78	CHI_11	1.95	2.55	4.50 (*)	4.87	0.97	5.71	0.00
986.78	CHI_10b	1.94	2.56	4.50 (*)	4.77	0.95	5.66	0.00
988.79	CHI_10a	1.95	2.39	4.34 (*)	4.99	1.03	5.61	0.00
999.79	CHI_09b	1.92	2.46	4.38 (*)	4.81	0.98	5.56	0.00
1002.19	CHI_09a	1.85	2.26	4.11 (*)	5.23	1.11	5.50	0.00
1013.19	CHI_08c	1.78	2.33	4.11 (*)	5.17	1.08	5.47	0.00
1027.16	CHI_08b	1.58	2.57	4.15 (*)	5.06	1.01	5.45	0.00
1042.16	CHI_08a	1.52	2.63	4.15 (*)	5.03	0.99	5.44	0.00
1043.16	CHI_07c	1.52	3.70	5.22	2.13	0.35	5.45	0.11
1057.16	CHI_07b	1.32	3.91	5.23	2.05	0.33	5.44	0.11
1072.16	CHI_07a	0.88	4.08	4.96	2.52	0.40	5.29	-0.19
1099.5	CHI_07	0.69	4.23	4.92	2.53	0.39	5.24	-0.35
1135.64	CHI_06a	0.45	4.30	4.75	2.86	0.44	5.17	-0.18
1135.66	CHI_06	0.45	3.05	3.50 (*)	4.81	0.88	4.68	0.00

CHIARAVAGNA Tr=200anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
1142.65	CHI_05c	0.38	3.12	3.50 (*)	4.68	0.85	4.62	0.00
1144.89	CHI_05a	0.60	2.33	2.93 (*)	5.52	1.16	4.48	0.00
1226.35	CHI_04c	0.03	2.59	2.62	4.55	0.90	3.68	0.26
1226.45	CHI_04b	0.03	2.59	2.62	4.55	0.90	3.68	0.28
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.54	2.49	4.65	0.93	3.60	0.41
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.51	2.40	3.09	0.62	2.89	0.31
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.48	2.30	3.24	0.66	2.84	0.28
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.49	2.30	3.22	0.65	2.83	0.28
1271.45	CHI_03	-0.31	2.53	2.22	3.32	0.67	2.78	0.27
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.76	1.57	4.08	0.98	2.42	0.67
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.71	1.39	4.18	1.02	2.28	0.79
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.71	1.38	4.16	1.02	2.26	0.80
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	0.93	0.17	0.59	0.00

Tr=200 anni – Scenario di Progetto

CHIARAVAGNA Tr=200anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	2.19	19.22	4.74	1.02	20.36	0.16
-1	CHI_28m	16.80	1.55	18.35	5.09	1.30	19.67	0.75
0	CHI_28v	12.40	2.37	14.77	4.58	0.95	15.84	4.23
5	CHI_27a	12.33	2.37	14.70	3.30	0.68	15.26	4.30
62.02	CHI_27	11.64	2.63	14.27	3.80	0.75	15.01	3.73
106.02	CHI_26m	11.06	2.96	14.02	3.14	0.58	14.52	2.58
116.02	CHI_26v	11.06	2.48	13.54	3.53	0.72	14.18	3.06
216.02	CHI_25	9.87	2.69	12.56	4.52	0.88	13.60	2.17
283.99	CHI_24	9.23	2.62	11.85	4.18	0.83	12.74	0.93
333.99	CHI_23m	8.43	3.16	11.59	2.82	0.51	12.00	0.71
337.99	CHI_23v	8.43	3.12	11.55	2.89	0.52	11.97	0.76
400.01	CHI_22	7.73	3.56	11.29	3.19	0.54	11.81	1.31
484.97	CHI_21m	6.89	3.90	10.79	3.91	0.63	11.57	1.16
541.97	CHI_20	6.31	4.20	10.51	3.85	0.60	11.27	1.49
581.28	CHI_19c	6.06	4.32	10.38	3.73	0.57	11.08	1.63
591.29	CHI_19b	5.91	4.47	10.37	3.60	0.54	11.03	-1.79
603.11	CHI_19m	5.81	4.58	10.39	3.52	0.52	11.02	-1.83
613.11	CHI_19v	5.70	2.93	8.63	5.14	0.96	9.98	-0.07
617.58	CHI_18.5v	5.70	2.90	8.60	4.95	0.93	9.84	1.53
640.11	CHI_18d	5.78	2.58	8.36	4.25	0.85	9.29	0.62
645.57	CHI_18c	5.47	2.86	8.33	3.97	0.75	9.14	0.79
658.57	CHI_18b	5.27	2.96	8.23	4.09	0.76	9.08	0.91
668.57	CHI_18a	5.06	3.11	8.17	3.98	0.72	8.98	1.20
670.67	CHI_18	5.00	3.16	8.16	3.91	0.70	8.94	1.21
686.58	CHI_17.6a	4.85	3.25	8.10	3.70	0.66	8.79	1.27
687.58	CHI_17.6m	4.83	2.74	7.57 (*)	4.47	0.86	8.59	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.79	2.65	7.44	4.64	0.91	8.54	0.13
699.48	CHI_17.4a	4.78	2.65	7.43	4.61	0.90	8.52	1.67
714.59	CHI_17.2	4.80	2.49	7.29	4.92	1.00	8.52	1.81
715.59	CHI_17a	4.79	2.49	7.28	4.93	1.00	8.51	1.82

CHIARAVAGNA Tr=200anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
725.57	CHI_17	4.80	2.36	7.16	4.74	0.98	8.31	4.84
729.6	CHI_16d	4.50	2.62	7.12	4.62	0.91	8.21	-0.66
750.07	i_CHI_16c	4.38	2.51	6.89	4.57	0.92	7.96	-0.41
755.07	i_CHI_16b	4.36	2.46	6.82	4.48	0.91	7.84	-0.34
760.07	i_CHI_16a	4.15	2.58	6.73	3.25	0.65	7.27	0.10
761.7	CHI_16	4.15	2.58	6.73	3.19	0.63	7.25	0.10
762.7	i_CHI_15b	4.15	2.62	6.77	2.88	0.57	7.19	0.06
772.52	i_CHI_15a	4.05	2.37	6.42	3.19	0.66	6.94	0.41
773.02	CHI_15	4.01	2.41	6.42	3.14	0.65	6.92	0.11
788.22	CHI_14c	4.00	2.22	6.22	3.70	0.79	6.92	0.31
793.22	CHI_14b	3.55	2.60	6.15	3.89	0.77	6.92	0.38
796.72	CHI_14a	3.47	2.66	6.13	3.52	0.69	6.76	0.43
802.52	CHI_13b	3.42	2.66	6.08	3.61	0.71	6.74	0.47
807.52	CHI_13a	3.39	2.68	6.07	3.40	0.66	6.66	1.63
815.91	i_CHI_12a	3.10	2.94	6.04	3.34	0.62	6.61	1.66
818.91	CHI_12d	2.50	3.64	6.14	2.91	0.49	6.57	1.56
820.11	CHI_12c	2.98	2.98	5.96	3.44	0.64	6.56	1.75
828.91	CHI_12b	2.90	3.00	5.90	3.55	0.65	6.54	1.80
851.79	CHI_12a	2.80	2.96	5.76	3.70	0.69	6.46	1.94
867.47	CHI_12	2.45	3.24	5.69	3.69	0.65	6.39	2.01
882.98	CHI_11e	2.46	3.13	5.59	3.86	0.70	6.35	2.11
912.98	CHI_11d	2.46	2.90	5.36	4.07	0.76	6.21	2.34
942.98	CHI_11c	2.38	2.71	5.09	4.41	0.86	6.08	2.06
962.48	CHI_11b	2.05	2.87	4.92	4.09	0.77	5.77	2.23
964.58	CHI_11a	2.01	2.97	4.98	2.60	0.48	5.32	1.12
968.78	CHI_11	1.95	2.55	4.50 (*)	3.70	0.74	5.20	0.00
986.78	CHI_10b	1.94	2.51	4.45	3.59	0.72	5.11	0.05
988.79	CHI_10a	1.95	2.39	4.34 (*)	3.43	0.71	4.94	0.00
999.79	CHI_09b	1.92	2.46	4.38 (*)	3.29	0.67	4.93	0.00
1002.19	CHI_09a	1.85	2.26	4.11 (*)	3.85	0.82	4.86	0.00
1013.19	CHI_08c	1.78	2.33	4.11 (*)	3.72	0.78	4.81	0.00
1027.16	CHI_08b	1.58	2.45	4.03	3.49	0.71	4.65	0.12
1042.16	CHI_08a	1.52	2.36	3.88	3.65	0.76	4.56	0.27
1043.16	CHI_07c	1.52	2.37	3.89	2.90	0.60	4.31	1.44
1057.16	CHI_07b	1.07	2.78	3.85	2.84	0.54	4.26	1.48
1072.16	CHI_07a	0.88	2.82	3.70	3.27	0.62	4.24	1.08
1099.5	CHI_07	0.69	2.93	3.62	3.12	0.58	4.11	0.96
1135.66	CHI_06	0.45	2.89	3.34	3.78	0.71	4.07	1.23
1142.65	CHI_05b	0.38	2.92	3.30	3.76	0.70	4.02	1.27
1144.89	CHI_05a	0.60	2.33	2.93 (*)	3.61	0.76	3.59	0.00
1226.35	CHI_04c	0.03	2.39	2.42	3.25	0.67	2.96	0.46
1226.45	CHI_04b	0.03	2.39	2.42	3.25	0.67	2.96	0.48
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.40	2.35	3.25	0.67	2.89	0.55
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.53	2.42	3.01	0.60	2.88	0.29
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.50	2.32	3.28	0.66	2.87	0.26
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.51	2.32	3.27	0.66	2.86	0.26
1271.45	CHI_03	-0.31	2.55	2.24	3.36	0.67	2.81	0.25
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.78	1.59	4.11	0.98	2.44	0.66
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.73	1.41	4.21	1.02	2.31	0.77
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.72	1.39	4.19	1.02	2.29	0.79
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	0.95	0.17	0.60	0.00

Tr=500 anni – Stato Attuale

CHIARAVAGNA Tr=500anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	2.33	19.36	4.99	1.05	20.63	0.02
-1	CHI_28m	16.80	1.69	18.49	5.33	1.31	19.94	0.62
0	CHI_28v	12.40	2.54	14.94	4.86	0.97	16.14	4.06
5	CHI_27a	12.33	2.54	14.87	3.53	0.71	15.50	4.14
62.02	CHI_27	11.64	2.80	14.44	3.91	0.74	15.22	3.56
106.02	CHI_26m	11.06	3.16	14.22	3.12	0.56	14.72	2.38
116.02	CHI_26v	11.06	2.65	13.71	3.64	0.71	14.39	2.89
216.02	CHI_25	9.87	2.89	12.76	4.63	0.87	13.85	1.98
283.99	CHI_24	9.23	2.85	12.08	4.27	0.81	13.01	0.70
333.99	CHI_23m	8.43	3.47	11.90	2.82	0.48	12.31	0.40
337.99	CHI_23v	8.43	3.42	11.85	2.90	0.50	12.28	0.45
400.01	CHI_22	7.73	3.87	11.60	3.23	0.52	12.13	1.00
484.97	CHI_21m	6.89	4.18	11.07	4.16	0.65	11.95	0.88
541.97	CHI_20	6.31	4.45	10.76	4.04	0.61	11.59	1.24
581.28	CHI_19c	6.06	4.63	10.68	3.73	0.55	11.39	1.32
591.29	CHI_19b	5.91	4.77	10.68	3.60	0.53	11.34	-2.10
603.11	CHI_19m	5.81	4.90	10.71	3.41	0.49	11.30	-2.15
613.11	CHI_19v	5.70	3.76	9.46	4.57	0.75	10.52	-0.90
617.58	CHI_18.5v	5.70	3.77	9.47	4.37	0.72	10.44	0.65
640.11	CHI_18d	5.78	3.74	9.52	3.58	0.59	10.18	-0.54
645.57	CHI_18c	5.47	4.08	9.55	3.40	0.54	10.14	-0.43
658.57	CHI_18b	5.27	4.26	9.53	3.35	0.52	10.10	-0.39
668.57	CHI_18a	5.06	4.47	9.53	3.23	0.49	10.07	-0.16
670.67	CHI_18	5.00	4.54	9.54	3.17	0.47	10.05	-0.17
686.58	CHI_17.6a	4.85	4.72	9.57	2.97	0.44	10.01	-0.20
687.58	CHI_17.6m	4.83	2.54	7.37 (*)	6.50	1.30	9.52	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.79	2.58	7.37 (*)	6.40	1.27	9.46	0.00
699.48	CHI_17.4a	4.78	3.94	8.72	3.71	0.60	9.42	0.38
714.59	CHI_17.2	4.80	3.88	8.68	3.79	0.61	9.41	0.42
715.59	CHI_17a	4.79	3.89	8.68	3.78	0.61	9.41	0.42
725.57	CHI_17	4.80	3.91	8.71	3.70	0.60	9.40	3.30
729.6	CHI_16d	4.50	4.21	8.71	3.65	0.57	9.38	-2.25
753.6	CHI_16c	4.21	4.46	8.67	3.74	0.57	9.38	-2.19
761	CHI_16b	4.11	4.53	8.64	3.74	0.56	9.35	-2.16
761.65	CHI_16a	4.11	4.54	8.65	3.71	0.56	9.35	-2.17
761.7	CHI_16	4.11	2.50	6.61 (*)	6.43	1.30	8.72	0.00
773.02	CHI_15	4.00	2.51	6.51 (*)	6.51	1.31	8.67	0.00
788.22	CHI_14c	3.97	2.53	6.50 (*)	6.45	1.29	8.62	0.00
793.22	CHI_14b	3.47	3.03	6.50 (*)	6.38	1.17	8.58	0.00
793.32	CHI_14a	3.47	3.08	6.55 (*)	6.24	1.14	8.54	0.00
802.52	CHI_13b	3.41	3.14	6.55 (*)	6.21	1.12	8.52	0.00
807.52	CHI_13a	3.40	4.11	7.51	4.43	0.70	8.51	0.19
808.08	CHI_13	3.39	3.62	7.01	5.02	0.84	8.30	0.69
818.91	CHI_12d	3.02	3.95	6.97	4.71	0.76	8.10	0.73
820.11	CHI_12c	2.98	3.99	6.97	4.58	0.73	8.04	0.73
828.91	CHI_12b	2.90	4.02	6.92	4.41	0.70	7.91	0.78
851.79	CHI_12a	2.80	4.03	6.83	4.12	0.65	7.69	0.87
867.47	CHI_12	2.45	4.34	6.79	3.77	0.58	7.52	0.91
882.98	CHI_11e	2.46	4.27	6.73	3.67	0.57	7.42	0.97

CHIARAVAGNA Tr=500anni - Stato attuale								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
912.98	CHI_11d	2.46	4.16	6.62	3.63	0.57	7.29	1.08
942.98	CHI_11c	2.38	4.10	6.48	3.80	0.60	7.22	0.67
962.48	CHI_11b	2.05	4.42	6.47	3.56	0.54	7.11	0.69
964.58	CHI_11a	2.01	4.67	6.68	2.23	0.33	6.93	-0.58
968.78	CHI_11	1.95	2.55	4.50 (*)	5.86	1.17	6.25	0.00
986.78	CHI_10b	1.94	2.56	4.50 (*)	5.81	1.16	6.22	0.00
988.79	CHI_10a	1.95	2.39	4.34 (*)	6.06	1.25	6.21	0.00
999.79	CHI_09b	1.92	2.46	4.38 (*)	5.94	1.21	6.18	0.00
1002.19	CHI_09a	1.85	2.26	4.11 (*)	6.36	1.35	6.17	0.00
1013.19	CHI_08c	1.78	2.33	4.11 (*)	6.33	1.32	6.15	0.00
1027.16	CHI_08b	1.58	2.57	4.15 (*)	6.01	1.20	5.99	0.00
1042.16	CHI_08a	1.52	2.63	4.15 (*)	5.97	1.18	5.97	0.00
1043.16	CHI_07c	1.52	3.97	5.49	2.93	0.47	5.93	-0.16
1057.16	CHI_07b	1.32	4.18	5.50	2.86	0.45	5.92	-0.17
1072.16	CHI_07a	0.88	4.39	5.27	3.52	0.54	5.90	-0.50
1099.5	CHI_07	0.69	4.55	5.24	3.52	0.53	5.88	-0.67
1135.64	CHI_06a	0.45	4.62	5.07	3.85	0.57	5.83	-0.50
1135.66	CHI_06	0.45	3.05	3.50 (*)	5.06	0.93	4.80	0.00
1142.65	CHI_05c	0.38	3.12	3.50 (*)	4.93	0.89	4.74	0.00
1144.89	CHI_05a	0.60	2.33	2.93 (*)	5.83	1.22	4.66	0.00
1226.35	CHI_04c	0.03	2.68	2.71	4.67	0.91	3.82	0.18
1226.45	CHI_04b	0.03	2.67	2.70	4.66	0.91	3.81	0.20
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.63	2.58	4.77	0.94	3.73	0.32
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.59	2.48	3.17	0.63	2.99	0.23
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.56	2.38	3.32	0.66	2.94	0.20
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.57	2.38	3.31	0.66	2.94	0.20
1271.45	CHI_03	-0.31	2.61	2.30	3.41	0.67	2.89	0.19
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.82	1.63	4.20	0.99	2.53	0.61
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.77	1.45	4.31	1.03	2.40	0.73
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.77	1.44	4.28	1.03	2.37	0.74
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	1.00	0.18	0.60	0.00

Tr=500 anni – Scenario di Progetto

CHIARAVAGNA Tr=500anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
-49	CHI_29	17.03	2.33	19.36	4.99	1.05	20.63	0.02
-1	CHI_28m	16.80	1.69	18.49	5.33	1.31	19.94	0.62
0	CHI_28v	12.40	2.54	14.94	4.86	0.97	16.14	4.06
5	CHI_27a	12.33	2.54	14.87	3.53	0.71	15.50	4.14
62.02	CHI_27	11.64	2.80	14.44	3.91	0.74	15.22	3.56
106.02	CHI_26m	11.06	3.16	14.22	3.12	0.56	14.72	2.38
116.02	CHI_26v	11.06	2.65	13.71	3.64	0.71	14.39	2.89
216.02	CHI_25	9.87	2.89	12.76	4.63	0.87	13.85	1.98
283.99	CHI_24	9.23	2.85	12.08	4.27	0.81	13.01	0.70
333.99	CHI_23m	8.43	3.47	11.90	2.82	0.48	12.31	0.40
337.99	CHI_23v	8.43	3.42	11.85	2.90	0.50	12.28	0.45
400.01	CHI_22	7.73	3.88	11.61	3.23	0.52	12.14	0.99

CHIARAVAGNA Tr=500anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
484.97	CHI_21m	6.89	4.18	11.07	4.16	0.65	11.95	0.88
541.97	CHI_20	6.31	4.45	10.76	4.04	0.61	11.59	1.24
581.28	CHI_19c	6.06	4.63	10.68	3.73	0.55	11.39	1.32
591.29	CHI_19b	5.91	4.77	10.68	3.60	0.53	11.34	-2.10
603.11	CHI_19m	5.81	4.90	10.71	3.49	0.50	11.33	-2.15
613.11	CHI_19v	5.70	3.13	8.83	5.23	0.94	10.22	-0.26
617.58	CHI_18.5v	5.70	3.09	8.79	5.02	0.91	10.08	1.33
640.11	CHI_18d	5.78	2.79	8.57	4.30	0.82	9.52	0.41
645.57	CHI_18c	5.47	3.08	8.55	4.03	0.73	9.38	0.57
658.57	CHI_18b	5.27	3.19	8.46	4.14	0.74	9.33	0.68
668.57	CHI_18a	5.06	3.34	8.40	4.04	0.71	9.23	0.97
670.67	CHI_18	5.00	3.40	8.40	3.97	0.69	9.20	0.97
686.58	CHI_17.6a	4.85	3.49	8.34	3.76	0.64	9.06	1.03
687.58	CHI_17.6m	4.06	3.51	7.57 (*)	5.11	0.87	8.90	0.00
698.48	CHI_17.4m	4.69	2.88	7.57 (*)	5.07	0.95	8.88	0.00
699.48	CHI_17.4a	4.78	2.89	7.67	4.86	0.91	8.87	1.44
714.59	CHI_17.2	4.80	2.74	7.54	5.09	0.98	8.86	1.56
715.59	CHI_17a	4.79	2.74	7.53	5.09	0.98	8.85	1.57
725.57	CHI_17	4.80	2.66	7.46	4.89	0.96	8.68	4.54
729.6	CHI_16d	4.50	2.94	7.44	4.78	0.89	8.61	-0.98
750.07	i_CHI_16c	4.38	2.86	7.24	4.75	0.90	8.39	-0.76
755.07	i_CHI_16b	4.36	2.83	7.19	4.65	0.88	8.29	-0.71
760.07	i_CHI_16a	4.15	2.98	7.13	3.26	0.60	7.67	-0.30
761.7	CHI_16	3.88	2.95	6.83 (*)	3.22	0.60	7.36	0.00
762.7	i_CHI_15b	3.84	2.99	6.83 (*)	2.93	0.54	7.27	0.00
772.52	i_CHI_15a	4.01	2.82	6.83 (*)	2.91	0.55	7.26	0.00
773.02	CHI_15	3.67	2.86	6.53 (*)	3.56	0.67	7.18	0.00
788.22	CHI_14c	3.96	2.57	6.53 (*)	3.55	0.71	7.17	0.00
793.22	CHI_14b	3.55	2.93	6.48	3.61	0.67	7.15	0.05
796.72	CHI_14a	3.47	2.98	6.45	3.53	0.65	7.08	0.10
802.52	CHI_13b	3.42	2.98	6.40	3.62	0.67	7.07	0.15
807.52	CHI_13a	3.39	3.01	6.40	3.41	0.63	6.99	1.30
815.91	i_CHI_12a	3.10	3.28	6.38	3.35	0.59	6.95	1.32
818.91	CHI_12d	2.50	3.98	6.48	2.98	0.48	6.93	1.22
820.11	CHI_12c	2.98	3.30	6.28	3.54	0.62	6.92	1.42
828.91	CHI_12b	2.90	3.32	6.22	3.63	0.64	6.89	1.48
851.79	CHI_12a	2.80	3.29	6.09	3.86	0.68	6.85	1.61
867.47	CHI_12	2.45	3.58	6.03	3.84	0.65	6.78	1.67
882.98	CHI_11e	2.46	3.47	5.93	4.01	0.69	6.75	1.77
912.98	CHI_11d	2.46	3.26	5.72	4.20	0.74	6.62	1.98
942.98	CHI_11c	2.38	3.08	5.46	4.50	0.82	6.49	1.69
962.48	CHI_11b	2.05	3.27	5.32	4.22	0.75	6.23	1.83
964.58	CHI_11a	2.01	3.41	5.42	2.68	0.46	5.78	0.69
968.78	CHI_11	1.24	3.26	4.50 (*)	3.66	0.65	5.18	0.00
986.78	CHI_10b	1.51	2.99	4.50 (*)	3.62	0.67	5.17	0.00
988.79	CHI_10a	1.39	2.95	4.34 (*)	4.03	0.75	5.17	0.00
999.79	CHI_09b	1.50	2.88	4.38 (*)	3.92	0.74	5.16	0.00
1002.19	CHI_09a	1.18	2.93	4.11 (*)	4.41	0.82	5.10	0.00
1013.19	CHI_08c	1.31	2.80	4.11 (*)	4.26	0.81	5.03	0.00
1027.16	CHI_08b	1.38	2.77	4.15 (*)	3.77	0.72	4.87	0.00
1042.16	CHI_08a	1.49	2.66	4.15 (*)	3.73	0.73	4.86	0.00

CHIARAVAGNA Tr=500anni - Scenario di Progetto								
PROGRESSIVA	ID SEZIONE	Quota Fondo	Y	PL	V	Fr	H	Franco
[m]		[m sm]	[m]	[m sm]	[m/s]	[-]	[m sm]	[m]
1043.16	CHI_07c	1.52	2.67	4.19	3.07	0.60	4.67	1.14
1057.16	CHI_07b	1.07	3.09	4.16	3.13	0.57	4.66	1.17
1072.16	CHI_07a	0.88	3.13	4.01	3.45	0.62	4.62	0.76
1099.5	CHI_07	0.69	3.27	3.96	3.13	0.55	4.46	0.61
1135.66	CHI_06	0.45	3.26	3.71	3.79	0.67	4.44	0.86
1142.65	CHI_05b	0.38	3.30	3.68	3.76	0.66	4.40	0.89
1144.89	CHI_05a	-0.15	3.08	2.93 (*)	4.07	0.74	3.77	0.00
1226.35	CHI_04c	0.03	2.54	2.57	3.44	0.69	3.18	0.31
1226.45	CHI_04b	0.03	2.54	2.57	3.44	0.69	3.17	0.33
1236.45	CHI_04a	-0.05	2.55	2.50	3.44	0.69	3.10	0.40
1243.45	CHI_03c	-0.11	2.67	2.56	3.19	0.62	3.08	0.15
1258.45	CHI_03b	-0.18	2.64	2.46	3.46	0.68	3.07	0.13
1258.95	CHI_03a	-0.19	2.64	2.45	3.45	0.68	3.06	0.13
1271.45	CHI_03	-0.31	2.68	2.37	3.56	0.70	3.01	0.12
1352.53	CHI_02c	-0.19	1.88	1.69	4.32	1.00	2.64	0.55
1366.53	CHI_02b	-0.32	1.83	1.51	4.43	1.04	2.51	0.67
1367.63	CHI_02a	-0.33	1.83	1.50	4.40	1.04	2.48	0.69
1592.52	CHI_01	-2.50	3.05	0.55	1.06	0.19	0.61	0.00

Di seguito si riportano le tabelle relative alla criticità idraulica di ogni struttura di attraversamento localizzata nel tratto di indagine del Torrente Chiaravagna per i tre tempi di ritorno considerati rispettivamente nella configurazione dello stato attuale e in quella di progetto. Le tabelle riportano le seguenti informazioni:

- Nome sezione: denominazione della struttura di attraversamento;
- Progressiva: valore di posizionamento della sezione trasversale, come distanza progressiva in [m] a partire dall'inizio del tratto;
- ID sezione: identificativo della sezione trasversale;
- Intradosso: livello altimetrico [m s.l.m.] dell'intradosso della struttura;
- Estradosso: livello altimetrico [m s.l.m.] dell'estradosso della struttura;
- PL: livello del pelo libero in [m s.l.m.];
- Franco: franco idraulico in [m] rispetto all'intradosso.

Il valori di livello del pelo libero e di franco idraulico sono riportati per ognuno dei tre tempi di ritorno considerati: 50, 200 e 500 anni.

Struttura			Stato attuale							
Nome Sezione	PROGR.	SEZIONE	Intradosso [m]	Estradosso [m]	TR50		TR200		TR500	
	[m]	ID			P.L. [m.s.m.]	Franco [m]	P.L. [m.s.m.]	Franco [m]	P.L. [m.s.m.]	Franco [m]
	Ponte De Simone	106.02			CHI_26m	16.60	17.00	13.69	2.91	14.02
Passerella via VIII Società Case	333.99	CHI_23m	12.30	12.80	11.00	1.30	11.61	0.69	11.90	0.40
Passerella via Leonardi	484.97	CHI_21m	11.95	12.72	10.08	1.87	10.82	1.13	11.07	0.88
Ponte obliquo via Chiaravagna	603.11	CHI_19m	8.56	9.79	9.46	-0.90	10.41	-1.85	10.70	-2.14
Ponte via Giotto	687.58	CHI_17.6m	7.37	8.50	8.24	-0.87	9.22	-1.85	9.57	-2.20
Ponte via Manara	761.7	CHI_16	6.61	8.22	7.10	-0.49	8.15	-1.54	8.65	-2.04
Passerella ELSAG	793.32	CHI_14a	6.55	7.68	6.08	0.47	7.15	-0.60	7.61	-1.06
Ponte via Albareto	968.78	CHI_11	4.50	6.10	4.79	-0.29	6.11	-1.61	6.55	-2.05
Ponte ferrovia GE-XXMiglia	988.79	CHI_10a	4.34	8.00	4.62	-0.28	5.63	-1.29	5.98	-1.64
1° Ponte ILVA	1002.19	CHI_09a	4.11	8.00	4.53	-0.42	5.55	-1.44	5.88	-1.77
2° Ponte ILVA	1027.16	CHI_08b	4.15	5.40	4.32	-0.17	5.24	-1.09	5.54	-1.39
Ponticello Piaggio	1135.66	CHI_06	3.50	4.90	3.71	-0.21	4.75	-1.25	5.07	-1.57
Tombinatura Piaggio	1144.89	CHI_05a	2.93	8.00	3.67	-0.74	4.66	-1.73	4.97	-2.04
Ponte via Marsiglia	1226.45	CHI_04b	2.90	3.83	2.35	0.55	2.62	0.29	2.71	0.20

Struttura			Stato di progetto							
Nome Sezione	PROGR.	SEZIONE	Intradosso [m]	Estradosso [m]	TR50		TR200		TR500	
	[m]	ID			P.L. [m.s.m.]	Franco [m]	P.L. [m.s.m.]	Franco [m]	P.L. [m.s.m.]	Franco [m]
	Ponte De Simone	106.02			CHI_26m	16.60	17.00	13.69	2.91	14.02
Passerella via VIII Società Case	333.99	CHI_23m	12.30	12.80	11.00	1.30	11.59	0.71	11.90	0.40
Passerella via Leonardi	484.97	CHI_21m	11.95	12.72	10.09	1.86	10.79	1.16	11.07	0.88
Ponte obliquo via Chiaravagna	603.11	CHI_19m	8.56	9.79	9.47	-0.91	10.39	-1.83	10.71	-2.15
Ponte via Giotto	687.58	CHI_17.6m	7.57	8.50	7.67	-0.10	8.09	-0.52	8.34	-0.77
Ponte via Manara	761.7	CHI_16	6.83	7.95	6.29	0.55	6.73	0.10	7.10	-0.27
Passerella ELSAG	793.32	CHI_14a	6.55	7.68	5.65	0.90	6.15	0.40	6.48	0.07
Ponte via Albareto	968.78	CHI_11	4.50	6.10	4.23	0.27	4.79	-0.29	5.21	-0.71
Ponte ferrovia GE-XXMiglia	988.79	CHI_10a	4.34	8.00	3.95	0.39	4.45	-0.11	4.90	-0.56
1° Ponte ILVA	1002.19	CHI_09a	4.11	8.00	3.85	0.26	4.36	-0.25	4.78	-0.67
2° Ponte ILVA	1027.16	CHI_08b	4.15	5.40	3.59	0.56	4.03	0.12	4.35	-0.20
Ex Ponticello Piaggio (quota sponda)	1135.66	CHI_06	4.57	-	2.83	1.74	3.34	1.23	3.71	0.86
Tombinatura Piaggio	1144.89	CHI_05a	2.93	8.00	2.68	0.25	3.27	-0.34	3.68	-0.75
Ponte via Marsiglia	1226.45	CHI_04b	2.90	3.83	2.13	0.77	2.42	0.48	2.57	0.33





ALLEGATO B
MIKE 11 RR UHM
Descrizione Tecnica



B MIKE 11 RR UHM – Descrizione tecnica

Il modulo UHM del codice di calcolo MIKE 11 del DHI (Danish Hydraulic Institute) simula il deflusso generato su un bacino idrografico da un singolo evento di pioggia attraverso l'utilizzo del metodo dell'idrogramma unitario.

La pioggia netta è calcolata assumendo che le perdite nel bacino per infiltrazione possano essere descritte con un valore iniziale fisso e costante, con un valore variabile proporzionale (di fatto come nel metodo razionale) o con il metodo CN del SCS (Soil Conservation Service, 1972).

La pioggia netta è quindi trasformata in deflusso nel corso d'acqua attraverso il metodo dell'idrogramma unitario. Il modulo UHM permette di utilizzare sia l'idrogramma adimensionale del SCS sia qualsiasi idrogramma definito dall'utente e memorizzato in un database, il quale gestisce anche le condizioni al contorno, ovvero le serie storiche dei dati registrati di precipitazione e di portata.

B.1 Modello delle perdite nel bacino

Durante un evento di pioggia parte dell'acqua caduta si infiltra nel suolo. Una grossa parte di tale acqua evapora o raggiunge la rete superficiale come deflusso sotterraneo, quindi dopo un lungo lasso di tempo dalla fine dell'evento.

Quindi risulta ragionevole in questo tipo di modellazione idrologica descrivere la maggior parte dell'infiltrazione come perdita.

La quantità di pioggia che raggiunge il corso d'acqua durante un evento, cioè la precipitazione totale meno la perdita, è definita come pioggia netta.

Il modulo UHM include tre metodi differenti per il calcolo della pioggia netta e sono tutti modelli a parametri concentrati, ovvero che considerano ciascun bacino come un'unità e quindi i parametri utilizzati rappresentano valori medi sul bacino.

Tutti i metodi includono un fattore di aggiustamento areale che tiene conto dell'eventuale distribuzione non uniforme della precipitazione sul bacino.

B.2 Perdita proporzionale (metodo razionale)

Le perdite sono assunte proporzionali al tasso di precipitazione; la pioggia netta viene espressa come: $P_{netta} = a \cdot A_f \cdot P$

con

P_{netta} = pioggia netta (mm/ora);

a = coefficiente di deflusso (fra 0 e 1);

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora).

B.3 Perdita fissa iniziale e perdita costante

Il metodo prevede che non si produca pioggia netta fino a quando la perdita iniziale, definita a priori dall'utente, non sia stata raggiunta. Di conseguenza la pioggia netta è generata solo quando il tasso di precipitazione è superiore a uno specifico tasso costante di perdita.

$$P_{netta} = \begin{cases} 0 & \text{per } P_{somma} < I_a + I_c \cdot dt \\ A_f \cdot P - I_c & \text{per } P_{somma} > I_a \end{cases}$$

- P_{netta} = pioggia netta (mm/ora);
 P_{somma} = pioggia cumulata dall'inizio dell'evento (mm);
 I_a = perdita iniziale definita dall'utente (mm);
 I_c = tasso costante di perdita definito dall'utente (mm/ora);
 A_f = fattore areale;
 P = precipitazione totale (mm/ora);
 dt = passo di tempo di calcolo (ore).

In questo modo il metodo tiene conto del fatto che le perdite sono maggiori all'inizio dell'evento di precipitazione.

B.4 Perdita con metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P ; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a , è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S .

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P - I_a$.

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale e cioè:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

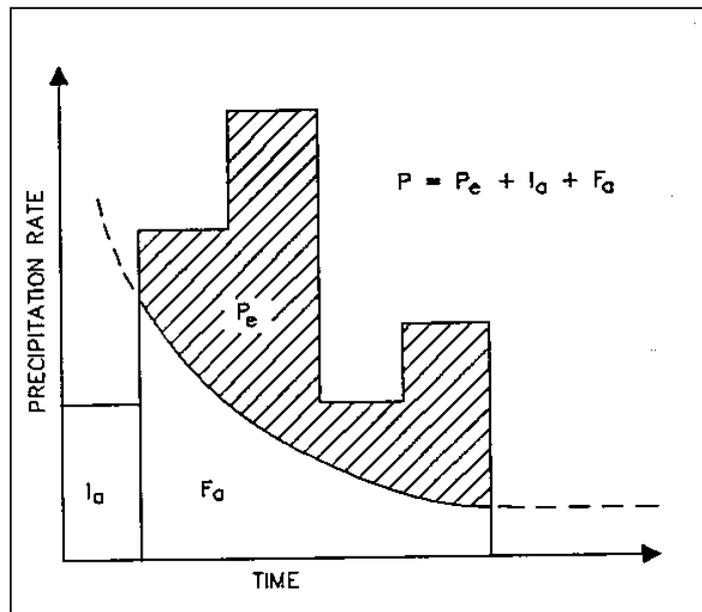
Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

che è l'equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.



Variabili del metodo SCS

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore S, ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale CN, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000/CN) - 10) \cdot 25.4 \quad (\text{mm})$$

Il valore del parametro CN (curve number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia (confronta tabella 1 allegata). Varia fra 0, cioè nessun deflusso, e 100, cioè pioggia netta pari alla pioggia totale. Per bacini naturali generalmente CN varia fra 50 e 100.

Le classi di appartenenza del suolo nel metodo SCS sono:

- A. Suoli ad alta permeabilità, costituiti da sabbie grossolane, silt calcarei non consolidati ed omogenei.
- B. Suoli a moderata permeabilità, costituiti da sabbie limose ed argillose.

- C. Suoli a medio-bassa permeabilità, costituiti da argille e limi, con contenuti organici.
- D. Suoli a bassa permeabilità, costituiti da argille plastiche, con livello piezometrico permanentemente alto.

Il modello opera considerando tre diverse condizioni precedenti di imbibizione:

AMC (I) : condizioni secche, vicine all'appassimento;

AMC (II) : condizione medie, vicine alla capacità del suolo;

AMC (III): condizioni bagnate, vicine alla saturazione.

Per ciascun passo di calcolo la pioggia netta è calcolata come la differenza fra la pioggia netta cumulata fra l'inizio e la fine del passo di tempo.

Il metodo SCS è stato sviluppato sulla base di eventi di pioggia giornalieri e di conseguenza il programma considera l'inizio di un nuovo periodo di 24 ore come un nuovo evento, cioè:

- ogni 24 ore AMC è aggiornato di una classe ogni 16 mm di pioggia caduti durante il periodo di simulazione;
- CN e S sono ricalcolati in relazione al valore aggiornato di AMC, utilizzando la tabella 2 allegata;
- il quantitativo di pioggia netta P_e è resettato a zero.

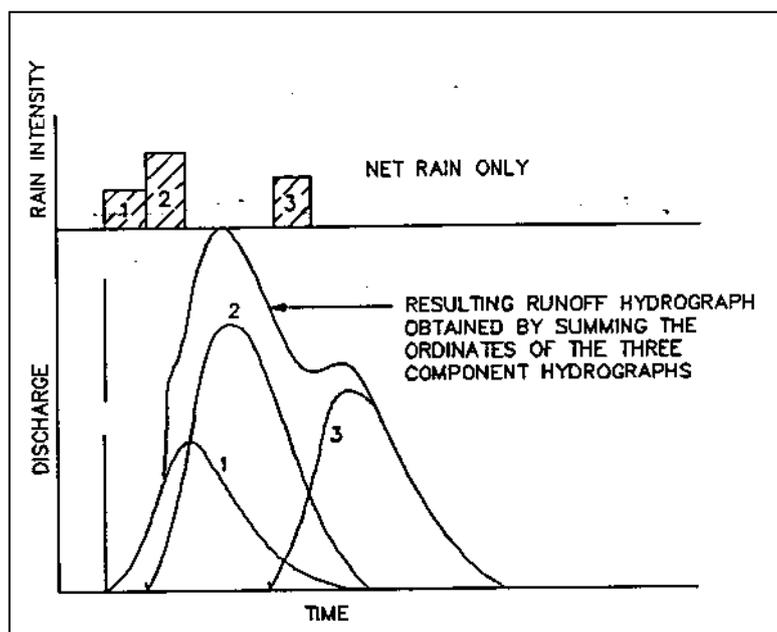
B.5 Modello dell'idrogramma unitario

Il metodo dell'idrogramma unitario è un semplice modello lineare che può essere usato per derivare l'idrogramma risultante da un qualsiasi quantitativo di pioggia netta.

L'idrogramma unitario rappresenta la funzione di risposta impulsiva unitaria di un sistema idrologico lineare, ovvero l'idrogramma diretto di portata risultante da un'unità di pioggia netta nella durata t_r .

Le seguenti ipotesi sono la base del metodo:

- la pioggia netta ha intensità costante nella durata effettiva
- la pioggia netta è distribuita uniformemente sull'intero bacino idrografico
- il tempo di base dell'idrogramma di portata risultante da una pioggia netta di data durata è costante
- le ordinate di tutti gli idrogrammi di portata con una comune base di tempo sono direttamente proporzionali all'ammontare totale della pioggia netta rappresentata da ciascun idrogramma
- è applicato il principio di sovrapposizione degli idrogrammi risultanti da periodi in continuo o isolati di pioggia netta a intensità costante
- per un dato bacino, l'idrogramma risultante da una specifica pioggia netta riflette le condizioni invariabili del bacino.



Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata.

In condizioni naturali le precedenti ipotesi non sono perfettamente soddisfatte. Tuttavia, in molti casi le condizioni idrologiche sono sufficientemente vicine alle ipotesi sopraddette in modo tale da generare risultati soddisfacenti.

In accordo con le sopraddette ipotesi, il modello ad ogni passo di tempo determina l'idrogramma corrispondente alla pioggia netta generata dal modello delle perdite nel bacino nello stesso passo di tempo, e aggiunge tale risposta al contributo di deflusso generato nel passo di tempo precedente.

B.6 Tipi di idrogrammi unitari

Un idrogramma unitario è caratterizzato dalla durata della pioggia unitaria (t_r) e dal "lag time" (t_l) definito come la differenza di tempo fra il centro dell'evento unitario di pioggia e il picco di portata.

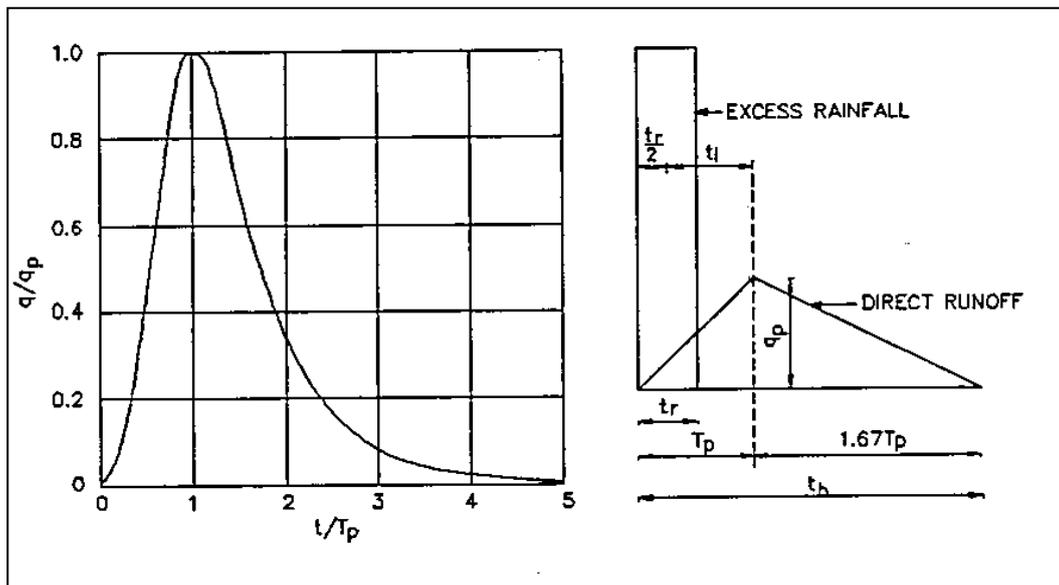
Il tempo di picco (T_p), cioè il tempo dall'inizio dell'evento fino al momento in cui si verifica il picco di portata, può essere calcolato come:

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

Il realtà l'idrogramma unitario per un dato bacino è unico. Tuttavia sono stati fatti molti sforzi per sviluppare un idrogramma unitario sintetico che potesse essere più e meno generalmente applicabile.

Nel presente modello sono specificati due tipi di idrogrammi unitari sintetici: l'SCS triangolare e l'SCS adimensionale.

L'utente può sceglierne uno dei due o decidere di utilizzare uno specifico idrogramma preso dal database.



Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

Il modello permette di inserire nel database tre tipi di idrogrammi unitari definiti dall'utente:

- un idrogramma adimensionale specificato come: portata diviso portata di picco (q/q_p)
funzione del tempo diviso tempo di picco (T/T_p)
- idrogrammi specifici per ciascun bacino, dimensionati e con le corrispondenti durate unitarie di pioggia t_r
- idrogrammi unitari istantanei derivati dal metodo area-tempo.

Gli idrogrammi unitari istantanei sono automaticamente convertiti in idrogrammi, ovvero con una durata unitaria di precipitazione uguale al passo di calcolo dt , attraverso la formula:

$$q_{dt}(t) = (q(t) + q(t - dt)) / 2$$

dove:

$q_{dt}(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma convertito

$q(t)$ è l'ordinata al tempo t dell'idrogramma istantaneo

t è tempo di calcolo attuale

dt è il passo di tempo di calcolo

L'utente deve specificare il "lag time" che deve essere utilizzato nei calcoli. Il programma mette quindi automaticamente nella giusta scala l'idrogramma applicato, facendo attenzione che l'area sotto la curva risulti unitaria.

Il "lag time" può anche essere calcolato dai dati caratteristici del bacino utilizzando la formula sperimentale del SCS:

$$t_l = \frac{(L \cdot 3,28 \cdot 10^3)^{0,8} \cdot (100\% / CN - 9)^{0,7}}{(1900 \cdot Y^{0,5})}$$

dove

t_l = lag time (ore)

L = lunghezza del bacino (km)

CN = SCS curve number

Y = pendenza media del bacino (%)

Un idrogramma unitario derivato dalle curve area-tempo è considerato specifico del bacino. Di conseguenza non si può specificare un lag time arbitrario se si utilizza tale metodo. Il programma utilizza semplicemente il lag time implicitamente dato dalle curve area-tempo.

Il metodo area-tempo implementato nel modulo UHM descrive una pura traslazione dello idrogramma di pioggia netta attraverso la rete di drenaggio superficiale, descritta usando il tempo di percorrenza del canale di flusso. L'idrogramma in uscita ignora quindi gli effetti di immagazzinamento nel bacino.

B.7 Passo di tempo di calcolo

Se si utilizza un idrogramma unitario definito dall'utente è l'utente stesso che deve verificare che il passo di tempo specificato corrisponda alla durata unitaria di pioggia dell'idrogramma unitario.

Se si utilizzano gli idrogrammi del SCS è suggerito un passo di tempo selezionato come il 22% del lag time ed in ogni caso non superiore al 27% del lag time.



ALLEGATO C
MIKE 11 HD & ST
Descrizione tecnica



PREMESSA

MIKE 11 è un software in grado di simulare il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. Sviluppato a partire dagli anni '70 dal DHI (Danish Hydraulic Institute), rappresenta lo stato dell'arte nella modellistica matematica in ambito fluviale e riferimento nell'ambito della modellistica idrodinamica monodimensionale.

Caratteristiche del codice sono la velocità di calcolo e l'efficienza del robusto motore di simulazione idrodinamica (risolve le equazioni complete del De St.Venant), la struttura logica e sequenziale per l'inserimento e gestione dei dati di input (geometrie, serie storiche ecc.) ed i molteplici strumenti di interpretazione e visualizzazione dei risultati, in grado di garantire un'ottima rappresentazione degli studi condotti (rappresentazione di sezioni, profili, piani quotati, anche in ambiente GIS).

La grande flessibilità del codice di calcolo permette di integrare, attraverso specifici moduli, le applicazioni idrodinamiche con fenomeni idrologici, trasporto solido, advezione-dispersione, qualità delle acque, ecologia, rendendo MIKE 11 uno strumento indispensabile per affrontare e risolvere molteplici problemi d'ingegneria fluviale quali, ad esempio:

- studi di idraulica fluviale e di propagazione dell'onda di piena;
- studi di idrologia e idrogeologia;
- supporto alla progettazione e gestione di opere idrauliche;
- analisi della rottura dighe;
- analisi del trasporto solido e morfologia fluviale;
- modelli di previsione in tempo reale e di supporto decisionale;
- analisi dei fenomeni di intrusione del cuneo salino in fiumi ed estuari;
- studi di valutazione della qualità delle acque sia superficiali che sotterranee;
- analisi dello stato ecologico dei corsi d'acqua.

MIKE 11 è costituito dai seguenti moduli:

- HD (idrodinamico): simulazione del flusso in canali a pelo libero, costituisce la base per ulteriori moduli aggiuntivi;
- RR (afflussi-deflussi): modulo che consente, partendo dai dati meteorologici (pioggia, temperature, evapotraspirazione, ecc...), su bacini naturali o artificiali, di ricostruire attraverso l'utilizzo di modelli idrologici (NAM, UHM, Drift, ecc...) le portate idriche in assegnate sezioni di calcolo;
- AD (advezione-dispersione): simulazione del processo di advezione e dispersione di una sostanza in soluzione o in sospensione di qualsiasi natura nel corpo idrico, eventualmente caratterizzata da una cinetica di decadimento lineare;
- ECOLab (ecologico): simulazione di una serie di processi qualitativi, tra i quali il ciclo BOD-DO con nitrificazione-denitrificazione, il ciclo del fosforo, l'eutrofizzazione, il trasporto di metalli pesanti ecc.;

- ST (trasporto sedimenti): simulazione del trasporto solido di materiale non coesivo, in modalità disaccoppiata (senza variazione della geometria del fondo alveo) o accoppiata (calcolo delle trasformazioni morfologiche);
- FF/DA (previsioni in tempo reale): il modulo consente, assimilando i dati misurati in tempo reale su un bacino e/o corso d'acqua, di correggere la simulazione idrodinamica al fine di garantire una affidabilità massima sulla previsione di un evento di piena.

Particolarmente efficace risulta la possibilità di poter integrare il codice MIKE 11, con altri codici di calcolo della famiglia MIKE quali: MIKE 21 (MIKE FLOOD), per simulare in maniera combinata fenomeni 1D e 2D; MIKE SHE, per la modellazione di corpi idrici superficiali e sotterranei; WEST, per simulare in dettaglio i processi nell'impianto di trattamento ed il relativo impatto sul corso d'acqua recettore; MOUSE (MIKE URBAN FLOOD), simula le interferenze tra il corso d'acqua e la rete di drenaggio.

Di seguito si descrive il codice MIKE 11 HD.

MODULO IDRODINAMICO (HD)

Il modulo idrodinamico HD rappresenta il "cuore" del codice di calcolo MIKE 11 ed è in grado di simulare il flusso idrico monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. Attraverso l'utilizzo di HD è possibile simulare:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso quasi - bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e confluenze).

L'adozione del programma di simulazione MIKE 11 consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente, che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO SIMULATE

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

- Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.
- Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle e quindi simulare i fenomeni di rigurgito.

- Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

EQUAZIONI GENERALI DI DE SAINT VENANT

MIKE 11, risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

- il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità;
- la pendenza del fondo è piccola;
- le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

dove:

- A = area della sezione bagnata (m²);
- C = coefficiente di attrito di Chezy (m^{1/2} s⁻¹);
- g = accelerazione di gravità (m s⁻²);
- h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);
- Q = portata (m³/s);
- R = raggio idraulico (m);
- α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;
- q = portata laterale addotta (m² s⁻¹).

SIMULAZIONE DELLE CORRENTI VELOCI CON L'APPROCCIO DELL'ONDA DINAMICA

Per le correnti veloci viene applicata una equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQQ}{C^2AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

APPROSSIMAZIONE DELL'ONDA DIFFUSIVA

L'approssimazione dell'"onda diffusiva" consiste nel trascurare, nelle equazioni generali di De Saint Venant, tutti i termini legati alla quantità di moto:

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQQ}{C^2AR} = 0$$

Questa formulazione assicura ancora la descrizione dell'effetto di rigurgito attraverso il termine $\frac{\partial h}{\partial x}$. Per ragioni di stabilità questo termine viene smorzato; ciò significa che vengono risolti soltanto fenomeni di rigurgito relativamente stazionari (confrontati con lo step di tempo utilizzato).

DESCRIZIONE IN CORRISPONDENZA DI STRUTTURE

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. Sono diversi i tipi di strutture che possono essere simulate:

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". Il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso: il codice calcola in automatico una relazione Q-h che contempla tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Relazione Q-t

E' possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione $Q = A(Zj1) \cdot Zj2$

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

Tipo 7. Ponti

In MIKE 11 possono essere utilizzate diverse formulazioni da letteratura per il calcolo del deflusso attraverso i ponti e del conseguente effetto di rigurgito. In particolare sono implementati i modelli della FHWA (Federal Highway Administration USA, WSPRO method) e della USBPR (US Bureau of Public Roads), modelli per la simulazione della presenza delle pile (Nagler e Yarnell), modelli per il libero deflusso attraverso ponti ad arco (Biery & Delour, HR method). Tutti i precedenti metodi di calcolo possono essere integrati con il calcolo del moto in pressione e con il calcolo del sormonto della struttura (tombini e stramazzi).

RESISTENZA D'ATTRITO

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler. Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQQ}{C^2AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{gQQ}{M^2AR^{4/3}}$$

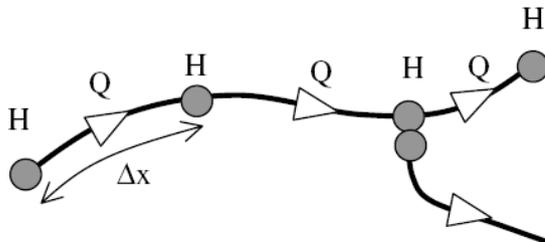
dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

CONDIZIONI INIZIALI

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

METODO DI SOLUZIONE

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).



La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

- i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;
- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

CONDIZIONI AL CONTORNO

In MIKE 11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

DEFINIZIONE DEI PASSI DI CALCOLO

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perché questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione.

Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

1) Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d + V}}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

Cr = numero di Courant;

d = altezza d'acqua media;

V = velocità media della corrente;

g = accelerazione di gravità;

Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario.

Per correnti lente ($Fr < 1$), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

2) Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

$$V * Dt < Dx$$

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE 11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di Dx, vengono inseriti ulteriori nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro Dx o meno.

MODULO TRASPORTO SEDIMENTI (ST)

Il modulo ST simula il trasporto, erosione e deposizione di sedimenti non-coesivi (sabbia, ghiaia, sassi). Sono incluse molteplici formulazioni relative al trasporto di fondo ed in sospensione.

Il modulo ST può essere applicato in due modalità: “esplicita” o a fondo fisso per la valutazione della capacità di trasporto solido della corrente e “morfologica”, in combinazione con il modulo HD, per la determinazione della variazione della geometria delle sezioni d'alveo indotta dal trasporto solido ad ogni passo di calcolo della simulazione idrodinamica.

Nella modalità esplicita, i calcoli sul trasporto solido si basano sui risultati provenienti da una simulazione idrodinamica o da una simulazione che gira in parallelo al modulo ST. Il trasporto di sedimenti è chiaramente funzione dei valori assunti dai parametri idrodinamici (portata, livelli, velocità, ecc...).

I risultati sono espressi in termini di volume trasportato e volume accumulato per deposizione o erosione. Questa modalità di calcolo va adottata, se il corso d'acqua subisce difficilmente delle trasformazioni morfologiche significative. Inoltre, il modulo permette, in termini di tempi di calcolo, una stima veloce del bilancio di sedimenti.

I calcoli del trasporto solido effettuati nella modalità morfologica sono realizzati in parallelo con i calcoli idrodinamici. Il trasporto dei sedimenti è calcolato spazialmente e temporalmente come funzione esplicita dei corrispondenti valori dei parametri idrodinamici.

Il modulo ST risolve l'equazione di continuità dei sedimenti e determina la resistenza al fondo, il tasso di trasporto, le variazioni dell'alveo inciso e le dimensioni delle dune (in funzione della formulazione adottata). I cambiamenti dei coefficienti di scabrezza e della geometria della sezione incisa, dovuta al trasporto dei sedimenti, vengono successivamente inclusi nel calcolo idrodinamico. La modalità di simulazione morfologica richiede tempi di calcolo molto più lunghi rispetto al modo esplicito, ma rappresenta meglio i processi morfodinamici a cui è sottoposto un corso d'acqua.

FORMULE DEL TRASPORTO SOLIDO

Sono disponibili molte formule per il calcolo del trasporto solido. Alcune calcolano il totale dei sedimenti trasportati mentre altre distinguono tra trasporto al fondo e in sospensione. Di seguito viene riportato l'elenco delle principali formule disponibili:

- Engelund-Hansen (carico totale);
- Ackers-White (carico totale);
- Smart-Jaeggi (carico totale);
- Engelund-Fredsøe (trasporto al fondo e in sospensione);
- Van Rijn (trasporto al fondo e in sospensione);
- Meyer Peter e Muller (trasporto di fondo);
- Sato, Kikkawa e Ashida (trasporto di fondo);
- Ashida e Michiue Model (trasporto al fondo e in sospensione);
- Lane-Kalinske (trasporto in sospensione);
- Yang - sabbia e ghiaia (carico totale).

Tutti i modelli di trasporto possono essere utilizzati sia in modalità esplicita che morfologica. Il trasporto solido dipende in modo non lineare della velocità della corrente e varia in funzione della formulazione scelta. Particolare attenzione deve essere tenuta nella determinazione delle condizioni iniziali e del passo di calcolo scelto al fine di evitare problemi di instabilità.

Si riporta di seguito una breve descrizione delle formule più utilizzate.

Formulazione di Smart-Jaeggi

L'equazione permette il calcolo del trasporto solido di materiale grossolano in fiumi o canali ad elevata pendenza. La formula è basata sull'equazione originale di Meyer-Peter Müller, derivata da esperimenti di laboratorio con sedimenti non uniformi di varia pezzatura e una pendenza del fondo alveo compresa tra 0,04% e 2,0%. Si è osservato che l'equazione originale di Meyer-Peter Müller tende a sottostimare la quantità di trasporto solido per pendenze di fondo maggiori del 3%, per cui Smart e Jaeggi hanno proposto una modifica all'equazione originale basandosi ancora su prove di laboratorio e considerando sia il parametro di Shields in funzione della pendenza, sia la non uniformità dei sedimenti.

$$\Phi = 4 \left[(d_{90} / d_{30})^{0.2} \mid 0.6 C \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr}) \right] \quad (1)$$

dove:

- d₉₀ : diametro caratteristico corrispondente al passante al 90% in peso del sedimento;
- d₃₀ : diametro caratteristico corrispondente al passante al 30% in peso del sedimento;
- I : pendenza della superficie libera o del fondo;
- C : coefficiente di scabrezza di Chezy;
- θ : tensione tangenziale al fondo (adimensionale);
- θ_{cr} : parametro di Shields corretto in funzione della pendenza del fondo.

Formulazione di Engelund-Hansen

La formula di Engelund-Hansen per il calcolo del trasporto solido deriva da considerazioni sull'effetto che la corrente induce sul materiale di fondo in movimento. Sebbene la formula sia

stata derivata per un fondo alveo caratterizzato dalla presenza di dune, si è osservata la possibilità di applicazione anche in presenza di condizioni di deflusso in regime superiore (letto piano o anti-dune).

L'equazione di Engelund-Hansen è la seguente:

$$\Phi = 0,1 \theta^{5/2} / f \quad (2)$$

$$\Phi = qt / [(s-1) g d^3]^{0,5} \quad (3)$$

$$f = 2(uf^2 / u^2) \quad (4)$$

dove:

- Φ : tensione tangenziale al fondo adimensionale;
- θ : portata solida adimensionale;
- s : peso specifico relativo del sedimento = $(\rho_s - \rho) / \rho$;
- d : diametro caratteristico del sedimento;
- g : accelerazione di gravità;
- qt : trasporto solido al fondo totale per unità di larghezza;
- f : fattore di attrito;
- uf, u : rispettivamente velocità di attrito e velocità

Formulazione di Engelund-Fredsoe

L'equazione di Engelund-Fredsoe per il calcolo del trasporto solido permette una dettagliata descrizione del fenomeno e le sue interazioni con la resistenza idraulica. Il trasporto solido totale è suddiviso in trasporto solido al fondo e trasporto solido in sospensione: la portata solida è calcolata a partire dalla "skin friction", cioè la tensione tangenziale che agisce sulla superficie delle dune.

Il trasporto in sospensione Q_s è calcolato come integrale della velocità della corrente u e della concentrazione del sedimento in sospensione c:

$$Q_s = a^D \int c u dy \quad (5)$$

dove:

- a : spessore dello strato di fondo ($a \approx 2d$ dove d è il diametro dei granuli);
- D: altezza d'acqua della corrente.

Combinando le equazioni della velocità delle particelle in movimento e la probabilità che hanno tali particelle di muoversi, Engelund e Fredsoe hanno definito la seguente equazione per il calcolo del trasporto solido al fondo (6):

$$\Phi_b = 5 (1 + [\beta \cdot \pi/6 / (\theta' - \theta_c)]^4) \cdot (\theta'^{0,5} - 0,7 \cdot \theta_c^{0,5}) \quad (6)$$

$$\Phi_b = Q_b / [(s-1) g d^3]^{0,5} \quad (7)$$

dove:

- Φ_b : trasporto solido al fondo adimensionale;
- Q_b : portata solida adimensionale;
- s : peso specifico relativo del sedimento = $(\gamma_s - \gamma) / \gamma$;
- d : diametro caratteristico del sedimento;
- g : accelerazione di gravità;
- β : coefficiente di attrito dinamico;
- θ' : attrito superficiale adimensionale;
- θ_c : parametro di Shields.

L'output che si ottiene dal modello applicando una simulazione morfologica è il valore di trasporto solido totale e la variazione delle quote di fondo durante il periodo di simulazione in tutti i punti di calcolo del modello. Inoltre la formula di Engelund-Fredsoe calcola il trasporto

solido totale suddiviso in trasporto solido in sospensione e trasporto solido al fondo, per cui è possibile ottenere come risultato del modello entrambi i valori in tutti i punti di calcolo.

CARATTERISTICHE DEI SEDIMENTI

In ST la dimensione del materiale solido viene espressa tramite il diametro medio d_{50} in ogni punto della griglia di calcolo. In aggiunta è necessario definire la deviazione standard (σ) della dimensione della dimensione del sedimento. Questi parametri possono essere assunti costanti o variabili lungo tutto il tratto di corso d'acqua analizzato.

Altre caratteristiche dei sedimenti, che possono essere inseriti in ST sono:

- densità relativa: $s = \gamma_s / \gamma$, (dove γ è il peso specifico dell'acqua (≈ 1.0) e γ_s della sabbia ($\approx 2,65$));
- porosità: $\varepsilon = n / (n - 1)$, dove n rappresenta il vuoto di una unità di volume (particelle sferiche $\approx 0,35$);
- forza di taglio critico: $\theta_c (\approx 0,05)$.

EQUAZIONE DI CONTINUITÀ DEI SEDIMENTI

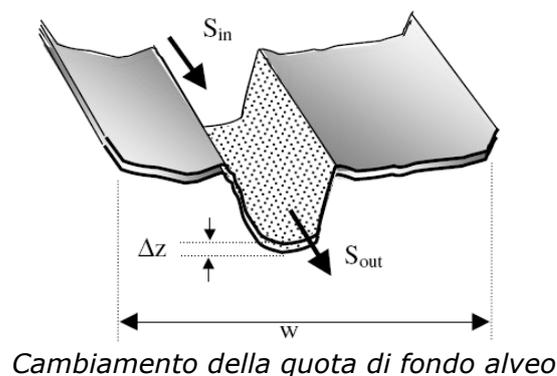
L'equazione di Exner viene risolta per capire come evolve l'alveo inciso del fiume, in funzione del materiale trasportato:

$$\frac{\partial S}{\partial x} + (1 - \varepsilon)w \cdot \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

dove:

S	: portata di sedimento (m^3/s);
x	: coordinata longitudinale;
ε	: porosità;
z	: quota del fondo alveo;
t	: tempo;
w	: larghezza della sezione trasversale.

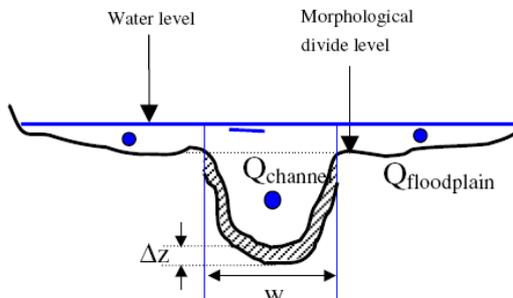
La soluzione dell'equazione di continuità richiede una condizione di monte, che può essere rappresentata sia da una portata solida ($S_{upstream}$) o dalla quota dell' alveo a monte ($Z_{upstream}$). E' possibile specificare come condizione al contorno di monte anche la variazione della quota di fondo in funzione del tempo.



CAMBIAMENTI NELLE SEZIONI COMPOSTE

Nelle sezioni composte può essere fatta una distinzione tra alveo inciso e zone golenali. Ciò ha due conseguenze:

- la larghezza (w) si riferisce solo alla larghezza dell'alveo principale;
- il trasporto dei sedimenti (S) viene calcolato solo in funzione della portata transitante nell'alveo principale.



Calcolo del trasporto solido nelle sezioni composte

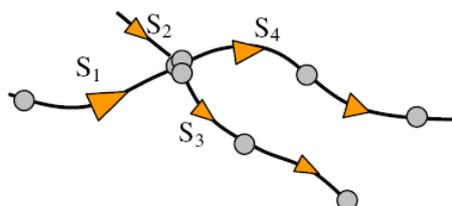
Oltre alla geometria impostata nel database delle sezioni trasversali, i diversi coefficienti di scabrezza separano la parte di alveo inciso dalla zona golenale, determinando una diversa capacità di trasporto.

Inoltre, possono essere specificati diversi metodi di variazione dell'area disponibile per il trasporto ($\Delta z \cdot w$):

1. Δz può essere costante per tutta la larghezza della sezione;
2. Δz può variare in funzione del tirante;
3. la deposizione del materiale può essere distribuita in layer orizzontali.

TRASPORTO SOLIDO NELLE RETI DI CANALI

In un modello monodimensionale non si può prevedere la suddivisione del trasporto dei sedimenti in una zona di confluenza tra due corpi idrici. La distribuzione della portata solida in un nodo può essere associata alla distribuzione di portata:

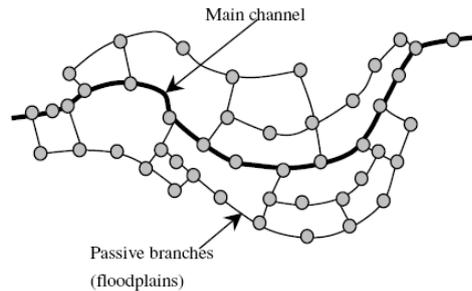


$$S_3 = \frac{K_3 \cdot Q_3^{n_3}}{K_3 \cdot Q_3^{n_3} + K_4 \cdot Q_4^{n_4}} (S_1 + S_2)$$

dove:

- S : portata di sedimento;
 Q : portata fluviale;
 K ed n : coefficienti di calibrazione.

Inoltre, è possibile definire "passive branches" all'interno della rete di canali simulati. Il calcolo del trasporto solido e la variazione delle quote di fondo è inattiva su questi rami. Questa funzione è generalmente applicata quando siamo in presenza di un rea golenale in cui si ipotizza non avvenga trasporto solido.



Schema dei "passive branches"

TRASPORTO SOLIDO IN ALVEI ALLUVIONALI

Il calcolo delle resistenze al moto della corrente e quindi del trasporto solido, risulta più complesso nel caso di alvei alluvionali, rispetto a quanto accade per gli alvei incisi. Questo perché la resistenza idraulica, degli alvei alluvionali è condizionata dalle forme di fondo (dune, ripples, ecc...) che spesso si vengono a creare a causa dei fenomeni di trasporto solido.

Esistono diversi modelli per calcolare e aggiornare le resistenze al fondo nel corso della simulazione. Ciò è importante quando, a causa della comparsa delle forme di fondo, la resistenza al moto cambia in maniera significativa rispetto al suo valore iniziale. Si potrebbero per esempio, sviluppare dune che poi scompaiono a seguito di un evento alluvionale intenso. In questi casi possono essere applicati dei modelli di formazione e sviluppo delle forme di fondo tipo quello proposto da Engelund-Fredsoe.

INPUT

Per riassumere, i parametri di input al modello ST sono:

- granulometria (d_{50}) e deviazione standard;
- densità e la porosità dei sedimenti;
- formula di trasporto;
- condizioni al contorno a monte (solo in modalità morfologica): tasso trasporto dei sedimenti, quota fondo alveo fissa o variabile nel tempo.

OUTPUT

I risultati principali sono:

- tasso di trasporto solido (m^3/s);
- accumulated sediment transport;
- quote fondo alveo (modalità morfologica);
- resistenza al fondo (opzionale);
- dimensioni dune (opzionale).





ALLEGATO D
MIKE 21 HD
Descrizione tecnica



PREMESSA

Il MIKE 21 è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile adottare l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei. Infatti, il numero "21" che contraddistingue il codice indica proprio la bidimensionalità nel piano ("2") e la monodimensionalità lungo la verticale ("1").

Il sistema modellistico è stato sviluppato per la simulazione delle correnti a pelo libero e dei fenomeni correlati all'idraulica in fiumi, laghi o invasi, così come in ambito costiero e offshore. I principali campi di applicazione sono:

- modellazione idrodinamica del trasporto solido e della qualità delle acque in fiumi;
- laghi ed aree golenali;
- studio del moto ondoso in aree costiere, bacini portuali ed offshore;
- analisi idrodinamica del trasporto solido e morfologica in aree costiere;
- analisi della qualità delle acque al largo e sottocosta;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere costiere ed offshore;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere di difesa fluviale;
- supporto all'ottimizzazione di layout portuali;
- analisi impatto ambientale;
- previsione degli stati di mare a supporto della navigazione;
- analisi di allagamenti in aree costiere e fenomeni di storm surge.

In generale il MIKE 21 offre un ambiente di lavoro completo, efficace e robusto a supporto dell'ingegneria e della pianificazione e gestione territoriale a diverse scale spaziali. La combinazione di un'interfaccia grafica avanzata con un motore di calcolo robusto ed affidabile, frutto di un pluriennale e continuo sviluppo da parte del DHI, rende questo software lo strumento più utilizzato ed efficace per l'ingegneria fluviale e marittima in tutto il mondo.



Il pacchetto MIKE 21 è disponibile in 4 versioni che si differenziano in base alla schematizzazione geometrica adottata:

- CLASSIC GRID (Griglia classica singola): le equazioni di continuità e del moto sono risolte con una tecnica implicita alle differenze finite su una griglia rettangolare, uniforme in tutto il dominio di calcolo;
- MULTIPLE GRID (Griglia multipla): questo schema utilizza lo stesso approccio della griglia singola, con la possibilità di innestare nel dominio griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio;
- FLEXIBLE MESH (Griglia flessibile): questo schema utilizza un metodo ai volumi finiti per la discretizzazione delle equazioni di flusso e trasporto con valori centrati sul singolo elemento. Il dominio di calcolo è discretizzato nelle dimensioni orizzontali attraverso una maglia non strutturata. La griglia non strutturata garantisce il massimo della flessibilità nella rappresentazione di geometrie complesse, in particolare per domini di calcolo estesi in cui sia necessario adottare una risoluzione spaziale variabile;
- CURVILINEAR (Griglia curvilinea): è la griglia adottata da MIKE 21C, codice di calcolo studiato appositamente per applicazioni di morfologia fluviale.

In campo fluviale MIKE 21 può essere utilizzato in modo integrato con altri codici di calcolo del DHI, in particolare:

- MIKE 11, grazie al modulo MIKE FLOOD, che consente di condurre simulazioni idrodinamiche accoppiando gli approcci 1d e 2d in modo totalmente integrato;
- MIKE URBAN CS per la simulazione di allagamenti in ambito urbano dalla rete di drenaggio.

In campo marittimo e costiero, dove risulta più efficace l' utilizzo della versione FM, il MIKE 21 consente di studiare in modo integrato il moto ondoso (moduli SW, PMS, NSW, BW, EMS), le correnti e le variazioni di livello superficiale (HD), il trasporto solido e la morfologia di sedimenti non coesivi e coesivi (ST, MT), la dispersione di soluti (AD/TR).

L'utilizzo di formati comuni a tutti i codici del mondo MIKE garantisce la possibilità di utilizzare i file di MIKE 21 anche in input ad altri modelli quali LITPACK e MIKE 3.

Infine, attraverso l'utilizzo di EcoLab, MIKE 21 consente di studiare anche i processi più complessi in termini di qualità delle acque, in presenza di composti e reagenti.

Di seguito si descrive il modulo MIKE 21 HD Classical Grid.

Modulo Idrodinamico (HD)

Il modulo idrodinamico (HD), cuore del codice MIKE 21, simula le variazioni di livello e corrente in risposta alle differenti tipologie di forzanti considerate, potendo essere utilizzato da solo o come base per i calcoli effettuati dagli altri moduli disponibili. In particolare, il modulo HD di MIKE 21 permette di tenere in considerazione i seguenti fenomeni:

- flooding and drying;
- perdite di carico;
- attrito al fondo;
- forza di Coriolis;
- effetto del vento;
- gradienti di pressione barometrica;
- coperture di ghiaccio;
- effetto delle maree;
- precipitazioni/Evaporazioni;
- radiation stresses;
- pozzi e sorgenti.

Come menzionato in precedenza, i risultati di una simulazione MIKE 21 HD possono essere usati come input per la simulazione di fenomeni fisici strettamente dipendenti dagli aspetti idrodinamici:

- trasporto di sostanze disciolte/sospese in acqua, modulo AD e modulo "Mud Transport";
- trasporto solido di materiale non coesivo, modulo ST;
- qualità delle acque ed idroecologia, modulo ECO Lab.

Infine, per quanto riguarda le analisi dei fenomeni di esondazione, MIKE 21 può essere accoppiato in modo dinamico attraverso l'interfaccia MIKE FLOOD al codice monodimensionale MIKE 11, per la simulazione degli alvei e dei canali, ed al codice MIKE URBAN, per la simulazione delle reti di drenaggio e collettamento urbano, schematizzando il dominio di calcolo in modo integrato 1D/2D.

Il modulo idrodinamico HD del Mike 21 risolve le equazioni complete del moto di De St.Venant in un caso bidimensionale piano (la terza dimensione - asse z - è implicitamente integrata nelle equazioni considerando un mezzo verticalmente omogeneo), non stazionario. Il sistema delle equazioni di De St.Venant è costituito dalle seguenti equazioni.

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo x:

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega q - fVV_x \\ + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial \mathcal{S}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned}$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p - fVV_y \\ + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial \mathcal{S}_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial x} \right) = 0 \end{aligned}$$

nelle quali:

$h(x,y,t)$ = profondità dell'acqua;

$\zeta(x,y,t)$ = quota del pelo libero;

$p,q(x,y,t)$ = portate unitarie nelle direzioni x e y;

$C(x,y)$ = coefficiente di scabrezza di Chezy;

G = accelerazione di gravità;

$f(V)$ = fattore d'attrito del vento;

$V, V_x, V_y(x,y,t)$ = velocità del vento e componenti lungo le direzioni x e y;

$\Omega(x,y)$ = parametro di Coriolis;

$p_a(x,y,t)$ = pressione atmosferica;

ρ_w = densità dell'acqua;

x,y = coordinate spaziali;

t = tempo;

$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$ = componenti dello sforzo di taglio che tengono conto della turbolenza e del profilo verticale delle velocità;

S_{xx}, S_{xy}, S_{yy} = componenti del radiation stress (nel caso la forzante idrodinamica derivi dall'interazione tra il moto ondoso ed il fondo).

Il termine di turbolenza è rappresentato dagli sforzi di taglio τ che compaiono nelle equazioni di conservazione della quantità di moto lungo le direzioni x e y . La formulazione utilizzata prende in considerazione il parametro E "eddy viscosity" che è implementato secondo due modalità:

1. dipendente dal flusso locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E \frac{\partial p}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

2. oppure dipendente dalla velocità locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hE \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

Le due equazioni rappresentano il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto. Il coefficiente E può essere specificato come costante su tutta la griglia, variabile da punto a punto, o come funzione del campo di velocità locale secondo la formulazione di Smagorinski:

$$E = c_s^2 \Delta^2 \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]$$

nella quale u e v sono le componenti della velocità locale, Δ è la dimensione spaziale della griglia e c_s è una costante compresa tra 0,25 e 1.

In questo caso il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto (asse x) è dato da:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{2} hE \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

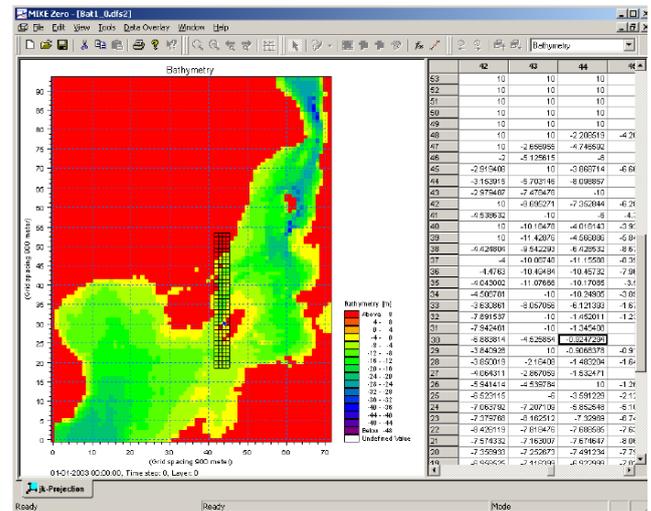
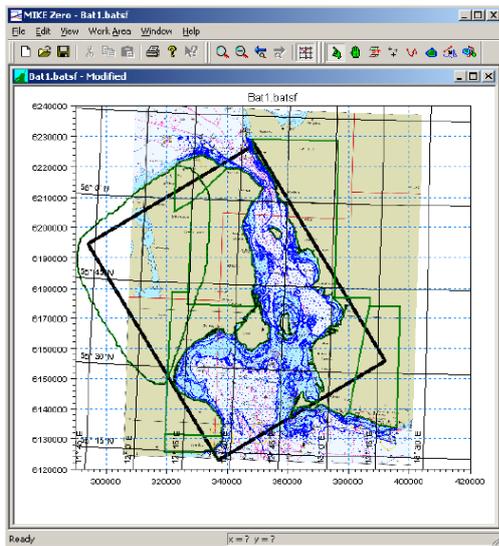
La portata entrante nell'area di calcolo viene assegnata come portata unitaria ($m^3/s/m$) lungo la frontiera libera dalla quale entra il flusso: viene assegnata al modello la portata complessiva (m^3/s) che viene poi ripartita automaticamente sui punti di calcolo della griglia.

La condizione iniziale è rappresentata da una situazione di "quiete", nel senso che tutte le componenti delle forzanti sono nulle (portate, velocità, livelli) e variano poi linearmente nel tempo fino a raggiungere il valore assegnato in un tempo prefissato. Questa tecnica, detta del "soft start" consente di eliminare eventuali brusche oscillazioni iniziali della soluzione che potrebbero presentarsi per problemi di stabilità numerica. Al termine del "soft start" la situazione ottenuta è di effettiva stazionarietà.

Le equazioni di continuità del moto sono risolte con una tecnica implicita alle differenze finite su una griglia rettangolare, uniforme su tutto il dominio di calcolo, costituita da celle di dimensioni tali da poter descrivere in maniera sufficientemente corretta le variazioni plano-altimetriche della batimetria.

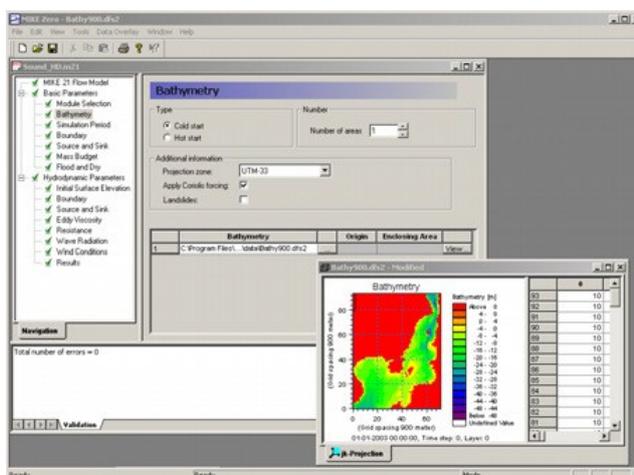
Il medesimo approccio della griglia singola viene utilizzato anche nella versione “griglia multipla-nested grid”, che permette di innestare nel dominio di calcolo griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio.

Le equazioni della conservazione della massa e della quantità di moto sono risolte alle differenze finite utilizzando il metodo ADI (Alternating Direction Implicit). Il sistema di equazioni linearizzate che scaturisce dall’algoritmo è risolto con il metodo DS (Double Sweep, Abbott, 1979).



Il modello MIKE 21 HD necessita di una serie di dati di input che si possono raggruppare in differenti categorie, ovvero:

- parametri temporali e del dominio (risoluzione della griglia di calcolo, time step, durata simulazione);
- fattori di calibrazione (bed resistance, viscosità turbolenta);
- condizioni iniziali (livelli e campi di corrente);
- condizioni al contorno (livelli, portate);
- altre forzanti (campi di vento, radiation stresses, sorgenti o pozzi).



I risultati di un'applicazione modellistica bidimensionale possono essere rappresentati con i molteplici strumenti di visualizzazione statica e dinamica a corredo dello strumento modellistico utilizzato. Gli strumenti di post processing consentono di creare animazione 2D da esportare ed utilizzare in ambiente di lavoro esterno alla piattaforma modellistica utilizzata per il calcolo numerico.

L'utilizzo di un approccio di tipo bidimensionale, permette di indagare non solo l'intensità del fenomeno ma anche direzione e verso del vettore velocità in ogni cella della matrice. Ad esempio per ognuno degli elementi della griglia, sono rappresentati le variazioni temporali delle seguenti variabili:

- profondità e livelli idrici;
- flussi di corrente nelle direzioni principali;
- velocità di corrente e direzione.

