



# COMUNE DI AREZZO

(Provincia di Arezzo)



INTERVENTO DI RIASETTO DEL RETICOLO MINORE  
 ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CANALE COLLETTORE  
 CHE RACCOLGA LE ACQUE PROVENIENTI DALLA COLLINA DI CASTELSECCO  
 CIG: Z9830364FB




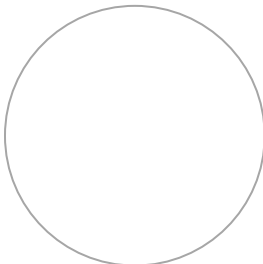
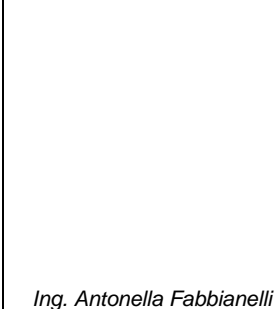
## PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato  
**R-02**

## RELAZIONE IDROLOGICO IDRAULICA

Scala  
 -

| Revisione:     | Nome file: | Data:         | Descrizione:                  | Redatto:         | Controllato:  | Approvato:    |
|----------------|------------|---------------|-------------------------------|------------------|---------------|---------------|
| 3 <sup>a</sup> |            |               |                               |                  |               |               |
| 2 <sup>a</sup> |            |               |                               |                  |               |               |
| 1 <sup>a</sup> | R-02.doc   | Aprile 2022   | Rev. recepimento osservazioni | Alessandro Berni | Luigi Bigazzi | Remo Chiarini |
| emissione      | R-02.doc   | 28 Sett. 2021 |                               | Alessandro Berni | Luigi Bigazzi | Remo Chiarini |

|  |  |
|--|--|
| <p><b>Progettisti:</b></p>  <p>Gruppo di lavoro:<br/>       Ing. Alessandro Berni, PhD<br/>       Ing. Luigi Bigazzi<br/>       Ing. Andrea Chiarini<br/>       Ing. Nicola Mori<br/>       Ing. Cosimo Convertino<br/>       Ing. Elisa Lucioi<br/>       Geom. Meri Migliacci<br/>       Geom. Daniele Tellini<br/>       Geom. Mario Sensi</p> <div style="text-align: center;"> <br/> <b>Ing. Remo Chiarini</b><br/>       Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche     </div> | <p><b>Visto del committente:</b></p> <div style="text-align: center;"> <br/> <b>Ing. Antonella Fabbianelli</b> </div> |
|--|--|

Il presente elaborato, posto sotto tutela di legge, è stato redatto per conto del Comune di Arezzo da CHIARINI ASSOCIATI Ingegneria Civile e Ambientale e, senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore, sono vietate la riproduzione, anche parziale, e la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.



## SOMMARIO

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>PREMESSA .....</b>  | <b>3</b>  |
| 1.1      | Contesto idrografico e zona di indagine.....   | 6         |
| <b>2</b> | <b>QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....</b>  | <b>7</b>  |
| 2.1      | Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) .....   | 7         |
| 2.2      | Strumenti urbanistici comunali .....   | 9         |
| 2.2.1    | <i> Variante Generale al P.S. e nuovo P.O. approvati .....</i>   | <i>9</i>  |
| 2.3      | L.R. 41 del 24/07/2018 “Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d’acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). ..... | 13        |
| 2.4      | Adempimenti rispetto al R.D. 523 del 1904.....   | 14        |
| <b>3</b> | <b>ANALISI IDROLOGICA.....</b>   | <b>15</b> |
| 3.1      | Definizione degli afflussi meteorici .....   | 15        |
| 3.2      | Determinazione dello ietogramma di progetto .....  | 18        |
| 3.3      | Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number .....  | 19        |
| 3.3.1    | <i> Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per i bacini idrografici in esame .....</i>   | <i>20</i> |
| 3.4      | La trasformazione afflussi – deflussi .....  | 24        |
| 3.4.1    | <i> Il metodo dell’idrogramma unitario istantaneo (IUH).....</i>   | <i>24</i> |
| 3.4.2    | <i> Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave).....</i>   | <i>26</i> |
| 3.5      | Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico.....  | 26        |
| 3.5.1    | <i> Relazioni matematiche .....</i>  | <i>27</i> |
| 3.5.2    | <i> Modelli matematici.....</i>  | <i>29</i> |
| 3.6      | Parametri idrologici del modelli Hec-Hms .....   | 36        |
| <b>4</b> | <b>RISULTATI DELL’ANALISI IDROLOGICA .....</b>   | <b>37</b> |
| <b>5</b> | <b>ANALISI IDRAULICA .....</b>   | <b>38</b> |
| 5.1      | Dimensionamento dei nuovi inalveamenti .....   | 38        |
| 5.2      | Dimensionamento della vasca volano e dell’impianto idrovoro .....  | 39        |
| 5.2.1    | <i> Dimensionamento delle condotte in pressione .....</i>  | <i>39</i> |
| 5.2.2    | <i> Verifica del sistema vasca volano – impianto idrovoro – scarico in fognatura mediante modellazione numerica 2D in moto vario .....</i>   | <i>42</i> |
| <b>6</b> | <b>RISPOSTA ALLE RESIDUE RICHIESTE FORMULATE DAL SETTORE GENIO CIVILE DELLA REGIONE TOSCANA .....</b>  | <b>52</b> |
| <b>7</b> | <b>ANALISI IDRAULICHE CIRCA LA FUNZIONALITÀ IDRAULICA DELLE OPERE INDIVIDUATE NEL 1° STRALCIO .....</b>  | <b>54</b> |

# 1 PREMESSA

La presente relazione documenta ed illustra le analisi idrologico – idrauliche effettuate a supporto del progetto definitivo dell'*Intervento di riassetto del reticolo minore attraverso la realizzazione di un nuovo canale collettore che raccolga le acque provenienti dalla collina di Castelsecco* nel comune di Arezzo, redatto su incarico dell'Amministrazione Comunale.

In particolare, lo studio descrive l'analisi idrologica dei bacini idrografici naturali "intercettati" dai due nuovi canali di gronda (denominati "fosso Ovest" e "fosso Est"), bacini che allo stato attuale afferiscono al sistema fognario dell'area Giotto, sovraccaricandolo e determinando fenomeni di rigurgito con conseguente allagamento, con frequenza pressoché annuale, dell'area urbana e delle relative infrastrutture stradali (Figura 1-1).



Figura 1-1: attuali frequenti criticità della rete di drenaggio urbano nella zona di Viale Giotto (foto evento 31/08/2012)

L'analisi idrologica è finalizzata, mediante una procedura di trasformazione afflussi-deflussi, alla stima degli idrogrammi di progetto con riferimento ad eventi di piena trentennali di diversa durata di precipitazione.

La stima degli idrogrammi di progetto fornisce i dati idrologici necessari per la successiva fase di dimensionamento delle sezioni trasversali dei nuovi inalveamenti e della necessaria capacità di accumulo della vasca volano, necessaria al fine di laminare gli apporti meteorici ad essa afferenti e consentirne lo scarico sia in fognatura (a gravità) sia nel reticolo idrografico naturale (T. Bicchieraia mediante sollevamento meccanico) con portate compatibili con le capacità di smaltimento dei corpi idrici recettori.

La presente relazione intende inoltre fornire una risposta alle richieste formulate dal Settore



Genio Civile della Regione Toscana confluente nel provvedimento conclusivo di esclusione dalla procedura di valutazione di impatto ambientale (vedi Decreto n. 8674 del 21/05/2021 del Settore VIA – VAS, Direzione Ambiente ed Energia della Regione Toscana).

In particolare, il Settore Genio Civile, nel contributo del 15/07/2021, in merito agli aspetti idraulici, ha espresso *“parere favorevole di massima sul progetto di fattibilità tecnico economica indicando di seguito le condizioni e prescrizioni che dovranno essere recepite nelle prossime fasi progettuali al fine dell’ottenimento dell’autorizzazione/concessione idraulica:*

*a) si ritiene opportuno valutare l’influenza dei lavori sulla falda superficiale, con particolare attenzione per la vasca volano, e eventualmente adottare varianti al progetto o operative che ne minimizzino l’impatto;*

*b) la durata critica dell’evento di progetto deve essere ricavata dal confronto di diverse formule disponibili in letteratura o, altrimenti, eseguendo una serie di simulazioni con durate di pioggia crescenti ottenute distribuendo in modo costante nel tempo lo spessore di pioggia ricavato dalla LSPP relativa ad un determinato tempo di ritorno. A tal proposito dovrà essere eseguita una discretizzazione dei tempi di pioggia che conduca ad una stima della portata di picco il cui valore non si discosti oltre il 10% da quelli delle durate adiacenti;*

*c) dati il contesto del territorio e la complessità dell’intervento, si suggerisce che la funzionalità e l’efficacia del sistema di opere previste dal progetto in oggetto (attraversamenti, impianto idrovoro, vasca volano, scarichi in fognatura, etc.) sia verificata per le alluvioni frequenti mediante l’implementazione di un opportuno modello idraulico;*

*d) utilizzando il modello idraulico di cui al punto c), in riferimento allo scenario per le alluvioni frequenti, si ritiene opportuno valutare l’efficienza del sistema di opere in progetto ipotizzando l’occlusione parziale o totale dello scarico in fognatura conseguente ad un probabile sovraccarico della rete di drenaggio urbano o ad un possibile intasamento della griglia a presidio dello stesso;*

*e) si raccomanda di verificare il non aggravio del rischio in altre aree per le alluvioni poco frequenti attraverso il modello idraulico già richiamato al precedente punto c). Nel caso in cui tale verifica fornisca un risultato negativo dovrebbero essere valutate le eventuali modifiche al progetto necessarie per non aggravare le condizioni di rischio nelle altre aree;*

*f) sulla base dei risultati delle verifiche idrauliche di cui al punto e) dovrebbe essere individuato il rischio residuo per le alluvioni poco frequenti necessario all’aggiornamento del Piano di Protezione Civile Comunale per la gestione del rischio da alluvioni;*

*g) si suggerisce di valutare gli effetti sul sistema fognario a servizio di via Nazareno Borghini, via Divisione Garibaldi e via di Castelsecco, con particolare riferimento ai tombini e alle caditoie stradali presenti, in seguito al raggiungimento delle condizioni di massimo invaso a quota 262,7 m s.l.m. nella vasca volano;*



h) al fine di garantire l'accessibilità e la manutenzione dei nuovi canali di gronda si suggerisce, ove possibile, la previsione di una pista di servizio larga almeno 3,0 m in adiacenza del ciglio di sponda;

i) per gli stessi fini di cui al punto h), si suggerisce di realizzare sul perimetro di contenimento della vasca volano una pista di servizio larga almeno 3,0 m;

j) il progetto del manufatto di scarico in c.a. della condotta di mandata a servizio dall'impianto idrovoro dovrà essere eseguito tenendo conto della soluzione progettuale individuata dall'intervento di Piano indicato con codice 5D, relativo agli interventi di consolidamento arginale sul t. Bicchieraia;

k) al fine di ridurre l'impatto visivo della parete in c.a.v. del fosso Ovest nel tratto che corre all'interno del "Villaggio Amaranto", tra i campi da calcio e calcetto, si suggerisce di arretrare alla sezione 36 il salto di fondo previsto a valle della sezione 40. In questo modo il canale in c.a.v. sarà per gran parte della sua altezza infisso nel terreno e non sarà necessario schermare i paramenti verticali con rampicanti. Sulla sponda opposta, al fine di mantenere inalterate le altezze degli scatolari previsti, dovrà essere prevista una riprofilatura della scarpata del campo di calcio;

l) sul fosso Ovest, al fine di mantenere un adeguato ricoprimento sullo scatolare di attraversamento della viabilità esistente di accesso al campo di calcetto (codice T5\_0), si suggerisce di valutare la possibilità di arretrare verso monte il cambio di pendenza da 0,4% a 0,2%".

Relativamente al punto a), anche ARPAT aveva evidenziato una criticità dovuta all'interferenza tra la vasca volano e la falda superficiale. A seguito dell'integrazione progettuale presentata dagli scriventi il 23/07/2021, con nota del 27/07/2021 il Settore Genio Civile Valdarno Superiore ha comunicato che: "il Proponente ha ottemperato alla prescrizione indicata con la lettera a) nelle conclusioni della nota prot. n. 0294781 del 15/07/2021. Questo Ufficio conferma il parere favorevole di massima sul progetto di fattibilità tecnico economica, fatte salve tutte le condizioni e prescrizioni già dettate nelle succitate conclusioni ad esclusione di quella già ottemperata, nonché la necessità di definire nelle successive fasi progettuali un disciplinare di gestione del nuovo impianto idrovoro, che preveda tra l'altro, la possibilità di arresto immediato del sollevamento delle acque nel torrente Bicchieraia quando i livelli idrometrici nel corso d'acqua raggiungano un determinato livello di guardia. Tale livello di guardia dovrà essere definito di concerto sulla base dei risultati conseguiti nelle verifiche idrauliche condotte a supporto della progettazione esecutiva del I Stralcio di interventi previsti sul torrente Bicchieraia".

Stante l'ottemperamento del punto a) già conseguito in sede di istruttoria, nella presente relazione saranno fornite le risposte alle ulteriori richieste sopra riportate. In particolare, il punto b) è trattato al § 4, i punti c) e d) al § 5.2, mentre gli altri punti, da e) a l), al § 6.

## 1.1 Contesto idrografico e zona di indagine.

L'area di interesse (v. Figura 1-2) è situata a sud-est del centro storico di Arezzo, ai margini dell'area urbana cittadina, in sinistra idrografica del Torrente Bicchieraia. Oltre al T. Bicchieraia, l'unico fosso ricompreso nel reticolo idrografico e di gestione regionale (introdotto con L.R. 79/2012 e aggiornato con DCR 81/2021) è individuato con codice AV20099.

Si osserva al riguardo che il Settore Genio Civile Valdarno Superiore che avviato la procedura di eliminazione dal reticolo idrografico e di gestione dei corsi d'acqua denominati con le sigle AV 20099 e AV 43975.

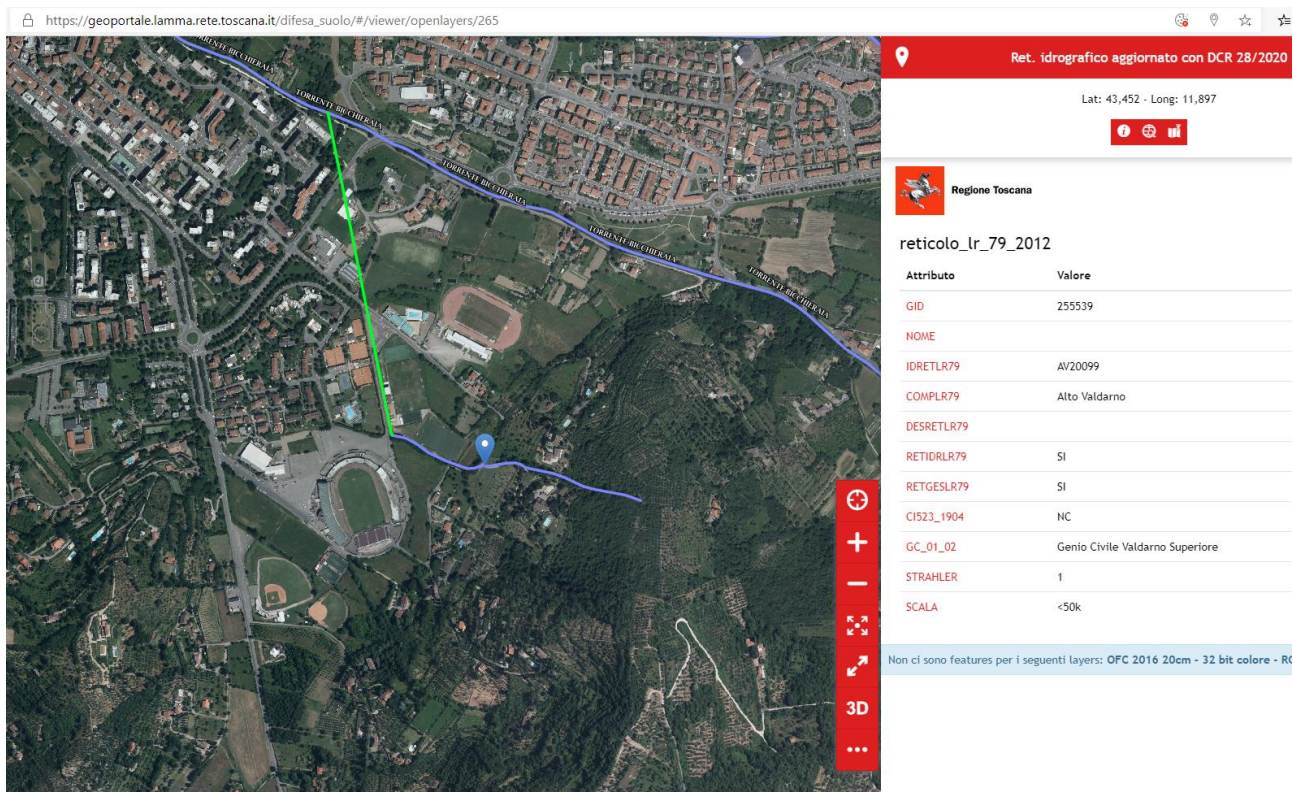


Figura 1-2: reticolo idrografico regionale di cui alla L.R.78/2012 e ss.mm.ii. interferente con gli interventi di progetto.



## 2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

L'attività conoscitiva, di verifica e prescrittiva, sviluppata nel seguente lavoro è stata uniformata al quadro normativo di riferimento vigente a livello nazionale e regionale ed in particolare alle seguenti norme:

- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto Idrografico dell'Appennino Settentrionale di cui alla Direttiva 2007/60/CE, D.Lgs. 152/2006 e D.Lgs. 49/2010, approvato con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016;
- Strumenti urbanistici comunali;
- L.R. 41 del 24/07/2018 "Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). Modifiche alla l.r. 80/2015 e alla l.r. 65/2014";
- Regio Decreto 523/1904.

### 2.1 Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.)

In Figura 2-1 è riportato un estratto delle aree a pericolosità idraulica da cui si può desumere che l'intervento di progetto ricade in aree a pericolosità da alluvione media (P.2) e bassa (P.1).

Gli Artt. 9, 10 e 11 della Disciplina di piano, relativamente alle aree a pericolosità idraulica media (P.2) e bassa (P.1), prescrivono quanto segue:

#### *Art. 9 – Aree a pericolosità da alluvione media (P 2) – Norme*

- 1. Nelle aree P2 per le finalità di cui all'art. 1 sono da consentire gli interventi che possano essere realizzati in condizioni di gestione del rischio idraulico, con riferimento agli obiettivi di cui all'art. 1 comma 4, fatto salvo quanto previsto ai commi seguenti del presente articolo e al successivo art. 10.*
- 2. Nelle aree P2 per le finalità di cui all'art. 1, l'Autorità di bacino si esprime sugli interventi di seguito elencati, in merito alla compatibilità degli stessi con il raggiungimento degli obiettivi di PGRA delle U.O.M. Arno, Toscana Nord, Toscana Costa e Ombrone:*
  - a) misure di protezione previste dal PGRA delle U.O.M. Arno, Toscana Nord, Toscana Costa e Ombrone e misure previste dal PGA;*
  - b) interventi di sistemazione idraulica e geomorfologica, ad eccezione delle manutenzioni ordinarie, straordinarie e dei ripristini;*
  - c) interventi di ampliamento e ristrutturazione delle opere pubbliche o di interesse pubblico esistenti, riferite ai servizi essenziali, e della rete infrastrutturale primaria, nonché degli impianti di cui all'allegato VIII alla parte seconda del decreto legislativo n. 152/2006 dichiarati di interesse pubblico;*
  - d) nuovi interventi relativi alle opere pubbliche o di interesse pubblico riferite ai servizi essenziali e alla rete infrastrutturale primaria;*
  - e) interventi di ampliamento, di ristrutturazione e nuovi impianti di potabilizzazione e depurazione compresi i servizi a rete e le infrastrutture a questi connessi nonché gli impianti dichiarati di interesse pubblico di cui all'allegato VIII alla parte seconda del decreto legislativo n. 152/2006, compresi i servizi a rete e le infrastrutture a questi connessi.*
- 3. Le Regioni disciplinano le condizioni di gestione del rischio idraulico per la realizzazione degli interventi nelle aree P2.*

#### *Art. 10 – Aree a pericolosità da alluvione media (P2) – Indirizzi per gli strumenti governo del territorio*

- 1. Fermo quanto previsto all'art. 9 e all'art. 14 comma 8, nelle aree P2 per le finalità di cui all'art. 1*

le Regioni, le Province e i Comuni, nell'ambito dei propri strumenti di governo del territorio si attengono ai seguenti indirizzi:

f) sono da privilegiare le trasformazioni urbanistiche tese al recupero della funzionalità idraulica;

g) le previsioni di nuova edificazione sono da subordinare al rispetto delle condizioni di gestione del rischio idraulico;

h) sono da evitare le previsioni che comportano la realizzazione di sottopassi, se non diversamente localizzabili;

i) le previsioni di volumi interrati sono da subordinare al rispetto delle condizioni di gestione del rischio idraulico.

**Art. 11 – Aree a pericolosità da alluvione bassa (P1) – Indirizzi per gli strumenti di governo del territorio**

1. Nelle aree P1 sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti urbanistici garantendo il rispetto delle condizioni di mitigazione e gestione del rischio idraulico.
2. La Regione disciplina le condizioni di gestione del rischio idraulico per la realizzazione degli interventi nelle aree P.1

PGRA - Mappa della Pericolosità da alluvione fluviale e costiera

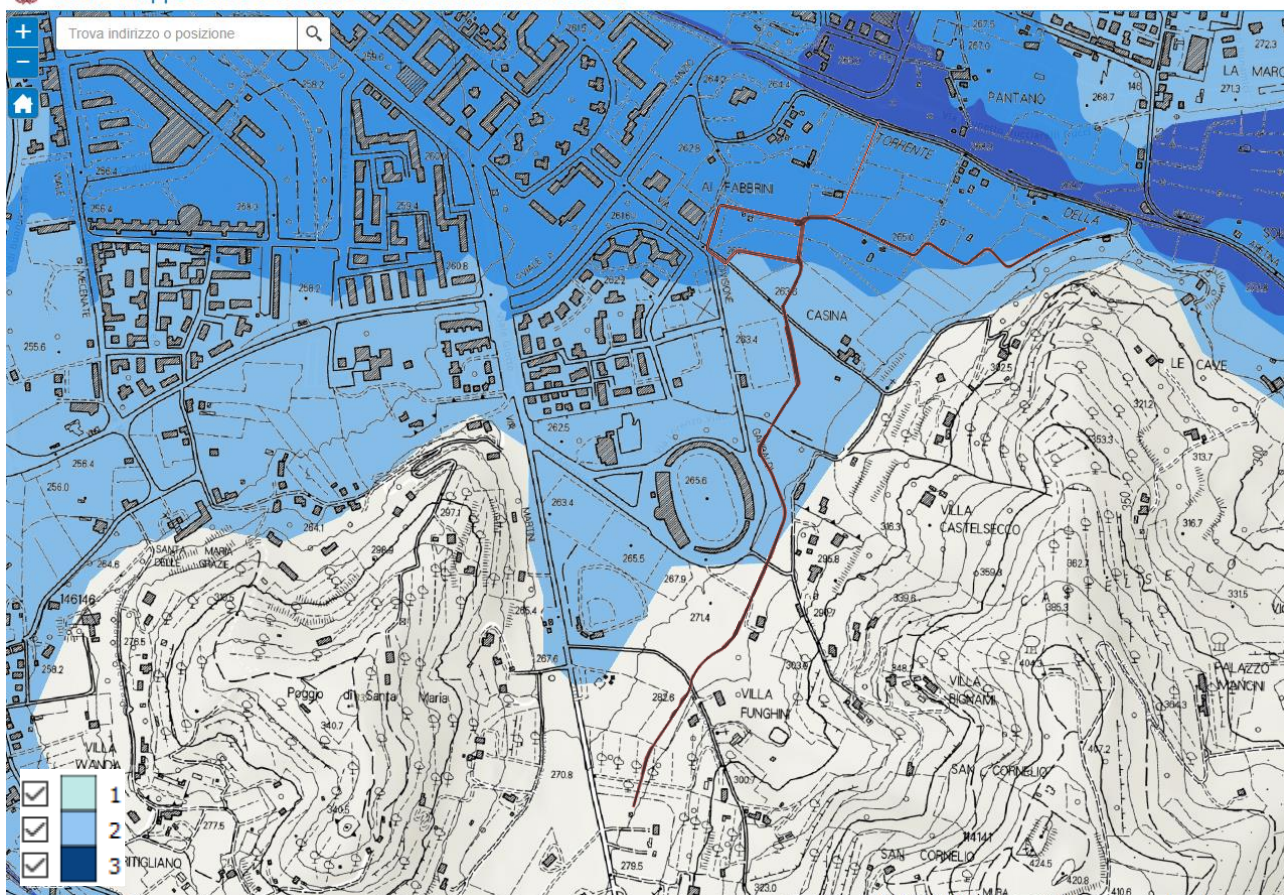


Figura 2-1: mappa delle aree con pericolosità da alluvione con l'ubicazione in rosso degli interventi di progetto (Fonte Autorità di Bacino distrettuale dell'appennino settentrionale <https://geodata.appenninoseptentrionale.it/mapstore/#/viewer/openlayers/988>).





## 2.2 Strumenti urbanistici comunali

### 2.2.1 Variante Generale al P.S. e nuovo P.O. approvati

In data 19/07/2019 è stata pubblicata all'Albo Pretorio On-line del Comune di Arezzo la Delibera del Consiglio Comunale n. 63 del 26 giugno 2019 con cui è stata adottata la variante generale al Piano Strutturale e adottato il nuovo Piano Operativo del Comune di Arezzo ai sensi della L.R. Toscana n. 65/2014, unitamente a tutti gli allegati tecnici costituenti il progetto di variante al P.S. e il progetto del nuovo P.O.

I nuovi strumenti urbanistici del Comune di Arezzo (nuovo Piano Strutturale e primo Piano Operativo) sono stati approvati con Delibera di Consiglio Comunale n.134 del 30/09/2021, sono stati pubblicati sul BURT (Bollettino Ufficiale della Regione Toscana) il giorno 16 marzo 2022, ed acquistano efficacia decorsi 30 giorni da tale pubblicazione ossia dal giorno 15 aprile 2022.

Dagli elaborati dello studio idrologico-idraulico di supporto allo strumento urbanistico adottato si evince che l'area di interesse è parzialmente interessata da aree allagabili per TR = 200 anni (Figura 2-2) determinate con specifica modellazione idrologico-idraulica. Per quanto riguarda la pericolosità idraulica (Figura 2-3), non sono presenti ulteriori pericolosità derivanti da criteri morfologici e/o storico-inventariali.

La Carta del battente idraulico (Figura 2-4) riporta, nelle aree di intervento interessate da allagabilità duecentennale, altezze idriche inferiori a 30 cm, mentre la Carta delle velocità idrauliche (Figura 2-5) valori inferiori a 1 m/s. Ne consegue una magnitudo idraulica moderata ai sensi della L.R. 41/2018.

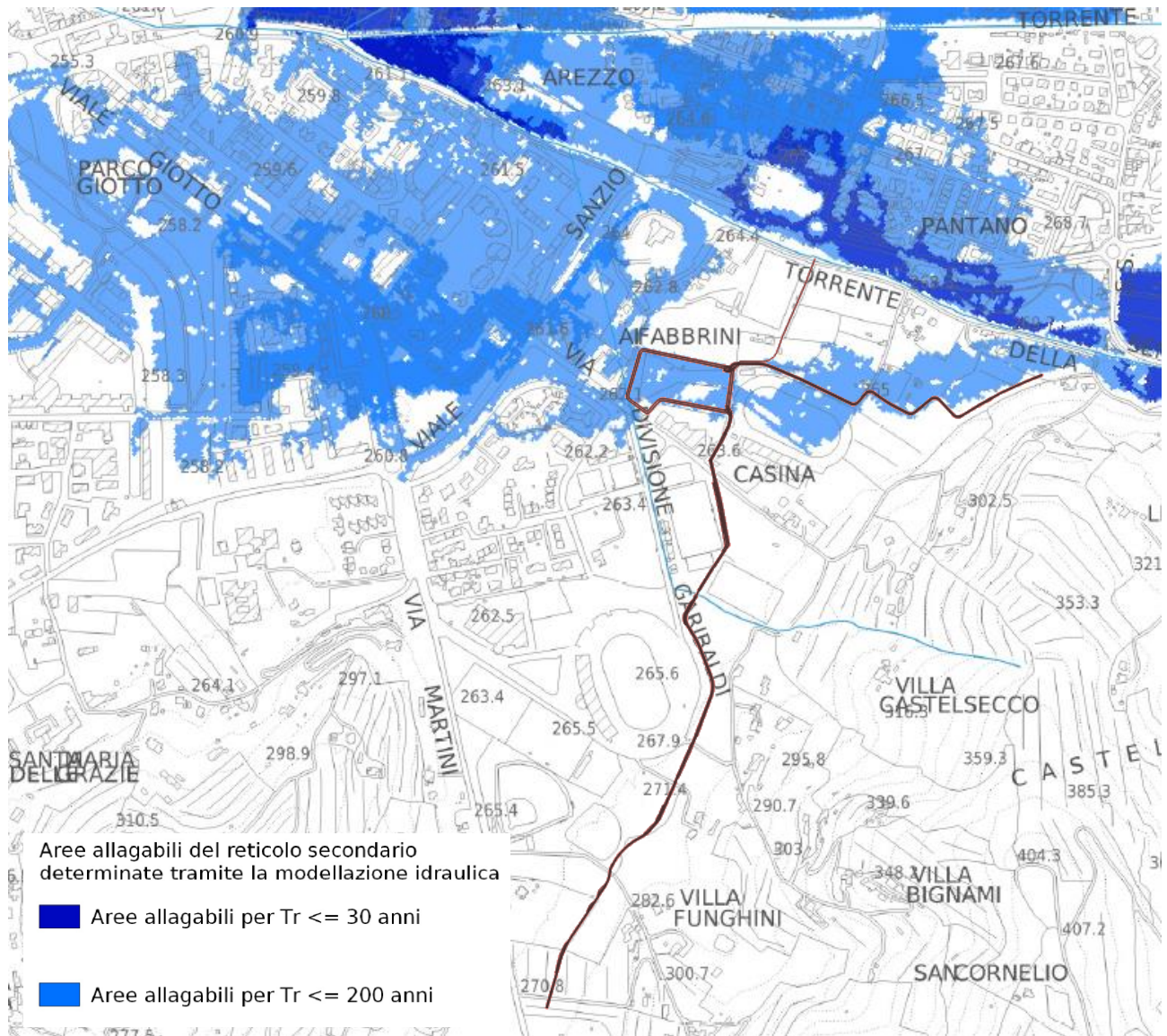


Figura 2-2: Estratto della Carta delle aree allagabili (B3.6).

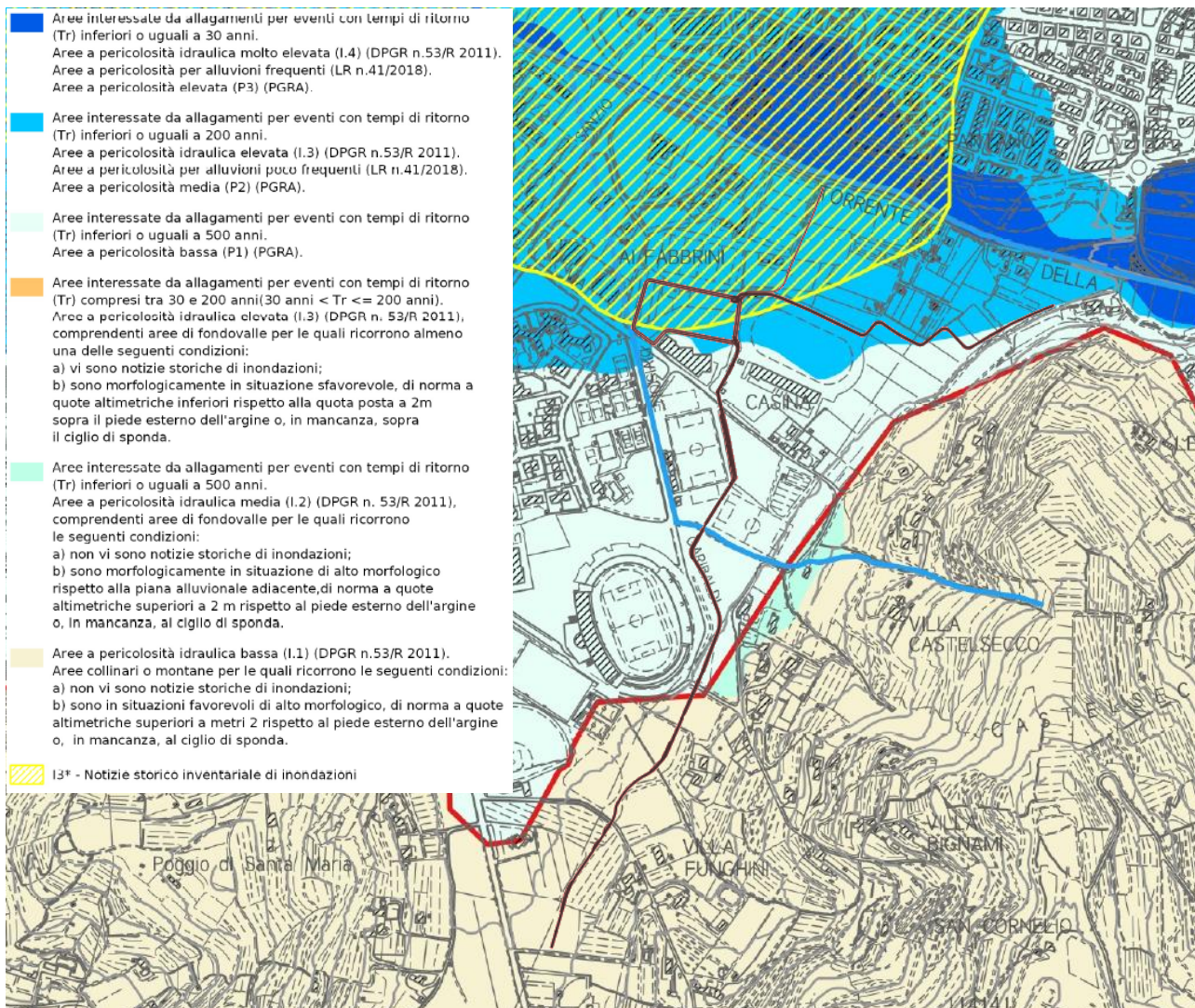


Figura 2-3: Estratto della Carta delle aree a pericolosità idraulica (B3.11).

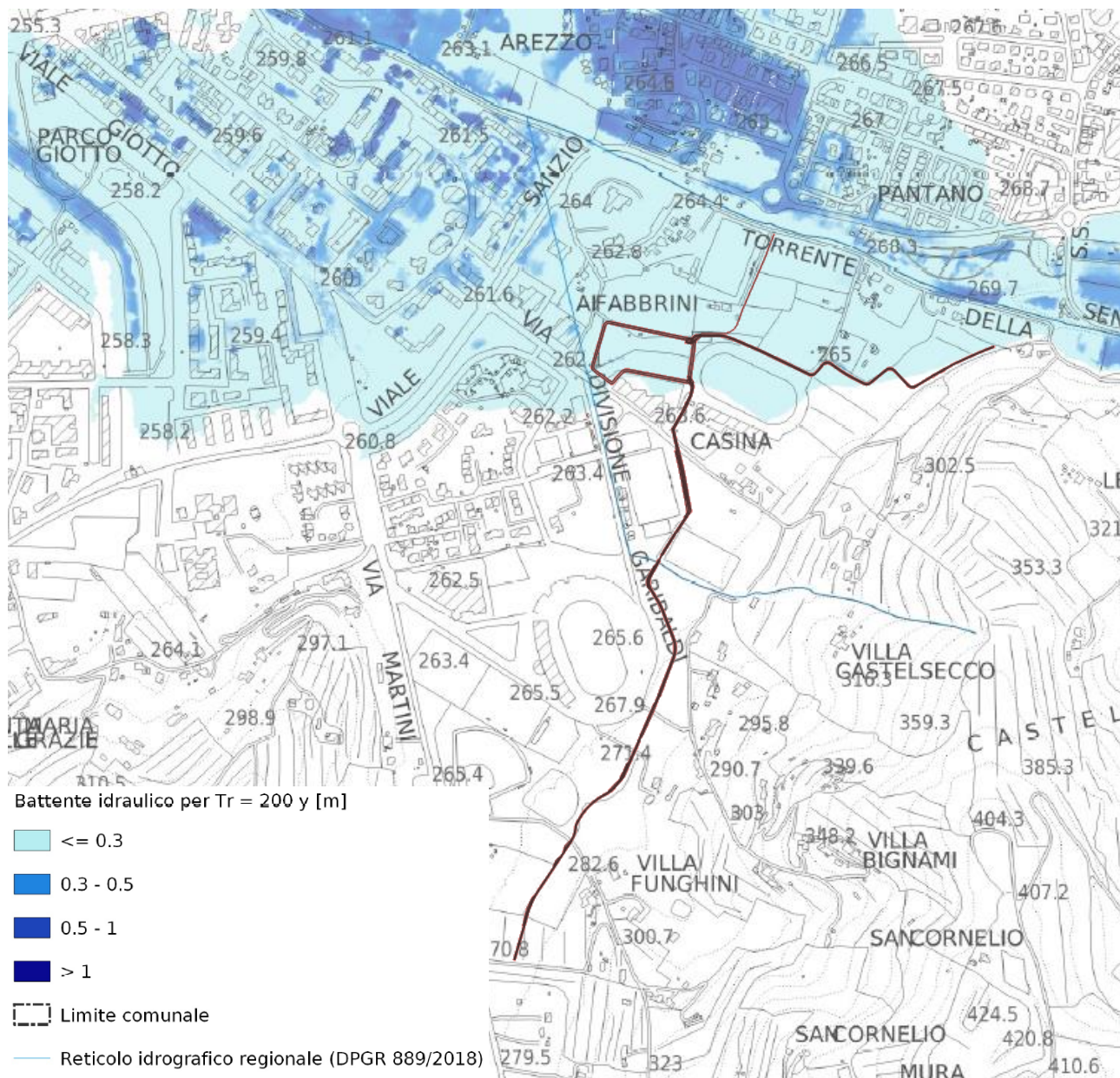


Figura 2-4: Estratto della Carta del battente idraulico (B3.7).

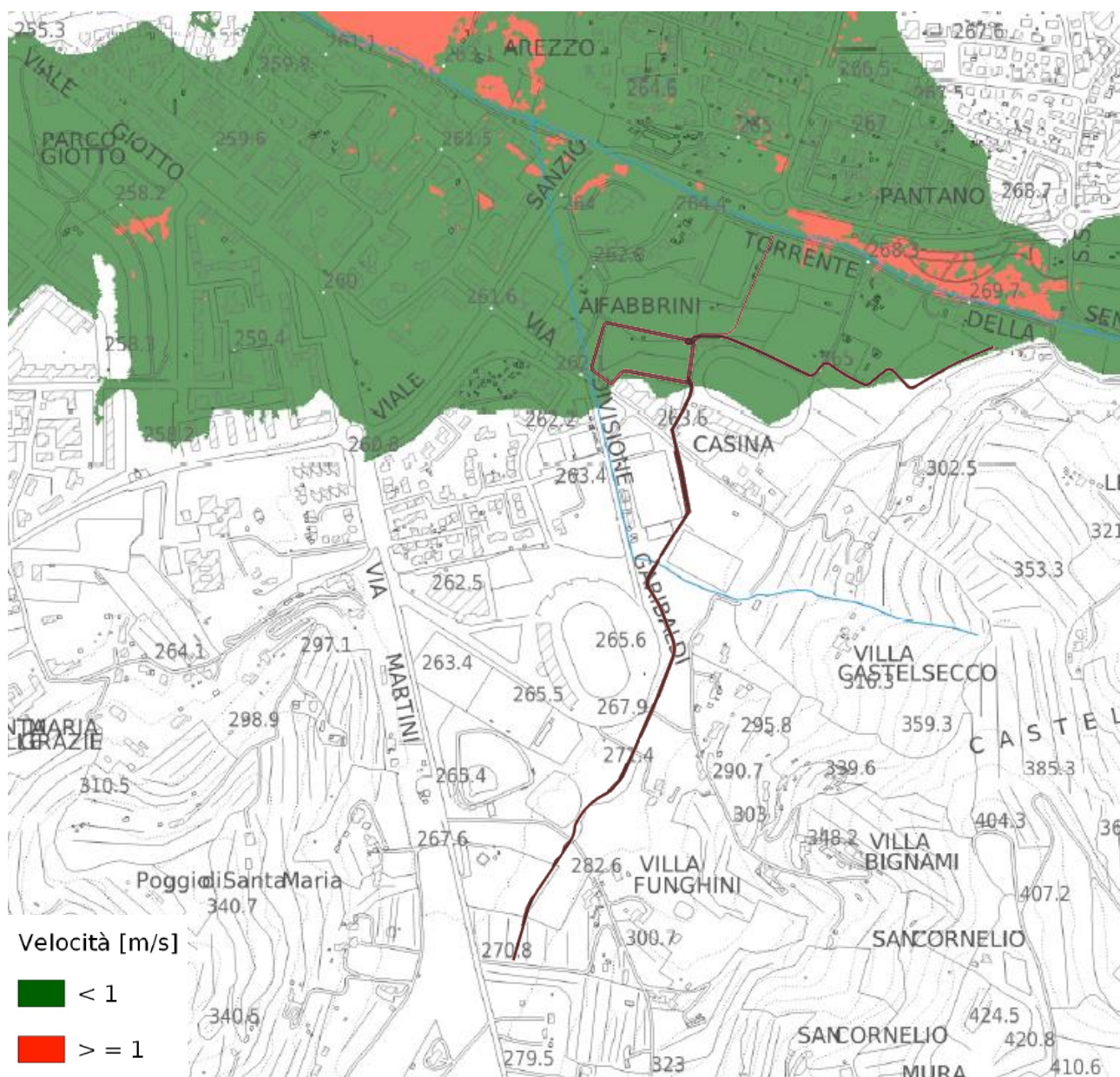


Figura 2-5: Estratto della Carta delle velocità idrauliche (B3.8).

### 2.3 L.R. 41 del 24/07/2018 “Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d’acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni).

Ad eccezione del primo breve tratto del fosso Ovest, le opere ricadono all’interno del perimetro del territorio urbanizzato.

Tra gli interventi di progetto, è prevista la realizzazione di un manufatto di scarico in sponda sinistra del T. Bicchieraia e l’intercettazione di un fosso ricompreso nel reticolo idrografico e di gestione regionale individuato con codice AV 20099. Si osserva al riguardo che il Settore Genio Civile Valdarno Superiore che avviato la procedura di eliminazione dal reticolo idrografico e di gestione dei corsi d’acqua denominati con le sigle AV 20099 e AV 43975.

A tali interventi si applica il comma 2 dell’art. 3 della L.R. 41/2018:



*“2. Negli alvei, nelle golene, sugli argini e nelle aree comprendenti le due fasce di larghezza di dieci metri dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dei corsi d'acqua del reticolo idrografico di cui all'articolo 22, comma 2, lette r a e), della l.r. 79/2012, nel rispetto della normativa statale e regionale di riferimento e delle condizioni di cui al comma 5, sono consentiti i seguenti interventi:*

- a) interventi di natura idraulica, quali in particolare:*
  - 1) trasformazioni morfologiche degli alvei e delle golene;*
  - 2) impermeabilizzazione del fondo degli alvei;*
  - 3) rimodellazione della sezione dell'alveo;*
  - 4) nuove inalveazioni o rettificazioni dell'alveo.*
- b) reti dei servizi essenziali e opere sovrapassanti o sottopassanti il corso d'acqua;*
- c) opere finalizzate alla tutela del corso d'acqua e dei corpi idrici sottesi;*
- d) opere connesse alle concessioni rilasciate ai sensi del regio decreto 11 dicembre 1933, n. 1775 (Approvazione del testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici);*
- e) interventi volti a garantire la fruibilità pubblica;*
- f) itinerari ciclopedonali;*
- g) opere di adduzione e restituzione idrica;*
- h) interventi di riqualificazione ambientale.”*

I predetti interventi, così come indicato al comma 4 dell'art 3 della L.R. 41/2018 sono consentiti, previa autorizzazione della struttura regionale competente.

Per quanto concerne invece l'impianto idrovoro, i manufatti accessori fuori terra e la relativa condotta di scarico trova applicazione l'art.13 comma 4 lett. c) della L.R. 41/2018:

*4. Nelle aree a pericolosità per alluvioni frequenti o poco frequenti, indipendentemente dalla magnitudo idraulica, gli interventi di seguito indicati possono essere realizzati alle condizioni stabilite:*

...

*c) nuove infrastrutture a rete per la distribuzione della risorsa idrica, il convogliamento degli scarichi idrici, il trasporto di energia e gas naturali nonché l'adeguamento e l'ampliamento di quelle esistenti, a condizione che sia assicurato il non aggravio delle condizioni di rischio;*

...

Detti interventi sono pertanto ammissibili dal momento che le modeste volumetrie dell'impianto idrovoro che saranno realizzate fuori terra (cabina di trasformazione quadri elettrici, motori e gruppo elettrogeno) consentono di assicurare il non aggravio delle condizioni di rischio in altre aree. Peraltro, la volumetria della vasca volano, la cui realizzazione comporta uno scavo di 8'850 m<sup>3</sup>, rappresenterà rispetto allo stato attuale una nuova e significativa volumetria di accumulo.

## **2.4 Adempimenti rispetto al R.D. 523 del 1904**

La realizzazione dell'opera di scarico sul torrente Bicchieraria, (così come l'intercettazione del fosso AV20099 allorché la procedura di rimozione dal reticolo idrografico e di gestione non abbia avuto esito favorevole), dovranno essere autorizzate dall'autorità idraulica competente ai sensi dell'art.98 del R.D. 523 del 1904:

*“98. Non si possono eseguire, se non con speciale autorizzazione del ministero dei lavori pubblici, e sotto la osservanza delle condizioni dal medesimo imposte, le opere che seguono:*

*... omissis...*

*d) le nuove costruzioni nell'alveo dei fiumi, torrenti, rivi, scolatoi pubblici o canali demaniali, di chiuse, ed altra opera stabile per le derivazioni di ponti, ponti canali e botti sotterranee, non che le innovazioni intorno alle opere di questo genere già esistenti (28).”*



### 3 ANALISI IDROLOGICA

La stima degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno pari a 30 anni (assunto come tempo di ritorno di progetto) per i bacini idrografici in esame, che risultano essere non strumentati, è stata eseguita mediante una modellistica idrologica afflussi-deflussi di tipo semidistribuito e considerando valida l'ipotesi che la portata defluente associata ad uno specifico tempo di ritorno sia determinata da una sollecitazione meteorica di pari probabilità di accadimento. In particolare, la trasformazione afflussi-deflussi, a meno del deflusso di base ritenuto trascurabile, viene descritta da un approccio idrologico costituito da tre componenti in serie: un modello di infiltrazione basato sul metodo SCS-CN, due modelli di formazione della piena basati sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH) adimensionale e sul metodo cinematico.

I passi per determinare l'idrogramma di piena di progetto per ogni assegnato tempo di ritorno sono:

- stima delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP);
- ragguglio all'area delle LSPP;
- determinazione dello ietogramma di progetto: scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- stima della pioggia effettiva;
- stima della portata di progetto.

Di seguito verranno analizzati i seguenti elementi:

- a) **Definizione degli afflussi meteorici:** determinazione della relazione tra altezze e durata di pioggia di assegnato tempo di ritorno per i bacini idrografici in esame (LSPP) e operazione di ragguglio all'area;
- b) **Determinazione dello ietogramma di progetto:** scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- c) **Stima delle perdite idrologiche:** determinazione della quantità di precipitazione trattenuta dal terreno (perdite), con la conseguente determinazione della pioggia effettiva (o pioggia netta) che rappresenta il volume d'acqua che raggiunge per ruscellamento superficiale la rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura, determinando l'evento di piena;
- d) **Trasformazione afflussi-deflussi:** schematizzazione della risposta del singolo bacino idrografico alle sollecitazioni meteoriche, in funzione delle proprie caratteristiche fisiografiche e combinazione di tale risposta con la pioggia netta per stimare gli idrogrammi di piena.
- e) **Propagazione delle onde di piena:** modellazione del fenomeno di trasferimento dell'onda di piena lungo il corso d'acqua.

#### 3.1 Definizione degli afflussi meteorici

La forzante data dall'evento meteorico è schematizzata attraverso uno ietogramma sintetico ad intensità costante nel tempo e nello spazio, la cui frequenza viene stimata a partire dalle curve di possibilità pluviometrica ricavate con l'adattamento delle serie storiche reali alla distribuzione TCEV

(“Two Components Extreme Value”).

Dette curve sono espresse, per ciascun tempo di ritorno, nella classica equazione di forma monomia nella quale l'altezza di pioggia totale  $h$  [mm] è espressa in funzione della durata  $d$  [ore] dell'evento:

$$h = a \cdot d^n$$

dove i parametri  $a$  e  $n$  sono desunti dallo studio promosso dalla Regione Toscana con DGRT 1133/2012 al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, con il quale si è provveduto ad aggiornare l'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012 compreso (Referente: Prof. Enrica Caporali, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze). I dati pluviometrici sono liberamente consultabili nel sito della Regione Toscana nella sezione dedicata alla Difesa del Suolo. Ad oggi le nuove LSPP sono state ricavate per durate di precipitazione  $d \geq 1$  ora ma, secondo le indicazioni fornite dagli estensori dello studio, sono estrapolabili con buona attendibilità fino a  $d \geq 0.5$  ore.

Dal sito della Regione Toscana è possibile scaricare l'andamento spaziale dei parametri  $a$  e  $n$  con griglia di 1 km x 1 km per ciascuno dei tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200 e 500 anni, desunto a partire dall'analisi TCEV delle altezze di pioggia osservate. I risultati resi disponibili in formato ASCII Grid. La Figura 3-1 mostra, a titolo di esempio, le griglie dei parametri  $a$  e  $n$  per il tempo di ritorno di 200 anni nell'intera regione.

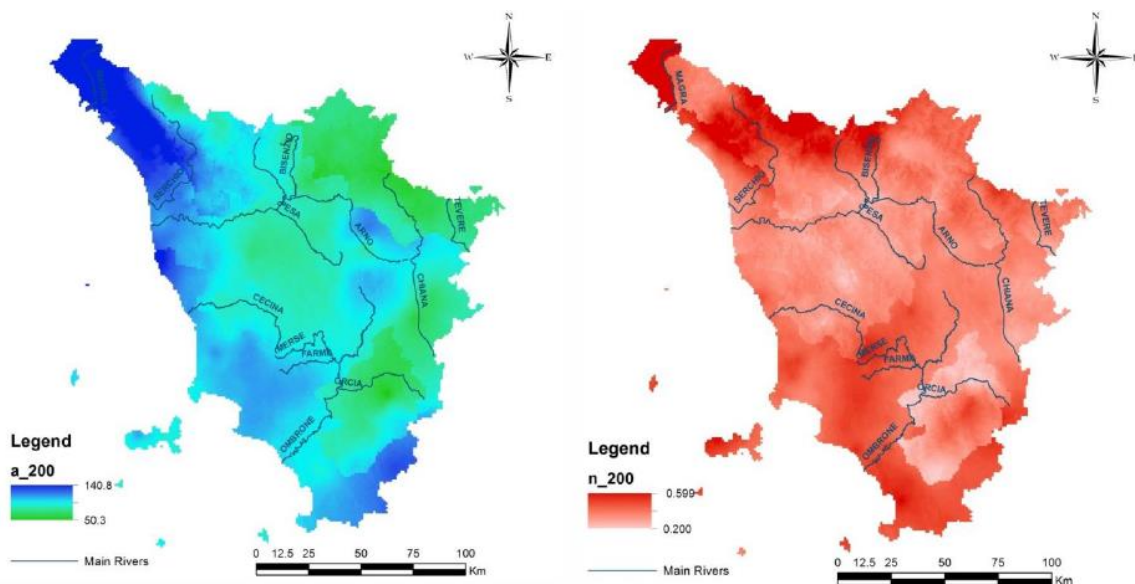


Figura 3-1: Spazializzazione sull'intera regione dei parametri “a” (a sinistra) e “n” (a destra) della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica LSPP per il Tempo di ritorno 200 anni.

I valori delle altezze di pioggia così calcolati sono validi, a rigore, solo per precipitazioni estreme puntuali, essendo stati calibrati a partire dai dati puntuali di pioggia (le LSPP sono tarate sulla base dei massimi annui misurati puntualmente in una determinata stazione pluviometrica).



All'aumentare dell'area interessata dalla precipitazione la probabilità di ottenere un'intensità media dell'evento estremo pari a quella puntuale diminuisce sensibilmente, soprattutto per eventi brevi che sono tendenzialmente più localizzati. Solitamente risulta quindi opportuno introdurre un coefficiente riduttivo da applicare alle altezze di pioggia che prende il nome di coefficiente di ragguaglio areale; tuttavia, nel presente studio, si è cautelativamente assunto di non introdurre detto coefficiente.

Per poter stimare gli afflussi meteorici sono stati innanzi tutto individuati i bacini idrografici intercettati dai nuovi inalveamenti di progetto (in particolare i sottobacini e gli interbacini del modello idrologico semidistribuito che sarà descritto in seguito) separati dalle linee di spartiacque desunte dal modello digitale del terreno e dalla Carta Tecnica Regionale (Figura 3-2).



Figura 3-2: Inquadramento su foto aerea dei bacini idrografici analizzati e del reticolo idrografico regionale.

Per il tempo di ritorno investigato (30 anni) e per le durate di precipitazione pari a 30 minuti e superiori, sono stati stimati i valori dei parametri  $a$  e  $n$  delle LSPP relativi al macro-bacino di



interesse, rappresentato nella figura precedente. Tali valori sono riportati in Tabella 3-1.

Tabella 3-1: parametri delle curve di possibilità pluviometrica impiegate nel modello idrologico per le durate di precipitazione pari a 30 minuti e superiori

| Zona omogenea                                     | TR 30 anni ( $d > 0.5$ ore) |         |
|---|-----------------------------|---------|
|   | $a$                         | $n$     |
| <b>Castelsecco</b><br>( $A = 0.76 \text{ km}^2$ ) | 52.6345                     | 0.22611 |

Le LSPP per la durata di precipitazione pari a 15 minuti sono state invece ricavate facendo riferimento alla pubblicazione “Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica” della Presidenza del Consiglio dei Ministri, redatta con la collaborazione scientifica del PIN-Centro Studi Ingegneria (Università di Firenze) e Regione Toscana.

$$h = a \cdot d^n T^m$$

I parametri che caratterizzano tali curve di possibilità pluviometrica sono riportati nella tabella seguente. Si osserva che l'intensità di pioggia che ne deriva è pari a circa 120 mm/h.

Tabella 3-2: parametri delle curve di possibilità pluviometrica impiegate nel modello idrologico per la durata di precipitazione pari a 15 minuti

| Stazione                                   | TR 30 anni ( $d < 1$ ora) |       |       |
|--|---------------------------|-------|-------|
|  | $a$                       | $n$   | $m$   |
| <b>Arezzo (S. Fabiano)</b><br><b>[770]</b> | 24.055                    | 0.350 | 0.201 |

### 3.2 Determinazione dello ietogramma di progetto

La determinazione dello ietogramma di progetto per un prefissato tempo di ritorno richiede l'individuazione della durata dello ietogramma (durata critica) nonché della distribuzione temporale degli spessori di pioggia stimati dalla corrispondente linea segnalatrice di possibilità pluviometrica areale.

La durata della pioggia viene determinata assumendo che la portata al colmo con assegnato tempo di ritorno sia la maggiore tra le portate al colmo determinate da tutti gli eventi di pioggia a intensità costante ricavati dalla linea di possibilità pluviometrica areale.

E' possibile determinare la durata critica utilizzando diverse metodologie in funzione della modellistica afflussi-deflussi impiegata. In particolare, nel caso dei metodi empirici tradizionali che si basano sul metodo razionale tale durata è data dal tempo di corrivazione del bacino, mentre nel caso di uso di modelli idrologici in grado di descrivere la trasformazione afflussi-deflussi, essa può

essere stimata mediante un insieme di simulazioni. Nel presente studio è stato seguito il secondo approccio, utilizzando il primo, per una prima stima attorno alla quale determinare il corretto valore di durata critica.

In particolare, sulla base del concetto di evento critico, la determinazione della durata critica mediante simulazione idrologica consiste nell'effettuare un insieme di simulazioni con un modello afflussi-deflussi avente come dati di ingresso una serie di ietogrammi di pioggia di durata crescente, ottenuti distribuendo in modo uniforme nel tempo lo spessore di pioggia ricavato dalla LSPP areale relativa ad un determinato tempo di ritorno. All'aumentare della durata dell'evento, si ottengono idrogrammi di piena il cui picco assume valori crescenti fino ad un valore massimo, per poi decrescere. La durata dell'evento che corrisponde all'idrogramma con il massimo valore della portata di picco viene assunta come durata critica.

A titolo di esempio, vengono di seguito riportati i risultati delle simulazioni effettuate per un generico bacino idrografico, considerando, a parità di tempo di ritorno, ietogrammi di pioggia uniforme di differenti durate. Come si può vedere dalla Figura 3-3, la durata che massimizza la portata al colmo è quella pari a 1 ora che pertanto è rappresenterebbe la durata critica del bacino.

Nota la pioggia areale, per la determinazione del deflusso diretto è necessario valutare la pioggia effettiva e, quindi, la quantità di pioggia che viene assorbita dal suolo e quella intercettata dalla vegetazione, mentre la quantità di pioggia persa per evapotraspirazione è trascurabile per eventi meteorici particolarmente intensi (Maione, 1977). Per effettuare tale stima, è stato applicato il metodo del Curve Number proposto dal Soil Conservation Service (1972).

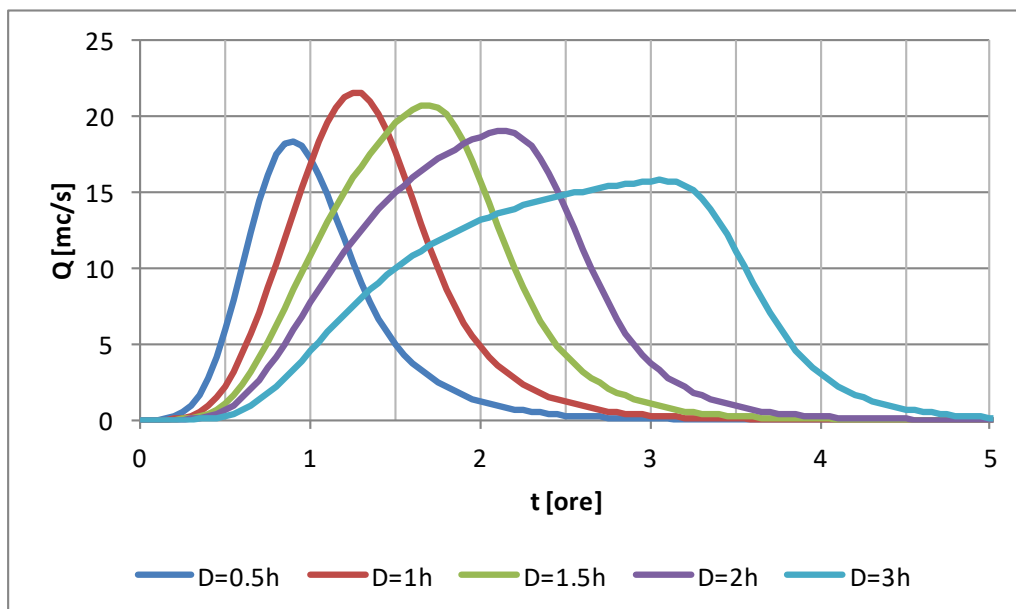


Figura 3-3: Simulazioni con ietogramma costante e diverse durate per la scelta della durata critica di un generico bacino idrografico

### 3.3 Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number

La stima delle perdite idrologiche è stata effettuata con il metodo del Curve Number del SCS (Soil Conservation Service).



Questo metodo considera il deflusso superficiale come differenza fra le precipitazioni e le perdite, dove in queste ultime si inglobano, oltre alle perdite per infiltrazione, anche quelle per intercettazione da parte delle piante, quelle per accumulo sulle depressioni superficiali e quelle per l'imbibizione iniziale del terreno. L'ipotesi di base del metodo è che il rapporto fra il volume defluito ed il volume di pioggia depurato delle perdite iniziali rimanga, in ogni istante, uguale al rapporto fra il volume infiltrato ed il volume massimo teorico delle perdite:

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

dove  $P_e$  è la precipitazione efficace per il deflusso,  $P$  la precipitazione lorda,  $I_a$  le perdite iniziali,  $F_a$  il volume specifico infiltrato ed  $S$  il volume specifico di saturazione del terreno. L'equazione di continuità si può riscrivere per questo modello come segue:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

nella quale le perdite iniziali (o *Initial Abstraction*) è possibile stimarle in funzione del volume specifico di saturazione tramite la relazione:

$$I_a = \beta \cdot S$$

dove si pone normalmente  $\beta = 0.2$ . Dalla combinazione delle due equazioni di continuità precedentemente scritte si ottiene l'espressione della precipitazione efficace:

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

nella quale il volume specifico di saturazione  $S$  dipende dalla natura geologica del terreno e dall'uso del suolo, caratteristiche esprimibili in funzione del coefficiente Curve Number  $CN$  secondo la relazione:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il coefficiente  $CN$  può assumere valori compresi tra 0 (suolo completamente permeabile) e 100 (suolo completamente impermeabile) ed è stimabile tramite delle tabelle elaborate dalla US Soil Conservation Service a partire dalle caratteristiche geologiche, di uso del suolo e del livello di umidità antecedente l'inizio delle precipitazioni. Quest'ultimo fattore è schematizzabile in tre condizioni: terreno ben asciutto ( $CN I$ ), terreno mediamente umido ( $CN II$ ) e terreno molto umido ( $CN III$ ).

Nel caso in esame sono state assunte cautelativamente condizioni iniziali di suolo fortemente imbibito ( $CN III$ ).

### 3.3.1 Caratterizzazione del parametro di assorbimento $CN$ per i bacini idrografici in esame

La determinazione del parametro di assorbimento  $CN$  (U.S. Dept. Agric., Soil Conservation



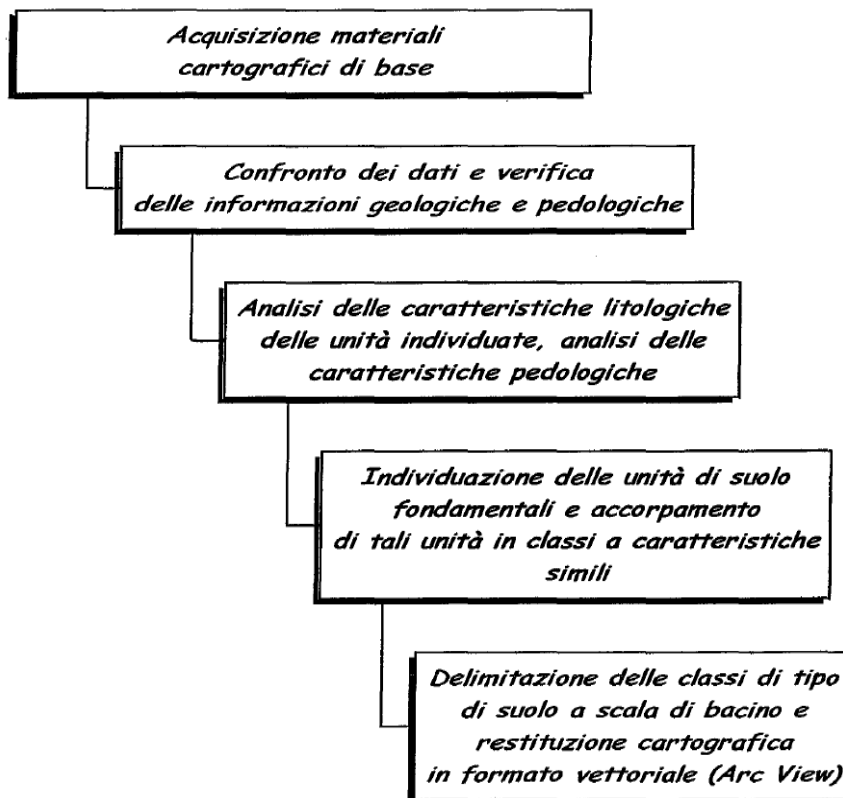
Service, 1972) è stata raggiunta attraverso l'analisi degli aspetti litologici, pedologici, vegetazionali e di uso del suolo del bacino.

Per la determinazione del CN si è proceduto alla parametrizzazione dei caratteri sopra indicati e alla loro identificazione in classi, determinate secondo il citato metodo del Soil Conservation Service (1972) adottando una metodologia analoga a quella svolta nei due seguenti lavori:

- *"Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per tutto il bacino dell'Amo alla discretizzazione di 200 m. x 200"* - Dott. Geol M. Brugioni 2002 su incarico Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Ambientale e del Rilevamento del Politecnico di Milano;
- *Corine Land Cover 2018.*

### 3.3.1.1 Determinazione dei tipi idrologici di suolo

Alla determinazione dei tipi idrologici di suolo per il bacino si è arrivati mediante successive analisi basate sulla cartografia tematica e sulla bibliografia esistente, oltre che con sopralluoghi mirati in aree particolari. Schematicamente, le fasi di studio affrontate possono essere così rappresentate:



La determinazione delle unità idrologiche di suolo è stata portata a compimento analizzando le proprietà litologico - composizionali delle formazioni affioranti nell'area e riprodotte nella carta geologica.

Le categorie di suolo considerate e introdotte all'interno del processo di analisi tematica sono







state individuate in base alle caratteristiche intrinseche dei terreni, cioè quelle che influiscono direttamente sul processo di formazione ed evoluzione dei suoli naturali, quali permeabilità, granulometria e tessitura.

Seguendo la simbologia adottata per le unità formazionali nella Carta Geologica d'Italia, le seguenti tabelle mostrano il risultato finale del procedimento svolto.

Tabella 3-3: tipologie idrologiche di suoli (Soil Conservation Service)

| Tipo idrologico di suolo | Descrizione  |
|--------------------------|--|
| A                        | Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, oltre che ghiaie profonde, molto permeabili.  |
| B                        | Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.        |
| C                        | Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione. |
| D                        | Potenzialità di deflusso medio-alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma pure suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.                   |

Tabella 3-4: classificazione dei tipi idrologici di suolo per le unità affioranti nel bacino dell'Amo. (da "Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per tutto il bacino dell'Amo alla discretizzazione di 200 m x 200 m". Brugioni 2002).

| TIPO IDROLOGICO DI SUOLO (S.C.S/C.N.)   | Simbolo Carta Geologica d'Italia  | codice   |
|---|---|--|
| A  | all, dis, f, dt, s, d2, d1, cd, mo, e   | 17, 105, 32, 29, 78, 75, 74, 92, 44, 107   |
| B  | s, Qf12, fA-C, sB, VVB, Vcg, Vs, Vag, Qcal, cM, ct/mg, co, b, p, tv2, r, fA-Cv, Pca3, McR, MIm, at, Pcg, Pcg1, ctM, cg, cg/mg, Pcg3, Mcg, Pbm, Pc, Ps, Pls, Ps3', aM, aG, AP, MaP, tv2, tv1, Msg, mg, cc  | 78, 70, 114, 116, 117, 118, 119, 125, 112, 12, 53, 91, 77, 106, 108, 110, 115, 129, 145, 147, 20, 131, 137, 84, 11, 124, 130, 143, 133, 134, 121, 132, 128, 61, 72, 179, 149, 106, 109, 150, 43, 14  |
| C  | Pag, Pla Mag, pf, fM, fl, fh, Mcb2, Mlcg, Mcb1, brA, scSL, aC, Mlar, pmg, bnS, bn, cC, d, asP, fVR, alb, fVc, mac, bs, Nu, di, mNu, cbh, scd, cP, cs2, cs1, ra, cA, cm, br1, cR, cb, mdi, cs2M, fIC, Vag, Pags, arg, se, Mcg2, b, fPaC, scm, msc, mNu, mbr, mcs2, mmp, mcs1, mbrS, gr, aS, bD, mar, vrb, vr, k, sMM, cs1M, mR | 122, 136, 144, 94, 166, 16, 80, 151, 148, 152, 81, 83, 60, 141, 48, 154, 155, 157, 158, 162, 165, 18, 164, 41, 24, 22, 30, 98, 161, 173, 50, 5, 8, 1, 3, 2, 73, 13, 19, 100, 175, 111, 120, 135, 123, 126, 139, 21, 170, 172, 51, 98, 99, 26, 31, 28, 23, 34, 153, 168, 57, 95, 37, 176, 177, 39 |
| D  | Mg, agQ, fT, qz, ang, vra, fB, fP2, fP3, mp, Mlag2, Mlag, ol, Pm, mM, mcm, pb, sc, fP1, svL, pfw, a, S, G, D, bD, bw, T, g,d  | 142, 104, 174, 71, 86, 56, 82, 66, 169, 6, 140, 146, 68, 138, 178, 38, 156, 52, 65, 79, 159, 160, 58, 36, 59, 168, 163, 127  |



### 3.3.1.2 Determinazione delle classi di uso del suolo

La combinazione di tipo idrologico di suolo e uso Corine Land Cover 2018 ha quindi consentito di attribuire a ciascuna area omogenea il relativo valore di CN sulla base della Tabella 3-5.

*Tabella 3-5: attribuzione dei valori di CN alle classi di uso del suolo Corine Land Cover sulla base del tipo idrologico di suolo e della pratica colturale (USDA 1986)*

| Corine LIVELLO 3                                     | SCS-CN per diversi HSG |    |    |    | Rif. USDA 1986  |
|--|------------------------|----|----|----|---|
|  | A                      | B  | C  | D  |   |
| 111 - Tessuto urbano continuo                        | 89                     | 92 | 94 | 95 | Commercial and business (85% imp.)                          |
| 112 - Tessuto urbano discontinuo                     | 77                     | 85 | 90 | 92 | 1/8 acre or less (town houses) (65% imp.)/small>            |
| 121 - Unità industriali o commerciali                | 81                     | 88 | 91 | 93 | Industrial (72% imp.)                                       |
| 122 - Reti di strade e binari e territori associati  | 98                     | 98 | 98 | 98 | Paved parking lots, roofs, driveways, etc.                  |
| 123 - Aree portuali                                  | 98                     | 98 | 98 | 98 | Paved parking lots, roofs, driveways, etc.                  |
| 124 - Aeroporti                                      | 98                     | 98 | 98 | 98 | Paved parking lots, roofs, driveways, etc.                  |
| 131 - Luoghi di estrazioni di minerali               | 76                     | 85 | 89 | 91 | Gravel (including right of way)                             |
| 132 - Discariche                                     | 81                     | 88 | 91 | 93 | Industrial (72% imp.)                                       |
| 133 - Luoghi di costruzione                          | 77                     | 86 | 91 | 94 | Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation)     |
| 141 - Aree di verde urbano                           | 49                     | 69 | 79 | 84 | Fair condition (grass cover 50 to 75%)                      |
| 142 - Strutture di sport e tempo libero              | 68                     | 79 | 86 | 89 | Poor condition (grass cover <50%)                           |
| 211 - Seminativi non irrigati                        | 61                     | 73 | 81 | 84 | Contoured (C)   |
| 212 - Suolo permanentemente irrigato                 | 67                     | 78 | 85 | 89 | Straight row (SR)   |
| 213 - Risaie   | 62                     | 71 | 78 | 81 | Contoured & terraced (C&T)                                  |
| 221 - Vigneti  | 76                     | 85 | 90 | 93 | Crop residue cover  |
| 222 - Frutteti e frutti minori                       | 43                     | 65 | 76 | 82 | Woods—grass combination (orchard or tree farm)              |
| 223 - Oliveti  | 43                     | 65 | 76 | 82 | Woods—grass combination (orchard or tree farm)              |
| 231 - Pascoli  | 49                     | 69 | 79 | 84 | Pasture, grassland, or range—continuous forage for grazing. |
| 241 - Colture annuali associate a colture permanenti | 61                     | 73 | 81 | 84 | Small grain   |
| 242 - Coltivazione complessa                         | 61                     | 73 | 81 | 84 | Small grain   |
| 243 - Suoli principalmente occupati dall'agricoltura | 61                     | 73 | 81 | 84 | Small grain   |
| 244 - Aree di agro-selvicoltura                      | 43                     | 65 | 76 | 82 | Small grain   |
| 311 - Foreste a latifoglie                           | 36                     | 60 | 73 | 79 | Woods   |
| 312 - Foreste a conifere                             | 36                     | 60 | 73 | 79 | Woods   |
| 313 - Foreste miste                                  | 36                     | 60 | 73 | 79 | Woods   |
| 321 - Prateria naturale                              | 49                     | 69 | 79 | 84 | Pasture, grassland, or range—continuous forage for grazing. |
| 322 - Lande e brugheria                              | 49                     | 69 | 79 | 84 | Pasture, grassland, or range—continuous forage for grazing. |
| 323 - Vegetazione sclerofila                         | 35                     | 56 | 70 | 77 | Brush—brush-weed-grass mixture with brush the major element |
| 324 - Transizione suolo boscoso/arbusti              | 35                     | 56 | 70 | 77 | Brush—brush-weed-grass mixture with brush the major element |

|                                       |    |    |    |    |   |
|---------------------------------------|----|----|----|----|---|
| 331 - Spiagge, dune e piani di sabbia | 46 | 65 | 77 | 82 | 12% imp.  |
| 332 - Roccia nuda                     | 96 | 96 | 96 | 96 | Artificial desert landscaping                   |
| 333 - Aree scarsamente vegetate       | 63 | 77 | 85 | 88 | Natural desert landscaping (pervious area only) |
| 334 - Aree bruciate                   | 63 | 77 | 85 | 88 | Natural desert landscaping (pervious area only) |
| 335 - Ghiacciai e nevi perenni        | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 411 - Paludi interne                  | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 412 - Torbiere                        | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 421 - Paludi di sale                  | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 422 - Saline                          | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 423 - Piani intertidali               | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 511 - Corsi d'acqua                   | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 512 - Corpi d'acqua                   | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 521 - Lagune costiere                 | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 522 - Estuari                         | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |
| 523 - Mare                            | 98 | 98 | 98 | 98 | Impervious surfaces, water bodies               |

Si precisa che, dai sopralluoghi effettuati, gli scriventi hanno ritenuto più aderente allo stato dei luoghi modificare l'uso del suolo dei soli bacini collinari dal codice 243 ("suoli principalmente occupati dall'agricoltura") al codice 324 ("transizione suolo boscoso/arbusti").

Il CN medio per ogni bacino è stato infine determinato come media pesata dei CN delle singole celle di estensione  $S_i$  in cui è stata suddivisa l'area totale del bacino:

$$CN = \sum_i CN_i \cdot S_i / \sum_i S_i$$

L'andamento spaziale del parametro  $CN-II$  nell'area di interesse è rappresentato graficamente in Figura 3-10.

### 3.4 La trasformazione afflussi – deflussi

#### 3.4.1 Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH)

Nel vasto panorama dei modelli di formazione dei deflussi, che si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si manifestano in un bacino idrografico descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione temporale delle piogge effettive (ingresso al sistema) ed il corrispondente idrogramma dei deflussi diretti (risposta del sistema), è stata scelta la metodologia basata sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH). Il metodo si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino ed effettua la combinazione tra pioggia in ingresso e IUH per il calcolo della portata diretta. In altre parole, la risposta  $Q(t)$  ad una sollecitazione meteorica di intensità  $p(t)$  variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau$$



dove  $p(t)=A i(t)$  è la portata di afflusso meteorico al generico tempo  $t$  e la funzione  $h(t)$ , che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma dei deflussi generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario (immissione di tipo impulsivo).

La funzione  $h(t)$  può essere stimata mediante numerosi approcci, tra cui il metodo dell'invaso lineare, il metodo di Nash, il metodo geomorfologico oppure facendo ricorso all'idrogramma unitario del SCS.

#### 3.4.1.1 L'idrogramma unitario del Soil Conservation Service (IUH-SCS)

L'idrogramma SCS è un idrogramma adimensionale definito dal SCS in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di dimensioni grandi e piccole. Esso ha un vasto campo di applicazioni pratiche nel campo delle trasformazioni afflussi deflussi per la sua semplicità d'uso e per la sua generalità. Questo IUH presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante  $T_p$  sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base  $2.67 T_p$  (Figura 3-4).

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS è necessario specificare il tempo di ritardo  $T_l$  del bacino idrografico, che può essere valutato separatamente mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame oppure, in assenza di esse, a partire dal tempo di corrivazione secondo la relazione:

$$T_l = \frac{3}{5} T_c$$

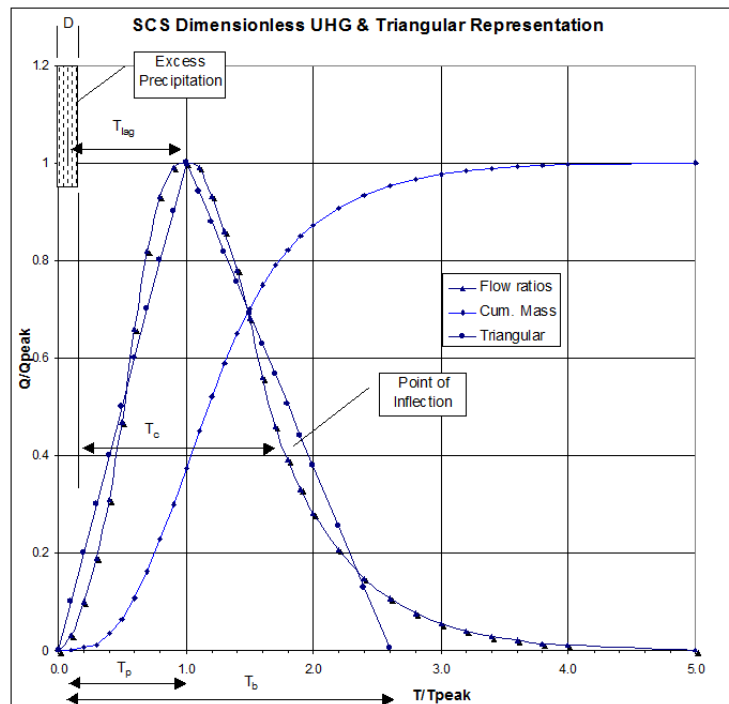


Figura 3-4: IUH-SCS

### 3.4.2 Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave)

Il metodo cinematico utilizza l'equazione di continuità e l'approssimazione cinematica delle equazioni complete di De Saint Venant per trasformare la precipitazione efficace in deflusso superficiale. Il bacino viene rappresentato tramite un modello concettuale in cui possono essere definiti due piani rettangolari, percorsi dal deflusso superficiale (*overland flow planes*) e canali che raccolgono il deflusso proveniente dai piani rettangolari (Figura 3-5).

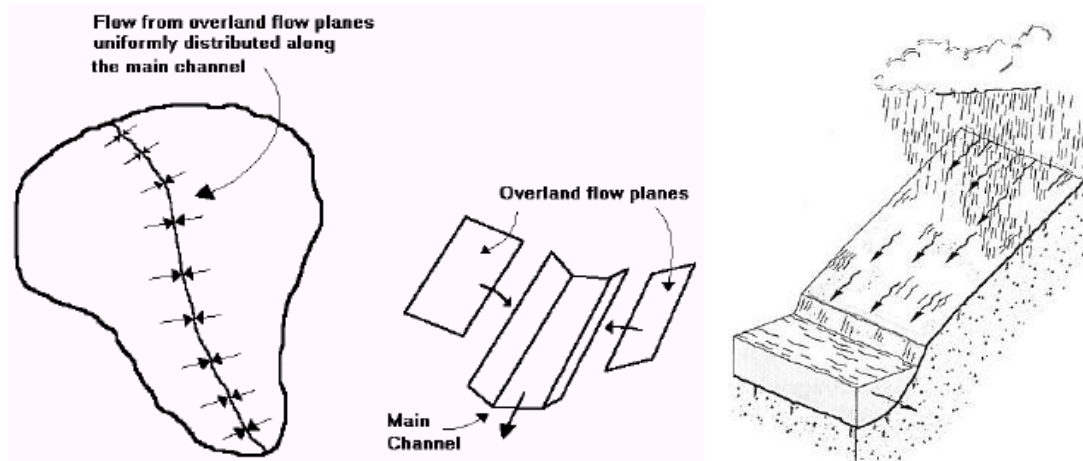


Figura 3-5: schematizzazione cinematica di un interbacino in canali e aree di drenaggio

L'equazione che modella il fenomeno di trasferimento della massa liquida sia sui versanti che nell'alveo del corso d'acqua è l'equazione dell'onda cinematica:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \alpha m A^{(m-1)} \frac{\partial A}{\partial x} = q$$

dove  $A$  è l'area liquida della sezione di deflusso,  $q$  la portata continua in ingresso lungo l'ascissa  $x$  del corso d'acqua,  $a$  ed  $m$  due parametri univocamente determinati dalla geometria e dalla scabrezza della sezione di deflusso, essendo per ipotesi, nel metodo cinematico,  $Q = aA^m$ .

Il coefficiente di scabrezza di Manning relativo al moto sui versanti è maggiore rispetto quello utilizzato negli alvei naturali e può essere ricavato da specifiche tabelle disponibili in letteratura.

### 3.5 Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico

La scelta del tipo di schematizzazione per rappresentare la risposta di un bacino idrografico sollecitato da un evento meteorico è condizionata sia dall'obiettivo dell'analisi che si vuole effettuare sia dalla disponibilità dei dati. Le metodologie comunemente utilizzate per rappresentare la trasformazione afflussi-deflussi possono essere distinte in relazioni matematiche e modelli matematici. Le relazioni matematiche, nelle quali il tempo non compare come variabile, sono comunemente usate quando non è necessario descrivere l'andamento temporale delle grandezze. I modelli matematici, viceversa, si usano quando le quantità in gioco sono funzioni del tempo e non è possibile trascurare l'influenza esercitata sui valori di una grandezza da quelli che la stessa ha assunto in precedenza.



### 3.5.1 Relazioni matematiche

Le relazioni matematiche forniscono solo alcune caratteristiche dell'idrogramma di progetto quali l'istante della portata al colmo, la portata al colmo o la durata. I vari metodi utilizzati nella pratica idrologica per la schematizzazione della trasformazione afflussi-deflussi si basano su alcune ipotesi semplificative che sono quelle su cui si fonda il metodo razionale e, in particolare, sono:

- per un fissato tempo di ritorno il massimo della portata al colmo di piena è prodotto dall'evento di pioggia, uniforme nello spazio e nel tempo, ricavato dalla corrispondente curva di possibilità pluviometrica ed avente una durata uguale al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco dell'idrogramma di piena si osserva all'istante in cui cessa la pioggia;
- il picco di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene senza la formazione di significativi invasi.

Tra le varie relazioni matematiche, si ricorda quella di Ghirardelli che assume l'idrogramma di piena di forma triangolare, con tempo di risalita e di discesa pari al tempo di corrivazione. Il valore della portata al colmo è quindi dato da:

$$Q_c = \frac{1}{3.6} \frac{EA}{T_c}$$

dove  $E$  è la pioggia areale netta, denominata anche eccesso di pioggia, espressa in mm;  $T_c$  è il tempo di corrivazione, espresso in ore; e  $A$  è la superficie del bacino espressa in km<sup>2</sup>.

Nel caso di bacini idrografici strumentati, se si dispone delle osservazioni relative ad alcuni idrogrammi di piena salienti, il calcolo del tempo di corrivazione,  $T_c$ , può essere effettuato mediante lo ietogramma di pioggia effettiva e l'idrogramma di deflusso diretto. In particolare, i metodi di stima più ricorrenti per  $T_c$  sono (Singh, 1988):

- il tempo che intercorre tra il centroide della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta;
- il tempo tra la fine della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta.

Per bacini idrografici non strumentati, invece, la stima del tempo di corrivazione dipende da relazioni empiriche che esprimono il legame tra  $T_c$  ed alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione. Tra le relazioni empiriche maggiormente utilizzate, ricordiamo la formula di Giandotti (1934), ricavata attraverso dati relativi a diversi bacini italiani (Dora Baltea, Trebbia, Taro, Panaro, Reno Tevere, Arno, Po), che stima  $T_c$  in ore come:

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8H^{0.5}}$$

con  $A$  area del bacino in km<sup>2</sup>,  $L$  lunghezza dell'asta fluviale principale in km e  $H$  altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura espressa in metri. L'altezza media del bacino può essere stimata mediante un modello digitale del terreno.



Altre formule disponibili per la stima del tempo di corrivazione e ottenute su bacini aventi diverse caratteristiche fisiografiche sono quelle di Kirpich, Viparelli, Pezzoli, Aronica e Paltrinieri, Watt & Chow, Chow, NCRS-Lag method, Tournon, Puglisi e Zanframundo, Fattorelli e Marchi:

- **Kirpich**, analizzando sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 Km<sup>2</sup>, ha ricavato la seguente relazione, successivamente corretta da Rowe e Thomas:

$$t_c = 0.000325 \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore, e  $L$  è la lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque, espressa in metri e  $i_a$  è la sua pendenza.

- **Viparelli** calcola il tempo di corrivazione  $t_c$  come il rapporto tra la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo che deve seguire la particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura e stabilire una velocità media di trasferimento  $V$  della particella nel suddetto percorso:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

e suggerisce di utilizzare valori della velocità  $V$  caratteristica per correnti di piena variabili tra 1 e 1.3 m/s, specie per corsi d'acqua pedemontani.

- **Pezzoli** propone invece la seguente espressione del tempo di corrivazione, dedotta da misure su piccoli bacini piemontesi:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in Km e  $i_a$  è la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

- Una formula analoga è quella di **Watt e Chow**, ottenuta utilizzando dati relativi a 44 bacini canadesi di area compresa tra 0.01 e 5840 Km<sup>2</sup> e caratterizzati da valori della pendenza  $i_a$  variabili tra 0.00121 e 0.0978:

$$t_L = a \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^b$$

in cui  $t_L$  (tempo di ritardo o Lag) è espresso in ore,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in m, e le costanti  $a$  e  $b$  assumono rispettivamente il valore 0.000326 e 0.79.

- **Chow** ha proposto anche la stessa formula con i coefficienti  $a=0.00116$  e  $b=0.64$ , studiando venti piccoli bacini americani di superficie variabile tra 0.0051 e 18.5 Km<sup>2</sup>.
- la formula del **NCRS – Lag method** propone, per bacini con superficie compresa tra 0.004 e 8.1 km<sup>2</sup>:

$$t_c = \frac{l^{0.8} (S + 1)^{0.7}}{0.6 \cdot 1900 \sqrt{i_v}}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore,  $l$  è la lunghezza idraulica del bacino espressa in piedi,  $S$  è la ritenzione potenziale espressa in mm e  $i_v$  è la pendenza media dei versanti espressa in percentuale.

- la formula di **Tournon** propone, per bacini con superficie compresa tra 30 e 170 km<sup>2</sup>:

$$T_c = 0.369 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \left( \frac{A \sqrt{i_a}}{L^2 \sqrt{i_v}} \right)^{0.72}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale in km,  $A$  è la superficie del bacino espressa in km<sup>2</sup>,  $i_a$  è la pendenza media (m/m) dell'asta principale e  $i_v$  è la pendenza media (m/m) dei versanti.

- **Puglisi e Zanframundo** hanno proposto, per bacini con superficie compresa tra 43 e 94 km<sup>2</sup>:

$$t_c = C_p \frac{L^{2/3}}{d^{1/3}}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore,  $d$  è il dislivello dell'asta principale valutato come differenza tra l'altitudine massima del bacino e la quota della sezione di chiusura, espresso in m,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in km, mentre  $C_p$  è una costante numerica pari a 6.

**Fattorelli e Marchi**, per bacini con superficie compresa tra 7 e 200 km<sup>2</sup>, hanno applicato la formula pervenendo ad un valore di  $C_p$  pari a 5.13.

Nel caso specifico, le formule di Giandotti, Kirpich, Tournon e Puglisi-Zanframundo non sono state impiegate in quanto i bacini di interesse non risultano ricompresi nel loro ambito di applicabilità.

### 3.5.2 Modelli matematici

La modellistica idrologica si prefigge di creare modelli matematici di tipo afflussi-deflussi, capaci di riprodurre l'andamento della portata in una o più sezioni del reticolo idrografico di un bacino, in funzione della distribuzione sia spaziale che temporale delle piogge. In letteratura sono descritti differenti tipi di modelli idrologici, che possono essere classificati in funzione della complessità della trattazione del problema (Maione, 1977). Tra questi, i più appropriati per gli scopi del presente studio sono i cosiddetti modelli di piena di tipo concettuale che utilizzano rappresentazioni semplificate dei processi fisici in gioco, che vengono comunque esplicitamente presi in considerazione. Inoltre, tali modelli incorporano parametri che sono fisicamente basati riducendo così l'arbitrarietà in fase di calibrazione del modello stesso. In particolare, essi rappresentano con semplicità le perdite, mentre cercano di descrivere in modo più dettagliato la trasformazione della pioggia netta in portata diretta. Quest'ultima viene assunta pari alla portata totale, poiché in eventi salienti di piena il deflusso di base è tipicamente trascurabile.

Possano essere sviluppati modelli aventi diversi gradi di complessità, da particolarmente semplici a



molto dettagliati; tuttavia, per scopi di tipo ingegneristico, è consigliabile l'uso di modelli che rispondano ad alcune particolari esigenze, quali:

- la dipendenza da un numero limitato di parametri, che ne consenta il controllo in fase di calibrazione;
- la semplicità di schematizzazione dei processi fisici, che permetta un'agevole implementazione;
- la sensibilità sufficientemente limitata alla variabilità dei parametri stessi.

I **modelli semi-distribuiti** consentono di soddisfare l'esigenza di impiegare un numero limitato di parametri che ne permetta il controllo in fase di calibrazione e nello stesso tempo utilizzano l'informazione geomorfologica distribuita, la variabilità spaziale delle piogge e delle caratteristiche del suolo, che costituiscono gli aspetti fondamentali nell'analisi della risposta idrologica a scala di bacino. I modelli semi-distribuiti si possono, quindi, considerare come una valida alternativa sia ai modelli a parametri concentrati che incorporano un numero ridotto di parametri a scapito della descrizione dei processi fisici, sia ai modelli distribuiti che, pur effettuando una schematizzazione dettagliata dei fenomeni, restano vincolati a troppi parametri. La scelta è stata quindi dettata dalla necessità di utilizzare un numero limitato di parametri, da stimare attraverso pochi eventi di piena deducibili da bacini "simili" appartenenti alla stessa area geografica, e che sia in grado di fornire gli idrogrammi di piena in qualsiasi sezione del tratto fluviale investigato.

Nel presente studio è stato allestito un modello idrologico di tipo concettuale e semidistribuito, implementato mediante il software americano HEC-HMS ver. 4.8, per una superficie complessiva pari a 0.76 km<sup>2</sup>.

La Figura 3-7 illustra in maniera schematica e concettuale gli elementi del modello e le loro connessioni per il j-esimo segmento fluviale.

Il modello idrologico scelto è in sintesi un **modello di simulazione dell'evento critico** avente le seguenti caratteristiche:

- dati di pioggia da LSPP Regione Toscana (agg. dati 2012) per durate di precipitazione pari a 30 minuti e superiori;
- dati di pioggia per la durata di precipitazione di 15 minuti ricavati dalla pubblicazione "*Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica*" della Presidenza del Consiglio dei Ministri, redatta con la collaborazione scientifica del PIN-Centro Studi Ingegneria (Università di Firenze) e Regione Toscana;
- durata critica assunta in prima istanza pari al tempo di corrvazione e infine determinata con procedimento iterativo in modo da massimizzare il valore della portata al colmo;
- riduzione del tasso di pioggia in base alla superficie del bacino sotteso e alla durata dello scroscio (riduzione non applicata in via cautelativa);
- ietogramma costante;



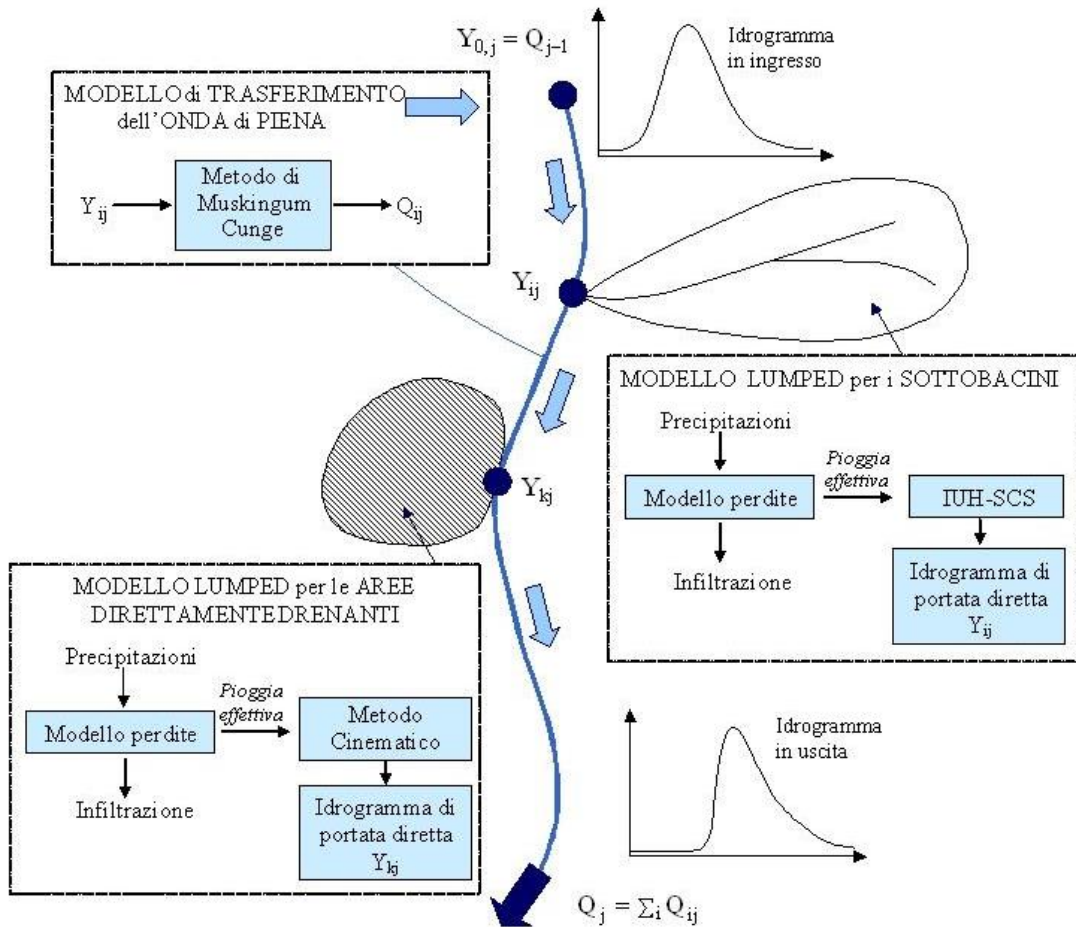


Figura 3-7: Diagramma schematico degli elementi del modello idrologico e delle loro connessioni.

Le caratteristiche morfometriche e di permeabilità dei singoli sottobacini e interbacini sono rappresentate in Figura 3-8, Figura 3-9 e Figura 3-10.



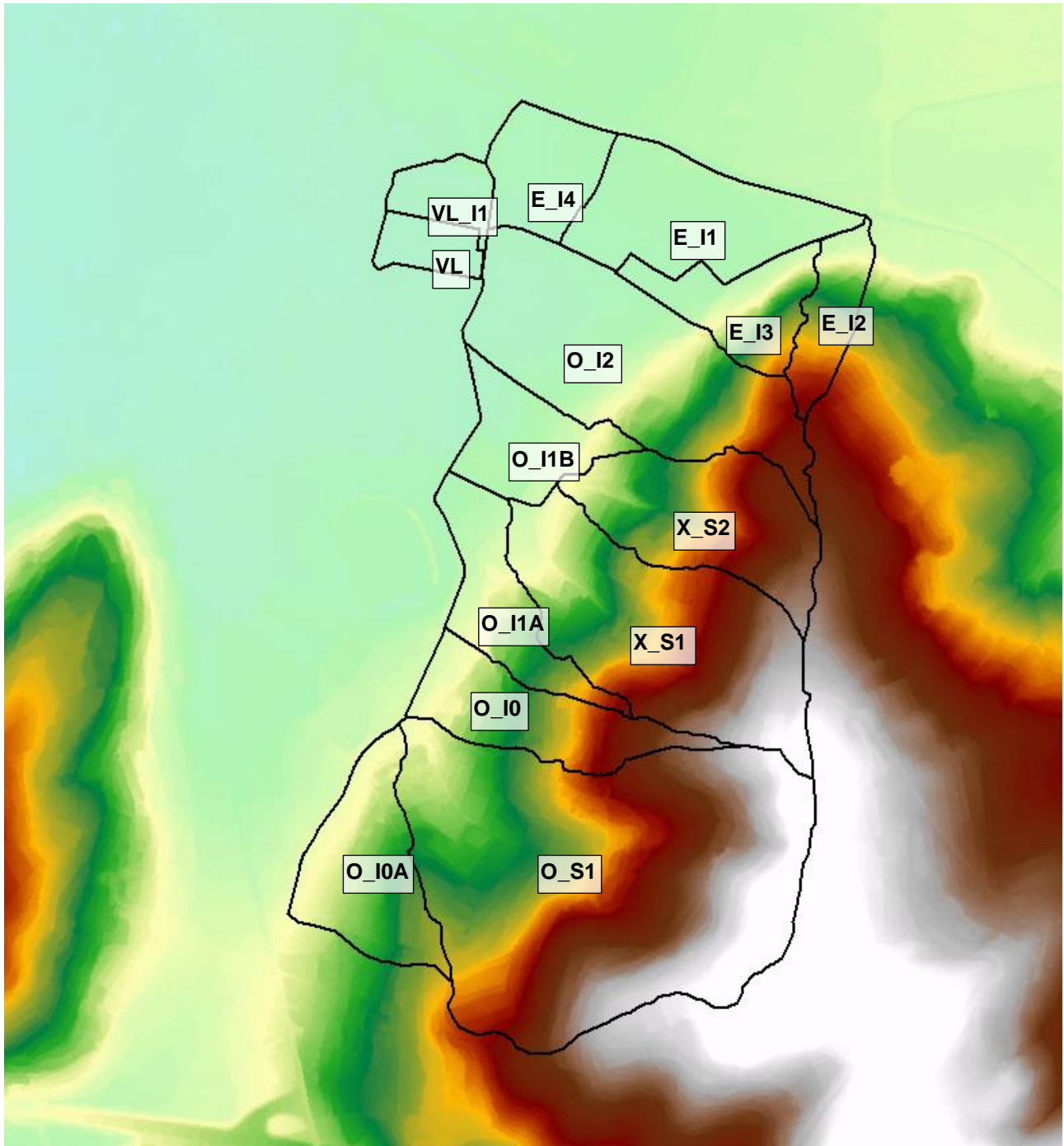


Figura 3-8: Morfologia dell'area di indagine e suddivisione in sottobacini/interbacini.

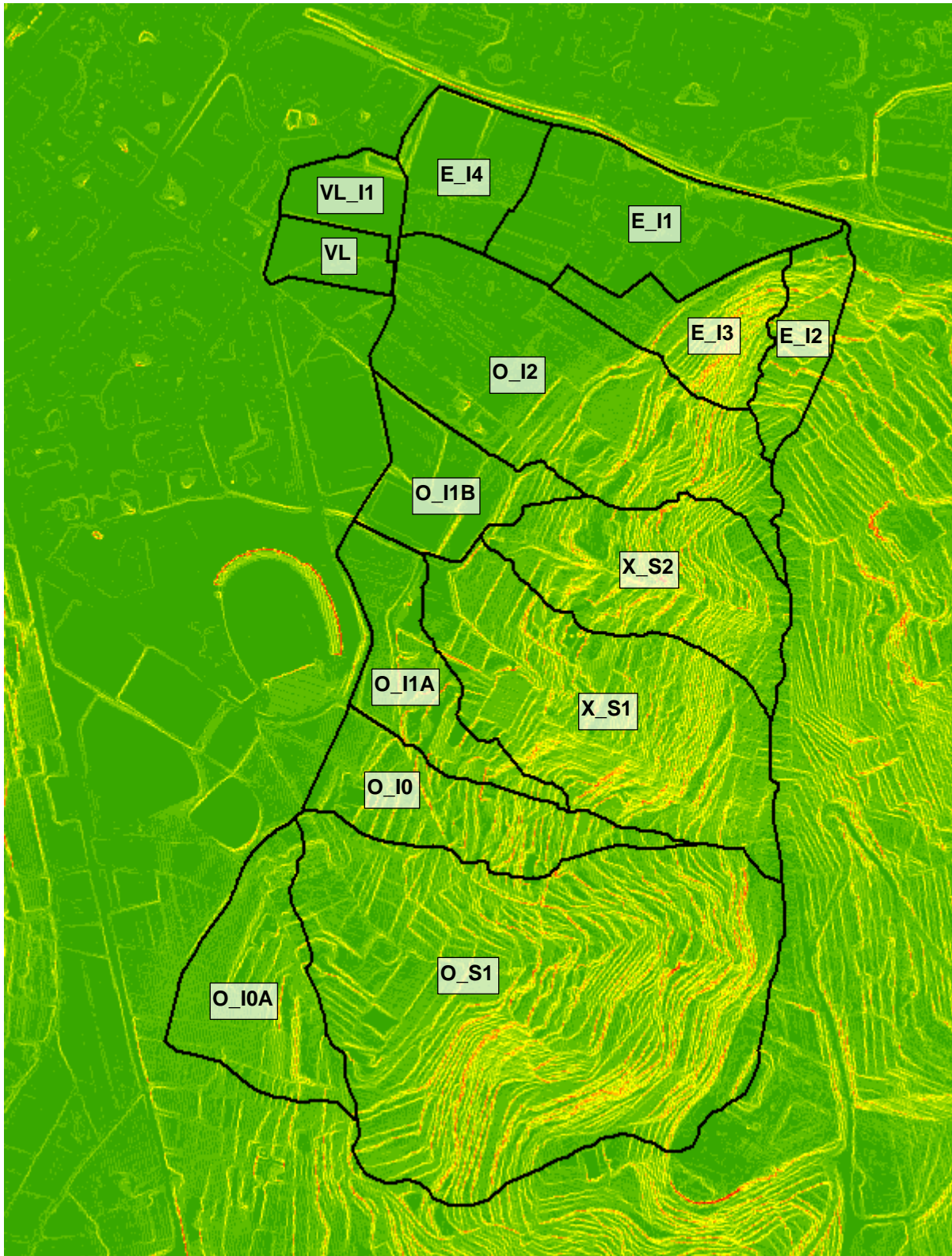


Figura 3-9: *Mapa delle pendenze dell'area di indagine e suddivisione in sottobacini/interbacini.*

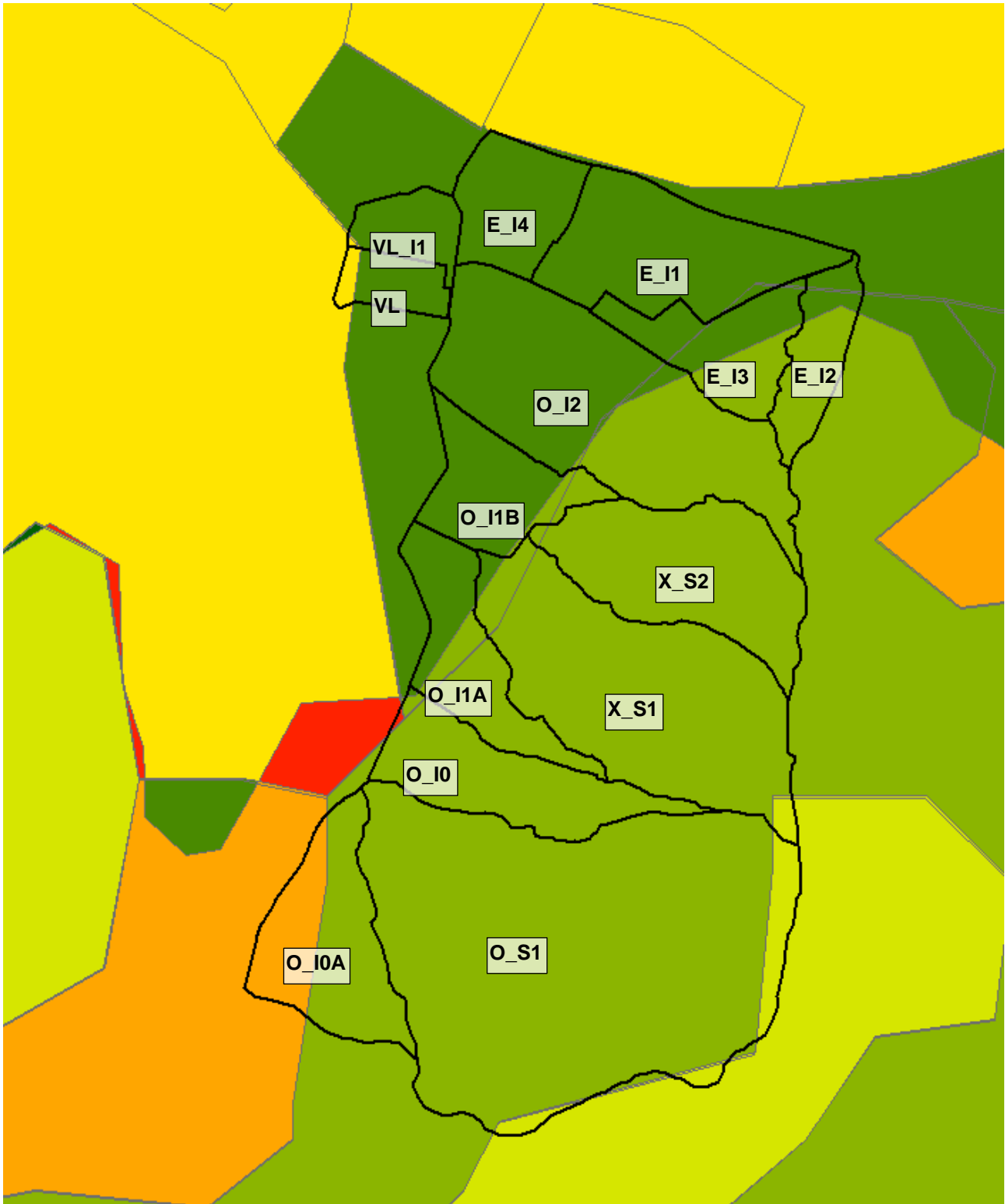


Figura 3-10: Andamento spaziale del parametro CN-II nell'area di interesse: la gradazione cromatica da verde a rosso indica aree rispettivamente da molto permeabili a sostanzialmente impermeabili.



### 3.6 Parametri idrologici dei modelli Hec-Hms

Nel presente paragrafo si riportano i parametri stimati per ciascun sottobacino ed interbacino analizzato: in particolare, per ciascun elemento si riportano i valori di area del bacino  $S$  e Curve Number, CN(III). Inoltre, per ciascun sottobacino è indicato il valore del tempo di ritardo  $Tr$  (il cosiddetto "Lag") calcolato a partire dal tempo di corrivazione  $tc$ , a sua volta stimato con le formulazioni di letteratura descritte al § 3.5.1 applicabili all'elemento in esame.

Per ciascun interbacino, invece, sono riportati i valori dei parametri caratteristici per l'applicazione del modello Kinematic Wave (onda cinematica) accoppiato al modello di propagazione di Kinematic Wave: la superficie ideale rettangolare inclinata è definita dai parametri lunghezza, pendenza e scabrezza; il deflusso nel canale (channel flow) da lunghezza, pendenza del corso d'acqua, scabrezza di Manning ( $n$ ), larghezza al fondo e pendenza delle sponde della sezione trasversale.

| Elemento | Area (km <sup>2</sup> ) | CN III |
|----------|-------------------------|--------|
| O_S1     | 0.210                   | 85.46  |
| O_I0A    | 0.044                   | 86.98  |
| O_I0     | 0.039                   | 85.25  |
| O_I1A    | 0.032                   | 82.91  |
| X_S1     | 0.100                   | 85.25  |
| X_S2     | 0.060                   | 85.25  |
| O_I1B    | 0.029                   | 80.47  |
| O_I2     | 0.096                   | 81.96  |
| E_I1     | 0.052                   | 79.49  |
| E_I2     | 0.019                   | 83.80  |
| E_I3     | 0.028                   | 81.70  |
| E_I4     | 0.026                   | 79.49  |
| VL_I1    | 0.013                   | 87.98  |
| VL       | 0.011                   | 98.00  |

| Sottobacino | LAG (min) |
|-------------|-----------|
| O_S1        | 6         |
| X_S1        | 5         |
| X_S2        | 4         |

| Interbacino | Length (m) | Slope (m/m) | Manning's n |
|-------------|------------|-------------|-------------|
| O_I0A       | 82         | 0.195       | 0.1         |
| O_I0        | 149        | 0.289       | 0.1         |
| O_I1A       | 75         | 0.196       | 0.1         |
| O_I1B       | 85         | 0.114       | 0.1         |
| O_I2        | 247        | 0.182       | 0.1         |
| E_I1        | 90         | 0.054       | 0.1         |
| E_I2        | 124        | 0.3         | 0.1         |
| E_I3        | 179.6      | 0.343       | 0.1         |
| E_I4        | 91         | 0.064       | 0.1         |
| VL_I1       | 42         | 0.056       | 0.1         |



## 4 RISULTATI DELL'ANALISI IDROLOGICA

Al fine di soddisfare la richiesta b) del Genio Civile riportata al § 1 (...dovrà essere eseguita una discretizzazione dei tempi di pioggia che conduca ad una stima della portata di picco il cui valore non si discosti oltre il 10% da quelli delle durate adiacenti...) è stato aggiunto lo scenario pluviometrico TR30 di durata 45 minuti che tuttavia non ha modificato la stima della durata critica, che rimane pari a 30 minuti.

La procedura descritta ha permesso di ricavare, per ogni tratto dei nuovi inalveamenti di progetto e per ogni durata di precipitazione, le portate di progetto trentennali, con evidenziazione delle portate di picco corrispondenti alla durata critica (vedi tabella seguente).

I valori di portata di picco massima, relativi ad un evento meteorico TR30 di durata 30 minuti, sono stati utilizzati per il dimensionamento delle sezioni trasversali dei singoli tratti dei nuovi inalveamenti.

Viceversa, come sarà mostrato in seguito, il corretto dimensionamento della vasca volano ha richiesto l'analisi degli scenari caratterizzati da durate superiori di precipitazione: in particolare, gli eventi caratterizzati dalle durate di 1 e 2 ore sono risultati quelli massimizzanti i volumi invasati.

| Bacini | Elemento HMS   | S (kmq) | Q picco (mc/s) - TR30 |      |       |      |      |      |      |      |      |
|--------|----------------|---------|-----------------------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
|        |                |         | 15min                 | 0.5h | 0.75h | 1h   | 2h   | 3h   | 4h   | 5h   | 6h   |
|        | O_I0A          | 0.04    | 0.60                  | 0.76 | 0.60  | 0.50 | 0.31 | 0.23 | 0.19 | 0.16 | 0.14 |
|        | O_S1           | 0.21    | 2.12                  | 3.12 | 2.57  | 2.18 | 1.40 | 1.06 | 0.87 | 0.74 | 0.65 |
|        | O_I0A+O_S1     | 0.25    | 2.58                  | 3.83 | 3.15  | 2.67 | 1.70 | 1.29 | 1.06 | 0.90 | 0.79 |
|        | O_I0           | 0.04    | 0.31                  | 0.61 | 0.49  | 0.41 | 0.26 | 0.20 | 0.16 | 0.14 | 0.12 |
|        | J_O0+O_I0      | 0.29    | 2.89                  | 4.42 | 3.64  | 3.08 | 1.96 | 1.49 | 1.22 | 1.04 | 0.91 |
|        | X_S1           | 0.10    | 1.08                  | 1.52 | 1.23  | 1.04 | 0.67 | 0.50 | 0.41 | 0.35 | 0.31 |
|        | X_S2           | 0.06    | 0.72                  | 0.94 | 0.75  | 0.63 | 0.40 | 0.30 | 0.25 | 0.21 | 0.19 |
|        | X_S1+X_S2      | 0.16    | 1.80                  | 2.46 | 1.98  | 1.67 | 1.07 | 0.81 | 0.66 | 0.56 | 0.50 |
|        | O_I1A          | 0.03    | 0.23                  | 0.45 | 0.37  | 0.31 | 0.20 | 0.15 | 0.12 | 0.11 | 0.09 |
|        | J_O1+O_I1A     | 0.33    | 3.12                  | 4.86 | 4.01  | 3.39 | 2.16 | 1.64 | 1.34 | 1.15 | 1.01 |
|        | J_O1bis+J_X1   | 0.49    | 4.88                  | 7.33 | 5.99  | 5.06 | 3.23 | 2.45 | 2.00 | 1.71 | 1.50 |
|        | O_I1B          | 0.03    | 0.10                  | 0.34 | 0.29  | 0.25 | 0.17 | 0.13 | 0.11 | 0.09 | 0.08 |
|        | J_O2+O_I1B     | 0.51    | 4.95                  | 7.67 | 6.28  | 5.31 | 3.39 | 2.57 | 2.11 | 1.80 | 1.58 |
|        | O_I2           | 0.10    | 0.20                  | 1.06 | 0.97  | 0.85 | 0.57 | 0.44 | 0.36 | 0.31 | 0.28 |
|        | J_O3+O_I2      | 0.61    | 5.13                  | 8.73 | 7.25  | 6.16 | 3.96 | 3.01 | 2.47 | 2.11 | 1.86 |
|        | E_I1           | 0.05    | 0.09                  | 0.52 | 0.47  | 0.42 | 0.28 | 0.22 | 0.18 | 0.16 | 0.14 |
|        | E_I2           | 0.02    | 0.14                  | 0.28 | 0.23  | 0.19 | 0.12 | 0.09 | 0.08 | 0.06 | 0.06 |
|        | E_I3           | 0.03    | 0.10                  | 0.33 | 0.29  | 0.25 | 0.16 | 0.13 | 0.10 | 0.09 | 0.08 |
|        | E_I4           | 0.03    | 0.05                  | 0.28 | 0.24  | 0.21 | 0.14 | 0.11 | 0.09 | 0.08 | 0.07 |
|        | E_I2+E_I3      | 0.05    | 0.19                  | 0.60 | 0.51  | 0.44 | 0.29 | 0.22 | 0.18 | 0.16 | 0.14 |
|        | J_E1+O_I1+E_I4 | 0.13    | 0.32                  | 1.39 | 1.41  | 1.22 | 0.71 | 0.55 | 0.46 | 0.39 | 0.35 |

Figura 4-1: portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 30 anni ricavate dall'analisi idrologica



## 5 ANALISI IDRAULICA

### 5.1 Dimensionamento dei nuovi inalveamenti

Il dimensionamento idraulico dei nuovi inalveamenti e dei relativi tratti tombati è stato eseguito facendo riferimento al moto uniforme per le correnti a pelo libero, in modo da garantire un franco idraulico di circa 50 cm rispetto ai massimi livelli idrici trentennali di durata 30 minuti (durata che massimizza le portate al colmo).

Tale ipotesi di lavoro è sufficientemente attendibile, sia per i fossi che per i tombamenti, verificandosi per tratti omogenei l'uniformità di portata smaltita, forma della sezione, pendenza del fondo e scabrezza, sempreché, come accade nel caso presente, le condizioni al contorno di valle non siano tali da generare significativi rigurgiti e la portata in ingresso da monte, nel caso dei tombini, non determini la saturazione dell'imbocco.

La formula di moto uniforme impiegata è quella di Chézy:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot j} \quad [m/s]$$

dove:

$V$  = velocità media;

$\chi$  = coefficiente di scabrezza di Chezy [ $m^{1/2}/s$ ];

$R$  = raggio idraulico [m];

$j$  = pendenza del fondo [-].

Nel caso presente  $\chi$  è stato valutato con la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = 1/n \cdot R^{1/6}$$

dove  $n$  è il parametro di scabrezza [ $m^{-1/3}s$ ].

Si ottiene così:

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot j^{1/2}$$

che, moltiplicata per l'area  $\Omega$  [ $m^2$ ] della sezione trasversale occupata dal liquido, fornisce il valore della portata:

$$Q = \Omega \cdot V = \Omega \cdot 1/n \cdot R^{2/3} \cdot j^{1/2} \quad [m^3 / s]$$

I valori assegnati a  $n$ , funzioni del materiale costituente le pareti del fosso o della condotta, sono:

Tabella 5-1: parametri di scabrezza per i nuovi fossi e tombini

| Tipologia parete          | $n$    |
|---------------------------|--------|
| Terra inerbita            | 0.025  |
| Terra rivestita in pietra | 0.022  |
| CAV                       | 0.0125 |



Con riferimento ai singoli tratti omogenei riportati nelle tavole grafiche di progetto T-05 e T-06, nelle tabelle che seguono sono esposti i risultati delle verifiche di officiosità idraulica.

Tabella 5-2: verifica dell'officiosità idraulica dei tratti tombati

| Fosso       | Sigla Tombino | Portata Q           | Pendenza tombino | Dimensioni BxH | Scabrezza n           | Altezza pelo libero | Percentuale di riempimento |
|-------------|---------------|---------------------|------------------|----------------|-----------------------|---------------------|----------------------------|
|             | [-]           | [m <sup>3</sup> /s] | [%]              | [cm]           | [m <sup>-1/3</sup> s] | [m]                 | [%]                        |
| Fosso Ovest | T1_O          | 0.45                | 0.7%             | Diametro 80    | 0.0125                | 0.35                | 43%                        |
|             | T2_O          | 0.76                | 0.5%             | 100 x 100      | 0.0125                | 0.38                | 38%                        |
|             | T3_O          | 4.42                | 0.5%             | 150 x 150      | 0.0125                | 0.93                | 62%                        |
|             | T4_O          | 4.42                | 0.5%             | 150 x 150      | 0.0125                | 0.93                | 62%                        |
|             | T5_O          | 7.67                | 0.4%             | 225 x 160      | 0.0125                | 1.02                | 64%                        |
|             | T6_O          | 8.73                | 0.2%             | 225 x 200      | 0.0125                | 1.46                | 73%                        |
| Fosso Est   | T1_E          | 0.60                | 0.5%             | 100 x 100      | 0.0125                | 0.32                | 32%                        |
|             | T2_E          | 0.60                | 0.5%             | 100 x 100      | 0.0125                | 0.32                | 32%                        |

Tabella 5-3: verifica dell'officiosità idraulica dei singoli tratti omogenei dei nuovi inalveamenti

| Fosso       | Sez. tipo - forma | Portata Q           | Pendenza fosso | Larghezza base | Scabrezza n           | Altezza pelo libero | Altezza minima sezione | Franco idraulico |
|-------------|-------------------|---------------------|----------------|----------------|-----------------------|---------------------|------------------------|------------------|
|             | [-]               | [m <sup>3</sup> /s] | [%]            | [m]            | [m <sup>-1/3</sup> s] | [m]                 | [m]                    | [cm]             |
| Fosso Ovest | O1 - trap         | 0.45                | 0.7%           | 0.35           | 0.025                 | 0.57                | 1.00                   | 43               |
|             | O2 - trap         | 0.76                | 0.5%           | 0.70           | 0.022                 | 0.56                | 1.00                   | 44               |
|             | O3 - trap         | 4.42                | 0.5%           | 1.50           | 0.022                 | 1.03                | 1.50                   | 47               |
|             | O4 - trap         | 4.86                | 0.5%           | 1.50           | 0.022                 | 1.09                | 1.60                   | 51               |
|             | O5 - rett         | 7.67                | 0.4%           | 2.25           | 0.0125                | 1.02                | 1.85                   | 83               |
|             | O6 - trap         | 7.67                | 0.4%           | 2.25           | 0.022                 | 1.20                | 1.70                   | 50               |
|             | O7 - rett         | 8.73                | 0.2%           | 2.25           | 0.0125                | 1.46                | 2.25                   | 79               |
| Fosso Est   | E1 - trap         | 0.60                | 0.5%           | 0.70           | 0.022                 | 0.49                | 1.00                   | 51               |
|             | E2 - trap         | 1.39                | 0.5%           | 1.50           | 0.022                 | 0.51                | 1.10                   | 59               |
|             | E3 - trap         | 1.39                | 0.2%           | 1.50           | 0.022                 | 0.68                | 1.30                   | 62               |

## 5.2 Dimensionamento della vasca volano e dell'impianto idrovoro

### 5.2.1 Dimensionamento delle condotte in pressione

Con riferimento alla tavola T-07 di progetto, l'impianto idrovoro sarà costituito da n°3 pompe funzionanti in parallelo, con attivazioni progressive asservite ai livelli misurati in vasca.

Il dimensionamento delle condotte in acciaio di mandata delle singole pompe e del collettore DN1100 afferente al T. Bicchieraia, aventi funzionamento in pressione, è stato eseguito valutando le perdite di carico  $\Delta H$  indotte dal sistema di tubazioni con la seguente espressione:

$$\Delta H = j \cdot L + \sum H_c$$

dove:

- $H_c$  sono le perdite concentrate;
- $L$  è la lunghezza delle condotte;
- $j$  è la cadente piezometrica;

Per la stima della cadente piezometrica  $j$  si è fatto uso della formula di Darcy—Weisbach



$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

$V$  è la velocità media [m/s];

$g$  è l'accelerazione gravitazionale [m/s<sup>2</sup>];

$\lambda$  è il coefficiente di attrito che, per correnti turbolente ( $Re > 4000$ ), può essere stimato con la formula di Colebrook –White  $\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$

$Re$  è il numero di Reynolds  $Re = 4rv/\nu$ ;

$\varepsilon/D$  è la scabrezza relativa;

$\nu$  è la viscosità cinematica;

mentre le perdite di carico concentrate, dovute alla presenza di singolarità nelle condotte quali allargamenti e restringimenti della sezione, curve, saracinesche ecc., sono state individuate facendo riferimento alla seguente espressione:

$$H_c = K \frac{V^2}{2g}$$

dove:

$K$  è un coefficiente che dipende dalla singolarità;

$V$  è la velocità del flusso all'interno del tubo.

Nelle figure seguenti si riportano le verifiche dei singoli tratti delle condotte in pressione costituenti la linea di mandata dell'impianto di sollevamento. Dai calcoli si evince che, data la portata di progetto massima sollevata dalle 3 pompe contemporaneamente attive, pari a 1800 l/s, ed il dislivello geodetico massimo tra il pelo libero in vasca e quello sul T. Bicchieraia, pari a 6 m, le perdite di carico totali (cioè sia distribuite che concentrate) risultano di poco inferiori a 1.5 m. La prevalenza totale risulta quindi pari a circa 7.5 m.





| Perdite di carico Condotta di mandata                                 |               |        |                   |               |               |       |          |
|---|---------------|--------|-------------------|---------------|---------------|-------|----------|
| Portata sollevata   |               | [l/s]  | Portata sollevata |               |               |       |          |
|   |               |        | <b>1800.000</b>   |               |               |       |          |
| <b>Condotta di mandata: tratto in ACCIAIO INOX (a monte del T)</b>    |               |        |                   |               |               |       |          |
| Diametro interno della condotta                                       | $D$           | [mm]   | <b>500.00</b>     |               |               |       |          |
| Scabrezza   | $\epsilon$    | [mm]   | <b>0.0500</b>     |               |               |       |          |
| Temperatura dell'acqua  | $T$           | [°C]   | 20.00             |               |               |       |          |
| Viscosità cinematica  | $\nu$         | [mq/s] | 1.003E-06         | 1.698332059   |               |       |          |
| Lunghezza della condotta  | $L$           | [m]    | <b>5.50</b>       |               |               |       |          |
| Area  | $\Omega$      | [mq]   | 0.196             |               |               |       |          |
| Numero di pompe in parallelo  |               |        | <b>1</b>          | <b>2</b>      | <b>3</b>      |       |          |
| Velocità  | $U$           | [m/s]  | 9.1673            | 4.5837        | 3.0558        |       |          |
| Perdite di carico distribuite lungo la condotta: Formula di Colebrook |               |        |                   |               |               |       |          |
| Coefficiente di attrito   | $\lambda$     | [-]    | 0.01237           | 0.012706043   | 0.0130092     |       |          |
| Numero di Reynolds  | $Re$          |        | 4569952.50354     | 2284976.25177 | 1523317.50118 |       |          |
| Pendenza piezometrica   | $j$           | [-]    | 0.1059            | 0.0272        | 0.0124        |       |          |
| Perdita di carico distribuita   | $\Delta Hd$   | [m]    | 0.583             | 0.150         | 0.068         |       |          |
| Perdite di carico concentrate lungo la condotta: Formula di Colebrook |               |        |                   |               |               |       |          |
|   |               |        |                   |               |               | $\xi$ | Quantità |
| Piede di accoppiamento  | $\Delta Hc2$  | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 0.3   | <b>0</b> |
| Curva a 11°   | $\Delta Hc3$  | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 0.03  | <b>0</b> |
| Curva a 30°   | $\Delta Hc4$  | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 0.07  | <b>0</b> |
| Curva a 45°   | $\Delta Hc5$  | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 0.08  | <b>0</b> |
| Curva a 90°   | $\Delta Hc6$  | [m]    | 0.557             | 0.139         | 0.062         | 0.13  | <b>1</b> |
| Saracinesca   | $\Delta Hc7$  | [m]    | 0.643             | 0.161         | 0.071         | 0.15  | <b>1</b> |
| Innesto a T   | $\Delta Hc8$  | [m]    | 2.570             | 0.643         | 0.286         | 0.6   | <b>1</b> |
| Valvola di ritegno  | $\Delta Hc9$  | [m]    | 1.285             | 0.321         | 0.143         | 0.3   | <b>1</b> |
| Sbocco  | $\Delta Hc10$ | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 1     | <b>0</b> |
| Altro   | $\Delta Hc11$ | [m]    | 0.000             | 0.000         | 0.000         | 0     | <b>0</b> |
| Perdita di carico concentrata   | $\Delta Hc$   | [m]    | 5.054             | 1.264         | 0.562         |       |          |
| Perdita di carico totale  |               |        |                   |               |               |       |          |
| Perdita di carico totale  | $\Delta H$    | [m]    | 5.637             | 1.413         | 0.630         |       |          |

Figura 5-1: calcolo delle perdite di carico distribuite e concentrate nelle 3 condotte di mandata delle singole pompe.

| Condotta di mandata: tratto in ACCIAIO                                |               |        |                |  |  |       |          |
|---|---------------|--------|----------------|--|--|-------|----------|
| Diametro interno della condotta                                       | $D$           | [mm]   | <b>1101.60</b> |  |  |       |          |
| Scabrezza   | $\epsilon$    | [mm]   | <b>0.0500</b>  |  |  |       |          |
| Temperatura dell'acqua  | $T$           | [°C]   | 20.00          |  |  |       |          |
| Viscosità cinematica  | $\nu$         | [mq/s] | 1.003E-06      |  |  |       |          |
| Lunghezza della condotta  | $L$           | [m]    | <b>240.00</b>  |  |  |       |          |
| Area  | $\Omega$      | [mq]   | 0.953          |  |  |       |          |
| Velocità  | $U$           | [m/s]  | 1.8886         |  |  |       |          |
| Perdite di carico distribuite lungo la condotta: Formula di Colebrook |               |        |                |  |  |       |          |
| Coefficiente di attrito   | $\lambda$     | [-]    | 0.01166        |  |  |       |          |
| Numero di Reynolds  | $Re$          |        | 2074234.07023  |  |  |       |          |
| Pendenza piezometrica   | $j$           | [-]    | 0.0019         |  |  |       |          |
| Perdita di carico distribuita   | $\Delta Hd$   | [m]    | 0.462          |  |  |       |          |
| Perdite di carico concentrate lungo la condotta: Formula di Colebrook |               |        |                |  |  |       |          |
|   |               |        |                |  |  | $\xi$ | Quantità |
| Piede di accoppiamento  | $\Delta Hc2$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.3   | <b>0</b> |
| Curva a 11°   | $\Delta Hc3$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.03  | <b>0</b> |
| Curva a 30°   | $\Delta Hc4$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.07  | <b>0</b> |
| Curva a 45°   | $\Delta Hc5$  | [m]    | 0.044          |  |  | 0.06  | <b>4</b> |
| Curva a 90°   | $\Delta Hc6$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.24  | <b>0</b> |
| Saracinesca   | $\Delta Hc7$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.15  | <b>0</b> |
| Innesto a T   | $\Delta Hc8$  | [m]    | 0.000          |  |  | 0.6   | <b>0</b> |
| Valvola a Clapet  | $\Delta Hc9$  | [m]    | 0.164          |  |  | 0.9   | <b>1</b> |
| Sbocco  | $\Delta Hc10$ | [m]    | 0.182          |  |  | 1     | <b>1</b> |
| Altro   | $\Delta Hc11$ | [m]    | 0.000          |  |  | 0     | <b>0</b> |
| Perdita di carico concentrata   | $\Delta Hc$   | [m]    | 0.389          |  |  |       |          |
| Perdita di carico totale  |               |        |                |  |  |       |          |
| Perdita di carico totale  | $\Delta H$    | [m]    | 0.851          |  |  |       |          |

Figura 5-2: calcolo delle perdite di carico distribuite e concentrate nel collettore di mandata DN1100.

### 5.2.2 Verifica del sistema vasca volano – impianto idrovoro – scarico in fognatura mediante modellazione numerica 2D in moto vario

Mentre nella precedente fase progettuale il dimensionamento idraulico della vasca volano e dell'impianto idrovoro era stato effettuato in regime di moto vario mediante il modello numerico implementato con il software HMS schematizzando la vasca volano come semplice elemento capacitivo, nel presente progetto definitivo, al fine di soddisfare le richieste c) e d) del Genio Civile riportate al § 1, è stato implementato un modello numerico di dettaglio con il software Hec-RAS ver. 6.0.0, sempre in regime di moto vario ma di tipo puramente bidimensionale.

Tale modello numerico ha permesso di valutare con maggior precisione la funzionalità ed efficacia del sistema di opere costituito da vasca volano, impianto idrovoro e scarico in fognatura, valutando per quest'ultimo gli effetti di una occlusione al 50% e al 100%.

Con riferimento alla tavola T-07 di progetto, la Figura 5-3 mostra la planimetria del modello di dettaglio implementato, da cui è possibile evincere la morfologia della vasca volano nella configurazione di progetto (gradazione cromatica a falsi colori), la mesh di discretizzazione del dominio di calcolo (opportunamente raffittita in corrispondenza delle linee di discontinuità), l'impianto idrovoro, il canale rivestito in c.a. che unisce gli sbocchi dei fossi Ovest ed Est all'impianto idrovoro, il canale rivestito in scogliera di pietrame che consente un miglior riempimento della vasca volano e lo scarico in fognatura.

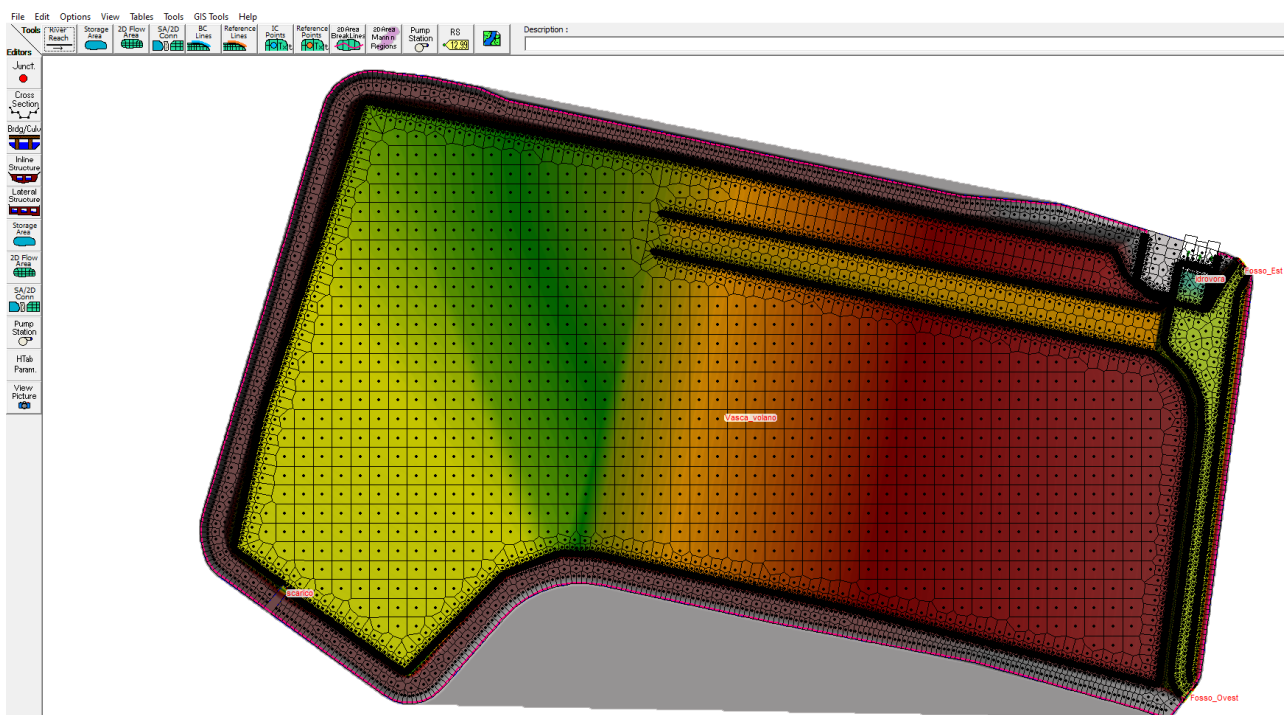


Figura 5-3: planimetria del modello Hec-RAS ver. 6.0.0.

Le verifiche idrauliche della vasca volano e dell'impianto idrovoro sono state effettuate simulando gli effetti degli scenari idrologici TR = 30 anni e durate di precipitazione 30 minuti, 45 minuti, 1 ora, 2 ore, 3 ore e 4 ore. Infatti, mentre per il dimensionamento degli alvei dei nuovi inalveamenti è sufficiente analizzare la sola durata di precipitazione tale da massimizzare le portate al colmo per il tempo di ritorno di riferimento, per il dimensionamento della vasca volano

e dell'impianto idrovoro risulta invece necessario investigare anche durate superiori di precipitazione al fine di massimizzare i volumi invasati, quindi il livello idrico in vasca.

#### 5.2.2.1 Condizioni al contorno del modello numerico

Le condizioni al contorno del modello numerico sono costituite da:

- Idrogrammi in ingresso alla vasca al variare della durata dell'evento pluviometrico trentennale rivenienti dal modello idrologico descritto al § 3;
- Curva portata – prevalenza delle pompe e livelli di attacco – stacco;
- Scarico di fondo schematizzato mediante curva di deflusso.

##### 5.2.2.1.1 Idrogrammi in ingresso alla vasca volano

In Figura 5-4 sono rappresentati gli idrogrammi in ingresso alla vasca convogliati dal fosso Ovest e dal fosso Est (a cui è stato sommato il contributo "VL" relativo alla precipitazione che cade direttamente sulla vasca) al variare della durata dell'evento pluviometrico trentennale, rivenienti dal modello idrologico descritto al § 3.

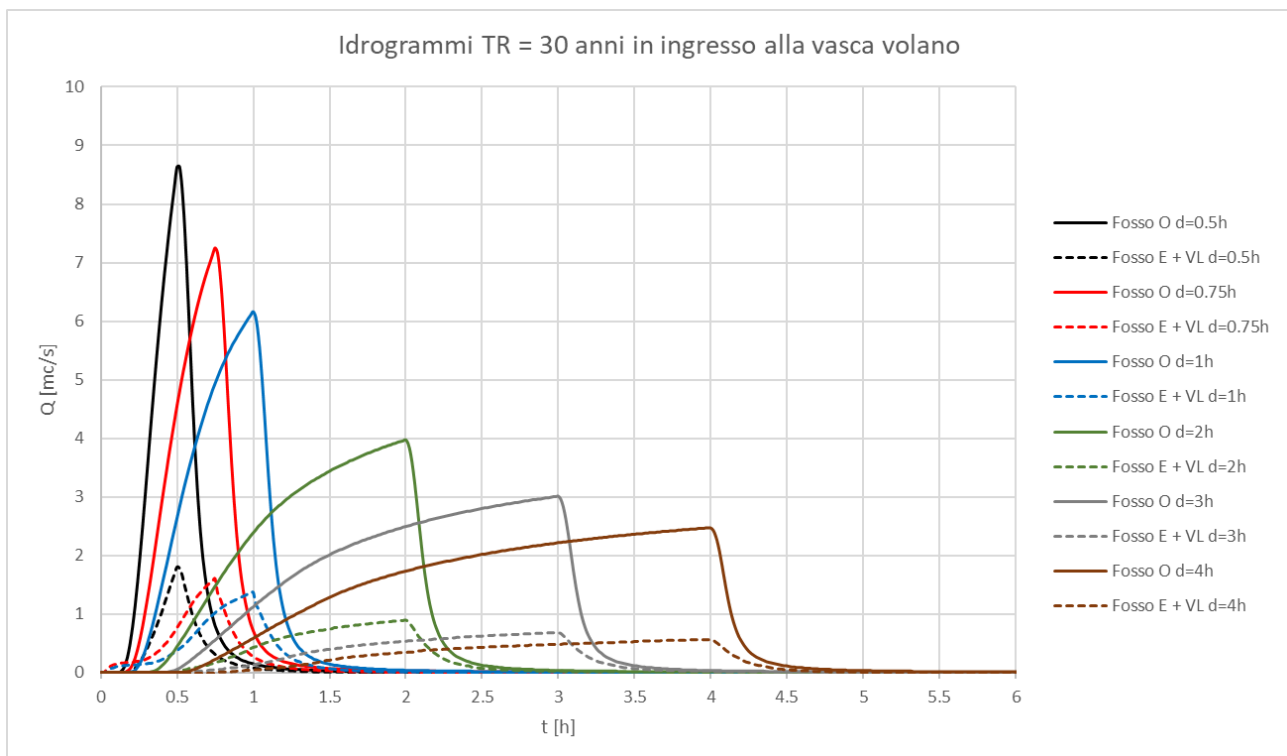


Figura 5-4: Idrogrammi trentennali in ingresso alla vasca volano prodotti da precipitazioni di diversa durata.

##### 5.2.2.1.2 Impianto idrovoro: curva portata – prevalenza delle pompe e livelli di attacco – stacco

Con riferimento alla tavola T-07 di progetto, il modello numerico implementato simula la derivazione di portata dalla vasca volano da parte dell'impianto idrovoro mediante l'attivazione di una, due o tre pompe in parallelo al variare del livello idrico presente nella vasca.

Premesso che la quota minima del ciglio di sponda o del coronamento degli arginelli perimetrali (ove presenti) della vasca è pari a 262.70 m s.l.m. e che la quota del canale rivestito in scogliera di pietrame intasata con cls, che consente di immettere in vasca i volumi idrici provenienti dai nuovi



inalveamenti, è pari a 261.50 m s.l.m., al fine di ottimizzare i costi energetici è stato assunto di attivare in sequenza le tre pompe a partire dal raggiungimento di un livello idrico pari a 261.70 m s.l.m., limitando inoltre il funzionamento contemporaneo di tutte le idrovore quando il livello idrico nella vasca supera quota 262.00 m s.l.m., cioè quando il franco idraulico rispetto alla quota del coronamento perimetrale risulta inferiore a 70 cm. Come condizione iniziale è stato assunto un riempimento nullo della vasca.

I livelli di attacco e stacco sono indicati in Figura 5-5, figura in cui è espressa in forma tabellare anche la curva portata – prevalenza con cui è schematizzata ciascuna pompa e che è riportata in forma grafica in Figura 5-6.

| Head(m) | Flow(m3/s) |
|---------|------------|
| 11.06   | 0.107      |
| 9.88    | 0.214      |
| 8.99    | 0.3        |
| 8.32    | 0.386      |
| 7.99    | 0.463      |
| 7.51    | 0.536      |
| 6.6     | 0.605      |

| Pump Name | WS Elev On (m) | WS Elev Off (m) |
|-----------|----------------|-----------------|
| 1 Pump #1 | 261.7          | 260.4           |
| 2 Pump #2 | 261.85         | 261.8           |
| 3 Pump #3 | 262            | 261.9           |

| X         | Y         |
|-----------|-----------|
| 1734346.8 | 4815473.6 |
| 1734348   | 4815479   |
|           |           |
|           |           |
|           |           |
|           |           |
|           |           |

Figura 5-5: dati di input dell'impianto di sollevamento inseriti nel modello Hec-RAS ver. 6.0.0.

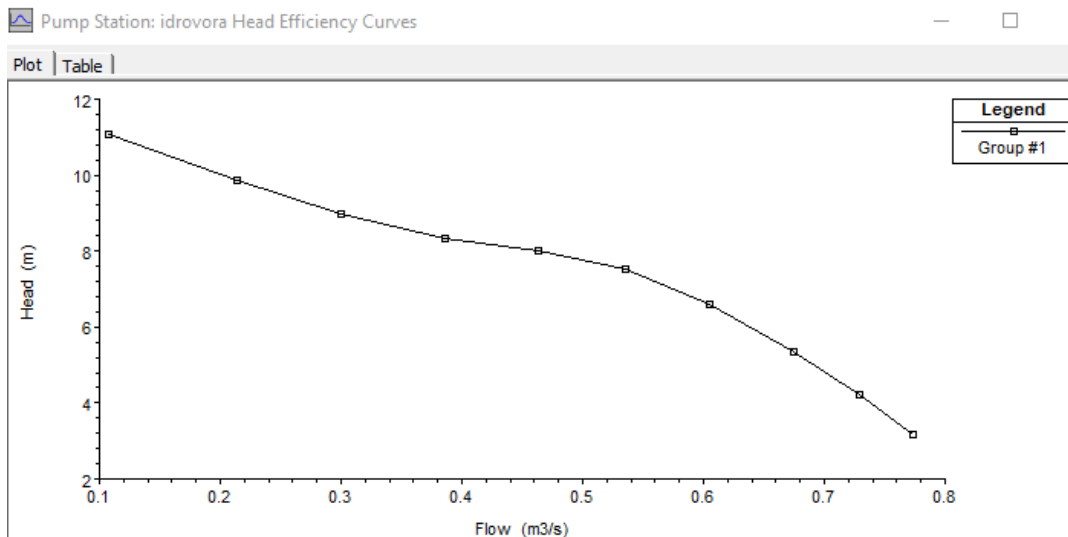


Figura 5-6: curva portata – prevalenza di una singola pompa dell'impianto idrovoro.

### 5.2.2.1.3 Scarico di fondo

Con riferimento alla Figura 5-7, la vasca volano sarà dotata di un manufatto terminale collegato al sistema fognario esistente di tipo misto di Via di Castelsecco – Via Divisione Garibaldi che consentirà sia di drenare a gravità (quindi senza costi energetici) l'area della vasca in condizioni ordinarie, sia di concorrere con l'impianto idrovoro allo scarico delle portate di piena in caso di attivazione della vasca volano.

Il progetto prevede di dotare l'imbocco della condotta di scarico in CLS DI 500 mm di una paratoia di regolazione in acciaio INOX che consentirà di parzializzare o addirittura chiudere la luce di efflusso nei casi in cui la fognatura mista esistente, seppur significativamente "alleggerita" in termini di apporti meteorici dagli interventi di cui al presente progetto, dovesse risultare impossibilitata ad accogliere ulteriori apporti.

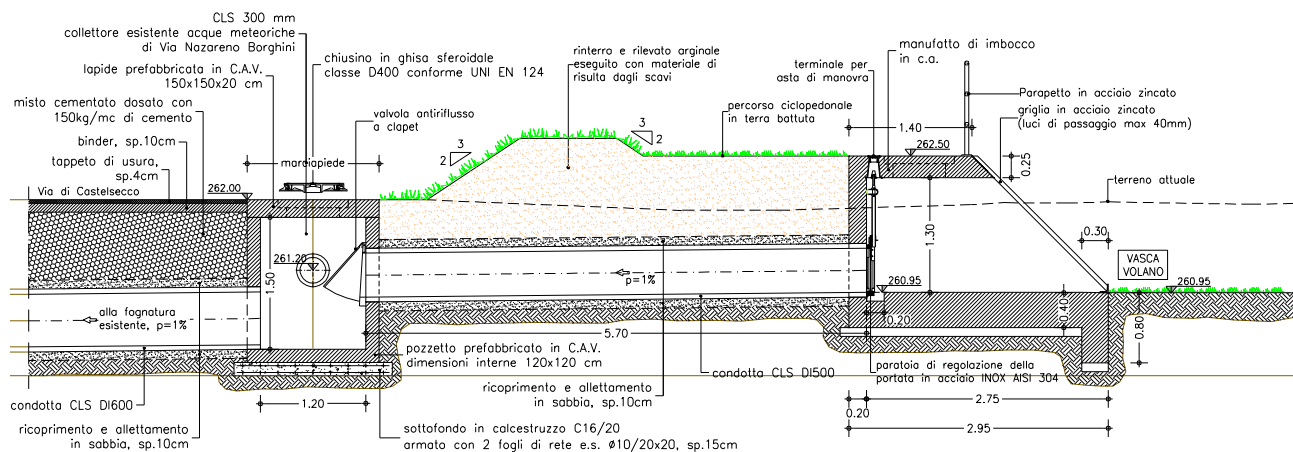


Figura 5-7: particolare dell'opera di scarico a gravità della vasca volano in fognatura (estratto tavola T-07).

Lo scarico di fondo è stato schematizzato mediante la propria curva di deflusso. Detta curva è stata calcolata tenendo conto sia del funzionamento a pelo libero per modesti livelli idrici in vasca, sia del funzionamento in pressione (schematizzando lo scarico come luce sotto battente assumendo un coefficiente di efflusso pari a 0.82) quando, al crescere del pelo libero, la condotta di uscita risulta completamente sommersa.

Le simulazioni numeriche sono state condotte considerando non solo lo scarico completamente aperto (Figura 5-8) ma anche parzializzato al 50% (Figura 5-9) e completamente chiuso per analizzare, come richiesto dal Genio Civile, il comportamento del sistema nel caso di possibile sovraccarico del recettore costituito dalla rete di drenaggio urbano o di intasamento della griglia a presidio dello scarico stesso.

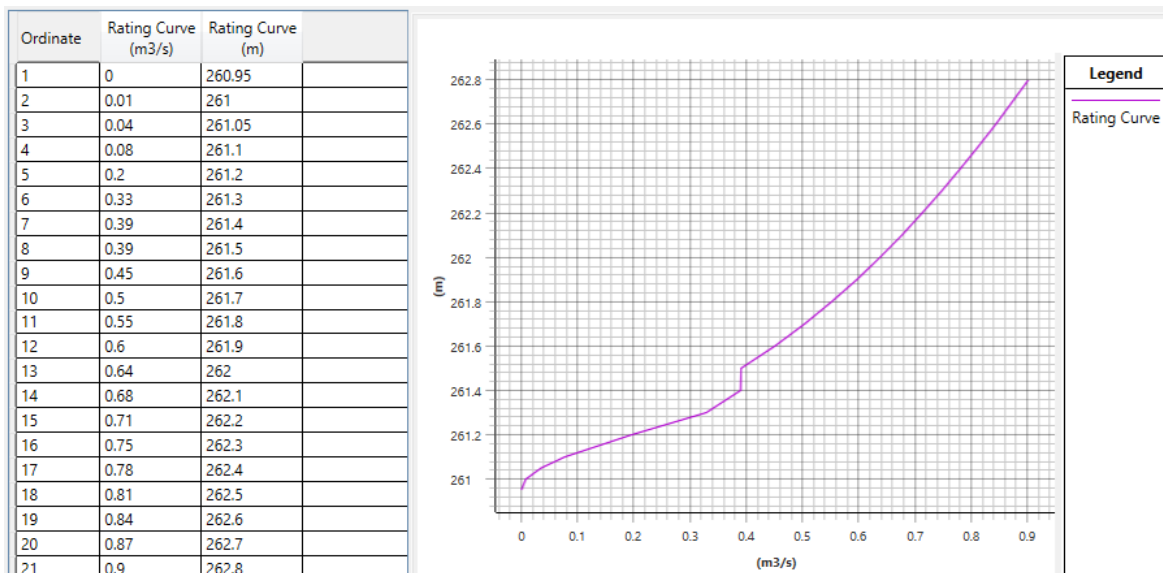


Figura 5-8: curva di deflusso dello scarico di fondo nella condizione di paratoia di regolazione completamente aperta.

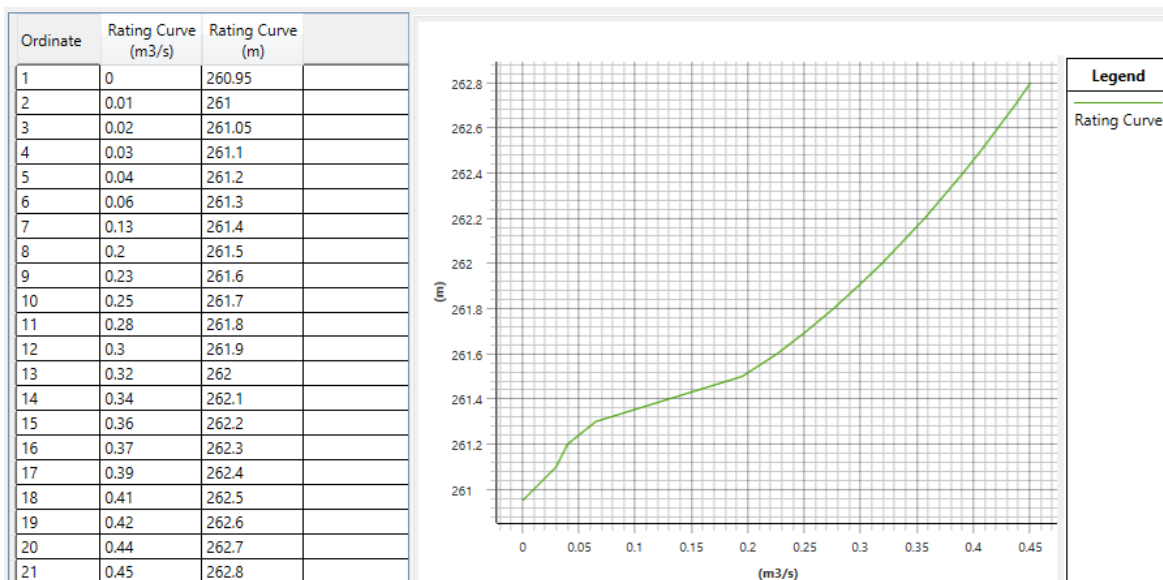


Figura 5-9: curva di deflusso dello scarico di fondo nella condizione di paratoia di regolazione parzializzata al 50%.

### 5.2.2.2 Analisi dei risultati

I risultati delle analisi numeriche di seguito riportati mostrano che lo scenario pluviometrico critico per il dimensionamento della vasca è quello caratterizzato da una durata di precipitazione pari a 1 ora. Infatti, come mostrato in Figura 5-10, a tale scenario corrisponde il livello massimo raggiunto dal pelo libero all'interno della vasca volano, pari a 262.20 m s.l.m.

Per tale evento (risultati analoghi si osservano per gli altri scenari), in Figura 5-11 e Figura 5-12 si mostra come si propagano all'interno della vasca i volumi idrici provenienti dai nuovi inalveamenti.

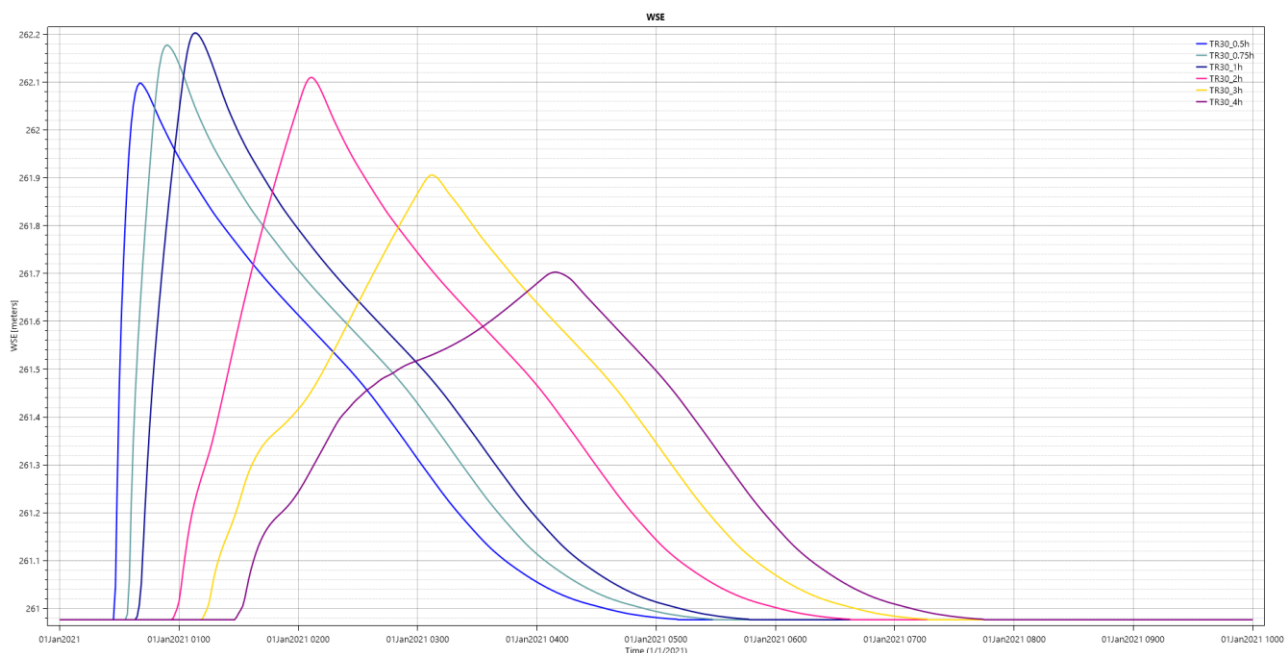


Figura 5-10: andamento nel tempo del livello di riempimento (in m s.l.m.) della vasca volano (nella zona presso l'imbocco dello scarico di fondo) per eventi trentennali con diversa durata di precipitazione.

Nella seguente tabella è riportata una sintesi dei principali risultati delle analisi numeriche.

Si osserva che per l'evento critico (TR30 d = 1 ora) il massimo volume invasato è pari a 8056 m<sup>3</sup>, mentre il livello massimo raggiunto dalla superficie idrica è pari a 262.20 m s.l.m.: rispetto alla quota minima del ciglio di sponda della vasca o del coronamento degli arginelli perimetrali (ove presenti), pari a 262.70 m s.l.m., il franco idraulico risulta pari a 50 cm. La portata massima scaricata nel T. Bicchieraia è pari a circa 2.2 m<sup>3</sup>/s (vedi Figura 5-13), mentre quella massima scaricata nel sistema fognario è pari a circa 710 l/s.

Tabella 5-4: risultati delle simulazioni numeriche per scenari idrologici TR30 di diversa durata in termini di portate di picco in uscita, valori massimi di volume immagazzinato, livello di invaso e franco rispetto alla quota minima dei cigli di sponda/argini perimetrali.

| Scenario TR30 | Q max in uscita impianto idrovoro | Q max in uscita scarico di fondo | V_in                   | V_out impianto idrovoro | V_out scarico di fondo | V_imm (picco)          | WS max     | Franco idraulico |
|---------------|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|------------|------------------|
| [ore]         | [m <sup>3</sup> /s]               | [m <sup>3</sup> /s]              | [1000 m <sup>3</sup> ] | [1000 m <sup>3</sup> ]  | [1000 m <sup>3</sup> ] | [1000 m <sup>3</sup> ] | [m s.l.m.] | [cm]             |
| 0.5           | 2.2                               | 0.67                             | 11.47                  | 6.38                    | 5.00                   | 6.95                   | 262.10     | 60               |
| 0.75          | 2.2                               | 0.70                             | 13.90                  | 8.30                    | 5.49                   | 7.84                   | 262.18     | 52               |
| 1             | 2.2                               | 0.71                             | 15.69                  | 9.79                    | 5.82                   | 8.06                   | 262.20     | 50               |
| 2             | 2.2                               | 0.68                             | 20.57                  | 14.15                   | 6.43                   | 7.06                   | 262.11     | 59               |
| 3             | 2.2                               | 0.60                             | 24.08                  | 17.58                   | 6.39                   | 4.92                   | 261.91     | 79               |
| 4             | 2.2                               | 0.50                             | 26.84                  | 20.83                   | 6.00                   | 3.04                   | 261.70     | 100              |

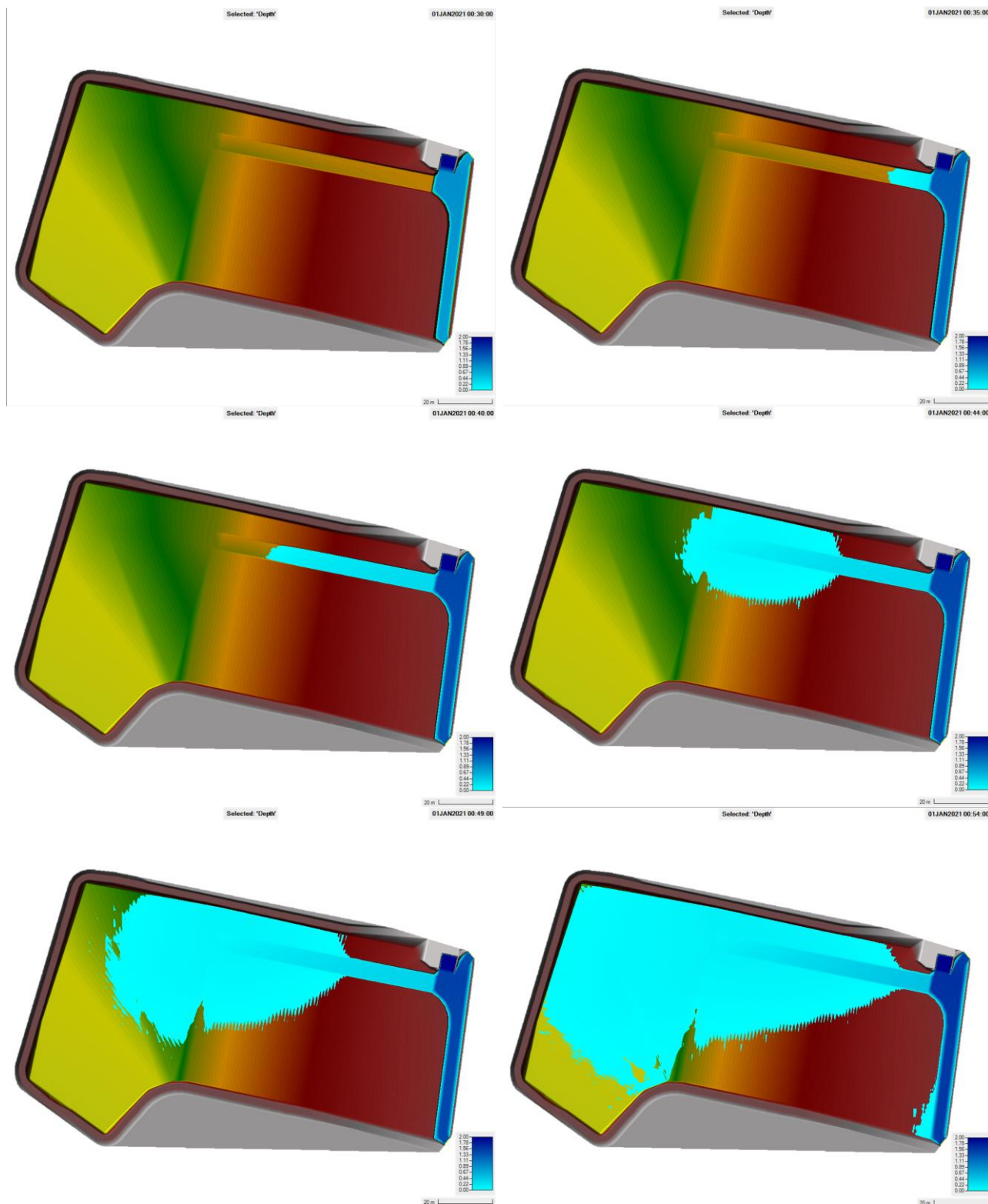


Figura 5-11: propagazione dei volumi idrici nella vasca volano in occasione dell'evento TR30 critico.



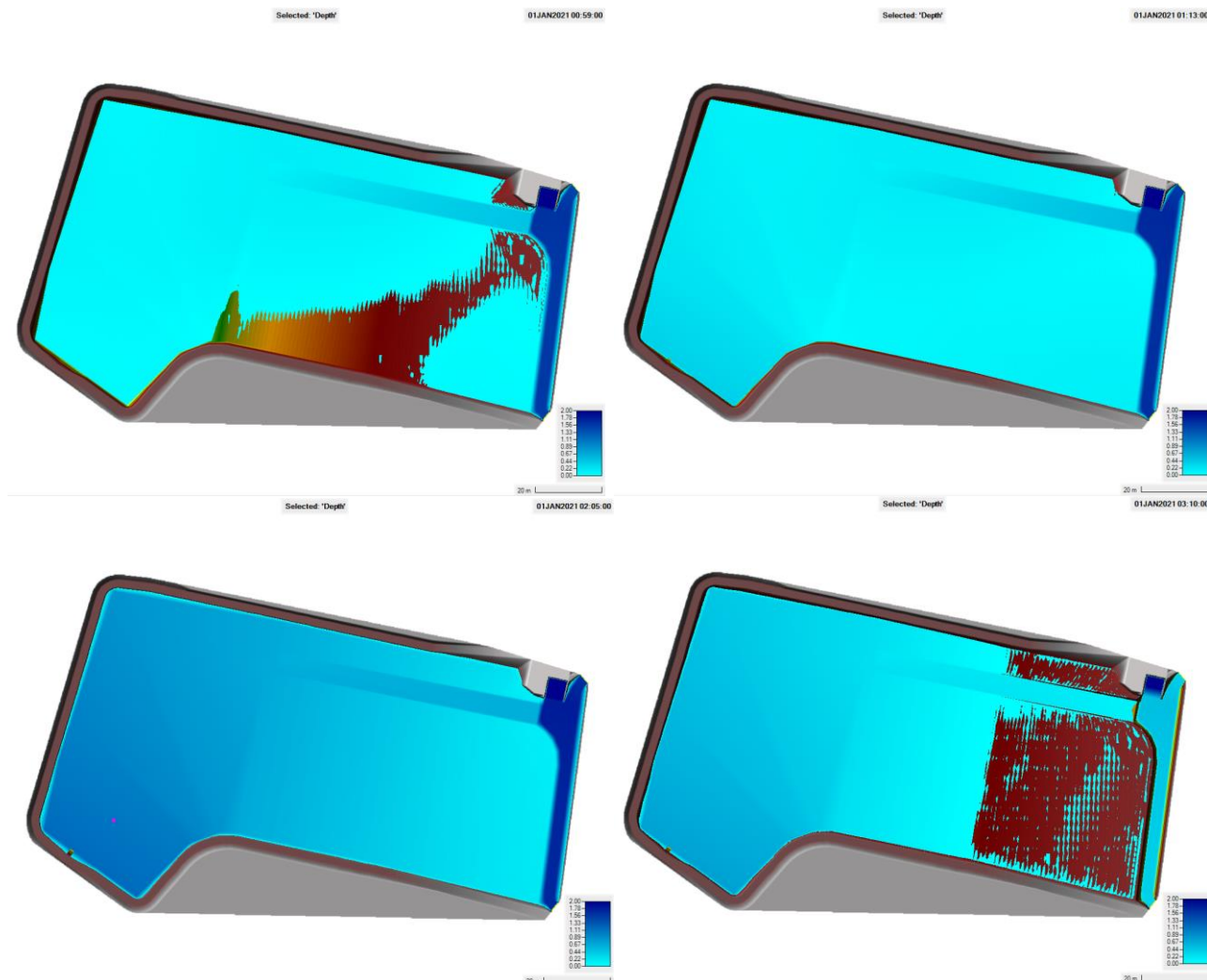


Figura 5-12: propagazione dei volumi idrici nella vasca volano in occasione dell'evento TR30 critico.

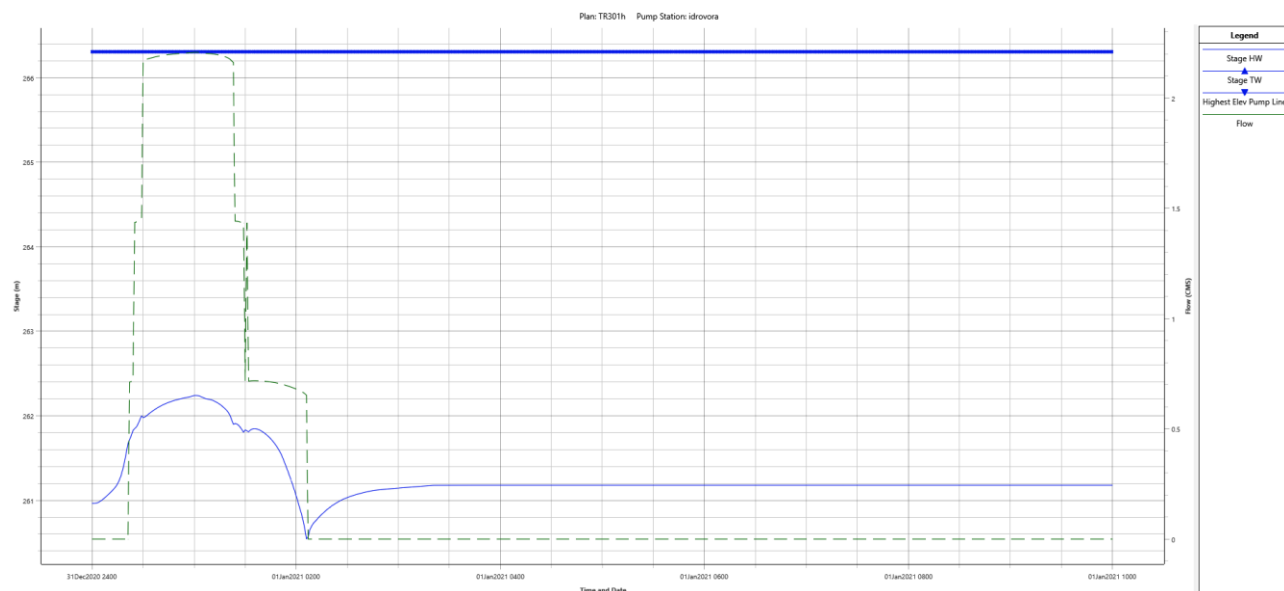


Figura 5-13: limnogramma e idrogramma di scarico dell'impianto idrovoro nel T. Bicchieraia per lo scenario TR30 critico (d=1h).

Le figure seguenti mostrano infine che il sistema funziona anche in condizioni di parzializzazione o di completa chiusura dello scarico di fondo. Infatti, in entrambe dette configurazioni, a fronte tuttavia di maggiori volumi idrici scaricati dall'impianto idrovoro, il pelo libero all'interno della vasca



volano si mantiene inferiore alle quote di coronamento del perimetro della vasca.

In particolare, nel caso di parzializzazione al 50% dello scarico di fondo si osserva che per l'evento critico (TR30 d = 1 ora) il livello massimo raggiunto dalla superficie idrica presso lo scarico è pari a 262.24 m s.l.m.: rispetto alla quota minima del ciglio di sponda della vasca o del coronamento degli arginelli perimetrali (ove presenti), pari a 262.70 m s.l.m., il franco idraulico risulta pari a 46 cm. La portata massima scaricata nel T. Bicchieraia è pari a circa 2.2 m<sup>3</sup>/s, mentre quella massima scaricata nel sistema fognario è pari a circa 360 l/s.

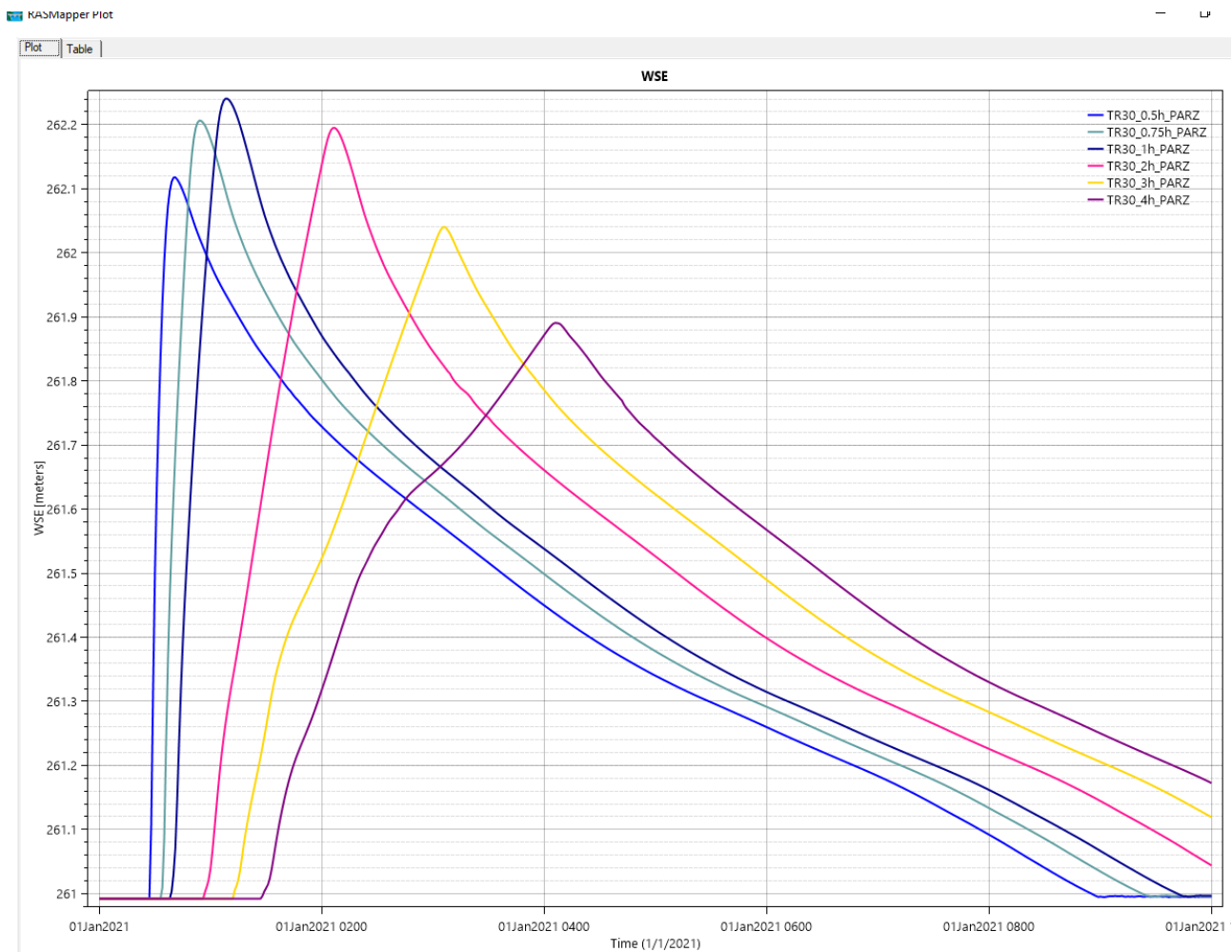


Figura 5-14: andamento nel tempo del livello di riempimento (in m s.l.m.) della vasca volano (nella zona presso l'imbocco dello scarico di fondo) per eventi trentennali con diversa durata di precipitazione con parzializzazione dello scarico di fondo al 50%.

Nel caso di completa chiusura dello scarico di fondo si osserva che per l'evento critico (TR30 d = 1 ora) il livello massimo raggiunto dalla superficie idrica presso lo scarico è pari a 262.28 m s.l.m.: rispetto alla quota minima del ciglio di sponda della vasca o del coronamento degli arginelli perimetrali (ove presenti), pari a 262.70 m s.l.m., il franco idraulico risulta pari a 42 cm. La portata massima scaricata nel T. Bicchieraia è pari a circa 2.2 m<sup>3</sup>/s, mentre quella scaricata nel sistema fognario è pari a zero.



RAMAPPER PLOT

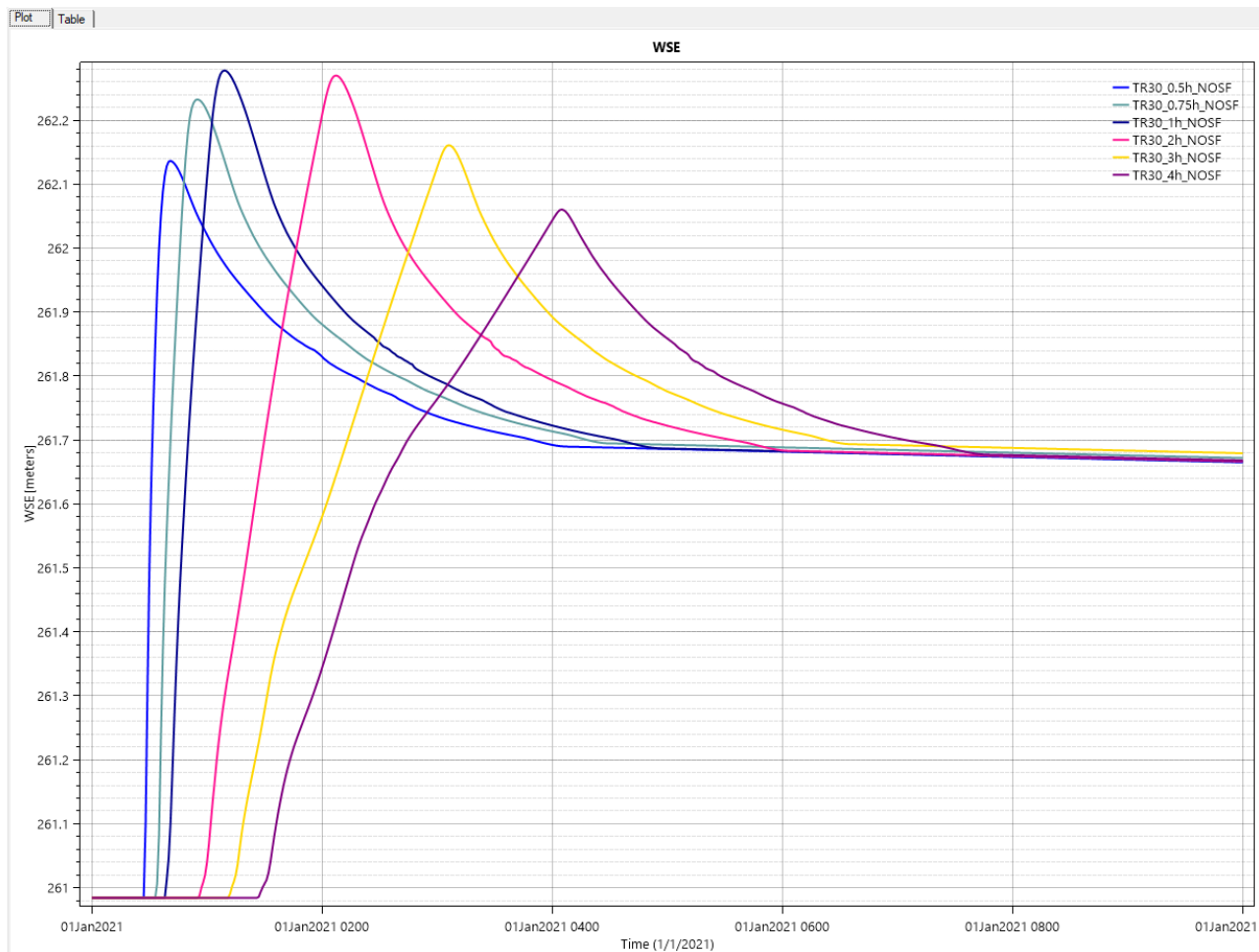


Figura 5-15: andamento nel tempo del livello di riempimento (in m s.l.m.) della vasca volano (nella zona presso l'imbocco dello scarico di fondo) per eventi trentennali con diversa durata di precipitazione con scarico di fondo chiuso.



## 6 RISPOSTA ALLE RESIDUE RICHIESTE FORMULATE DAL SETTORE GENIO CIVILE DELLA REGIONE TOSCANA

Per quanto riguarda le ulteriori richieste da parte del Settore Genio Civile della Regione Toscana che non sono state ancora analizzate e confluite nel provvedimento conclusivo di esclusione dalla procedura di valutazione di impatto ambientale (vedi Decreto n. 8674 del 21/05/2021 del Settore VIA – VAS, Direzione Ambiente ed Energia della Regione Toscana), si osserva quanto segue:

Per quanto riguarda le richieste di cui ai punti e) ed f) si osserva preliminarmente che, secondo quanto riportato al § 2, le aree in cui è prevista la realizzazione della vasca volano e parte del fosso Est risultano allagabili per eventi duecentennali. La verifica di non aggravio del rischio idraulico in altre aree per le alluvioni poco frequenti ai sensi della L.R. 41/2018 risulta automaticamente soddisfatta senza la necessità di specifiche analisi numeriche in quanto:

- la realizzazione della vasca volano comporterà scavi per 8850 m<sup>3</sup> ai quali si sommano ulteriori scavi per 2185 m<sup>3</sup> per la realizzazione del nuovo inalveamento del fosso Est; i potenziali volumi di esondazione provenienti dal T. Bicchieraia, provenienti da Nord-Est, nella configurazione di progetto troveranno nell'area maggiori volumi disponibili per il loro accumulo e/o propagazione, senza peraltro incontrare gli arginelli che delimitano l'estremità opposta della vasca e che contribuiranno, viceversa, ad una riduzione del rischio idraulico a tergo degli stessi lungo Via di Castelsecco, Via Divisione Garibaldi e Via Nazareno Borghini;
- gli unici manufatti fuori terra, ad eccezione dei citati arginelli, sono costituiti dalla cabina elettrica, di superficie pari a 35.4 mq e dal gruppo elettrogeno, di superficie pari a 7.5 mq, entrambi posti presso l'impianto idrovoro interrato. Si comprende come detti manufatti siano di dimensioni modeste e tali da non alterare le dinamiche di propagazione di un evento di esondazione proveniente dal T. Bicchieraia;
- Lo scarico dell'impianto idrovoro nel T. Bicchieraia dovrà avvenire compatibilmente con i livelli idrici nel corpo idrico recettore secondo quanto prescritto dall'Autorità Idraulica, che prevede la *necessità di definire nelle successive fasi progettuali un disciplinare di gestione del nuovo impianto idrovoro, che preveda tra l'altro, la possibilità di arresto immediato del sollevamento delle acque nel torrente Bicchieraia quando i livelli idrometrici nel corso d'acqua raggiungano un determinato livello di guardia. Tale livello di guardia dovrà essere definito di concerto sulla base dei risultati conseguiti nelle verifiche idrauliche condotte a supporto della progettazione esecutiva del I Stralcio di interventi previsti sul torrente Bicchieraia*".

Per quanto riguarda la richiesta di cui al punto g) si osserva preliminarmente che il bacino idrografico che allo stato attuale afferisce al sistema fognario dell'area Giotto ha una superficie complessiva pari a circa 136.4 ha che determina i noti sovraccarichi al sistema di drenaggio urbano determinando fenomeni di rigurgito con conseguente allagamento delle aree pedecollinari e delle relative infrastrutture stradali. Gli interventi proposti consentono di sottrarre una porzione di detto



avente una superficie complessiva pari a circa 75.5 ha. Ne consegue che il sistema fognario misto esistente, nella configurazione di progetto, si troverà a dover drenare i contributi di un'area pari al 44.6% di quella esistente, con evidenti vantaggi nonostante l'apporto dello scarico della vasca volano.

In particolare, nel caso di evento critico trentennale di durata 30 minuti, a seguito della realizzazione dell'intervento di progetto il massimo contributo afferente alla rete fognaria, generato dal bacino intercettato dai nuovi collettori (circa 76 ha), passerà da circa 10 m<sup>3</sup>/s a 0.67 m<sup>3</sup>/s ovvero con una riduzione di circa il 93% della portata al colmo.

Verifiche effettuate dagli scriventi hanno inoltre dimostrato che lo scarico di fondo, se mantenuto aperto o parzializzato, sarà in grado di scaricare le portate della vasca anche in condizioni di sovraccarico con funzionamento in pressione della rete fognaria esistente.

Le verifiche svolte dimostrano inoltre che gli interventi di progetto risultano efficaci anche con parzializzazione o addirittura completa chiusura dello scarico di fondo, a fronte di maggiori costi energetici di sollevamento e maggiori volumi idrici conferiti nel T. Bicchieraia. Nel caso durante l'evento di piena fosse mantenuto completamente chiuso lo scarico di fondo, sarà comunque necessario aprirlo, anche parzialmente, a fine evento al fine di svuotare la vasca volano dei circa 3000 mc che altrimenti rimarrebbero immagazzinati.

Per quanto riguarda le richieste di cui ai punti h), i), j), k) e l), gli elaborati grafici di progetto hanno recepito per quanto possibile i suggerimenti dell'ente e ad essi si rimanda per ulteriori dettagli, con le seguenti precisazioni:

- Ove possibile nel piano particellare è stata prevista una fascia di esproprio di larghezza 3.0 m in adiacenza al ciglio di sponda al fine di garantire l'accessibilità e la manutenzione dei nuovi canali di gronda;
- Nel perimetro della vasca volano non è stato possibile allargare la pista di servizio per non ridurre ulteriormente il volume della vasca stessa, già significativamente ridotto per recepire la richiesta di cui al punto a) relativa alla falda;
- il progetto del manufatto di scarico in c.a. della condotta di mandata a servizio dall'impianto idrovoro è stato eseguito tenendo conto della soluzione progettuale individuata dall'intervento di Piano indicato con codice 5D, relativo agli interventi di consolidamento arginale sul T. Bicchieraia;
- relativamente ai suggerimenti di modifica relativi al fosso Ovest nel tratto che corre all'interno del "Villaggio Amaranto", è stato possibile esclusivamente arretrare alla sezione 39 parte del salto di fondo previsto a valle della sezione 40.

## 7 ANALISI IDRAULICHE CIRCA LA FUNZIONALITÀ IDRAULICA DELLE OPERE INDIVIDUATE NEL 1° STRALCIO

Le figure che seguono mostrano i risultati delle analisi svolte al fine di valutare la funzionalità delle opere previste nel 1° stalcio, nell'ipotesi di dotare l'impianto idrovoro di solo due delle tre pompe di progetto e mantenendo cautelativamente inalterati gli afflussi in vasca da parte del fosso Est dato che i bacini da esso intercettati, in qualche modo, mediante il reticolo minore esistente, potrebbero comunque afferire alla vasca. I risultati mostrano che anche nella configurazione di 1° stalcio il sistema risulta funzionale ed i livelli in vasca mantengono un franco di sicurezza rispetto ai cigli di sponda e agli arginelli perimetrali senza sormonto. La portata massima scaricata nel T. Bicchieraia è pari a 1.48 m<sup>3</sup>/s.

Pump Station Data Editor

Pump Station Name: idrovora

Pump Connection Data | **Pump Group Data** | Advanced Control Rules

Pump Group: Group #1

Bias group operations to On (at start of simulation)

Startup Time (min): 0

Shutdown Time (min): 0

Width: 1.9

Number of pumps in this group: 2

| Pump Names and Base WSEL On/Off |           |                |                 |
|---------------------------------|-----------|----------------|-----------------|
|                                 | Pump Name | WS Elev On (m) | WS Elev Off (m) |
| 1                               | Pump #1   | 261.7          | 260.4           |
| 2                               | Pump #2   | 261.85         | 261.8           |

| Pump Efficiency Curve |         |                         |
|-----------------------|---------|-------------------------|
|                       | Head(m) | Flow(m <sup>3</sup> /s) |
| 1                     | 11.06   | 0.107                   |
| 2                     | 9.88    | 0.214                   |
| 3                     | 8.99    | 0.3                     |
| 4                     | 8.32    | 0.386                   |
| 5                     | 7.99    | 0.463                   |
| 6                     | 7.51    | 0.536                   |
| 7                     | 6.6     | 0.605                   |

Pump GIS Data: Pump #1  
Length: 5.5

|   | X         | Y         |
|---|-----------|-----------|
| 1 | 1734346.8 | 4815473.6 |
| 2 | 1734348   | 4815479   |
| 3 |           |           |
| 4 |           |           |
| 5 |           |           |
| 6 |           |           |
| 7 |           |           |

Plot Pump Efficiency Curves ...

OK Cancel

Figura 7-1: dati di input dell'impianto di sollevamento inseriti nel modello Hec-RAS ver. 6.0.0. relativamente alla configurazione di stalcio 1 (n°2 pompe).

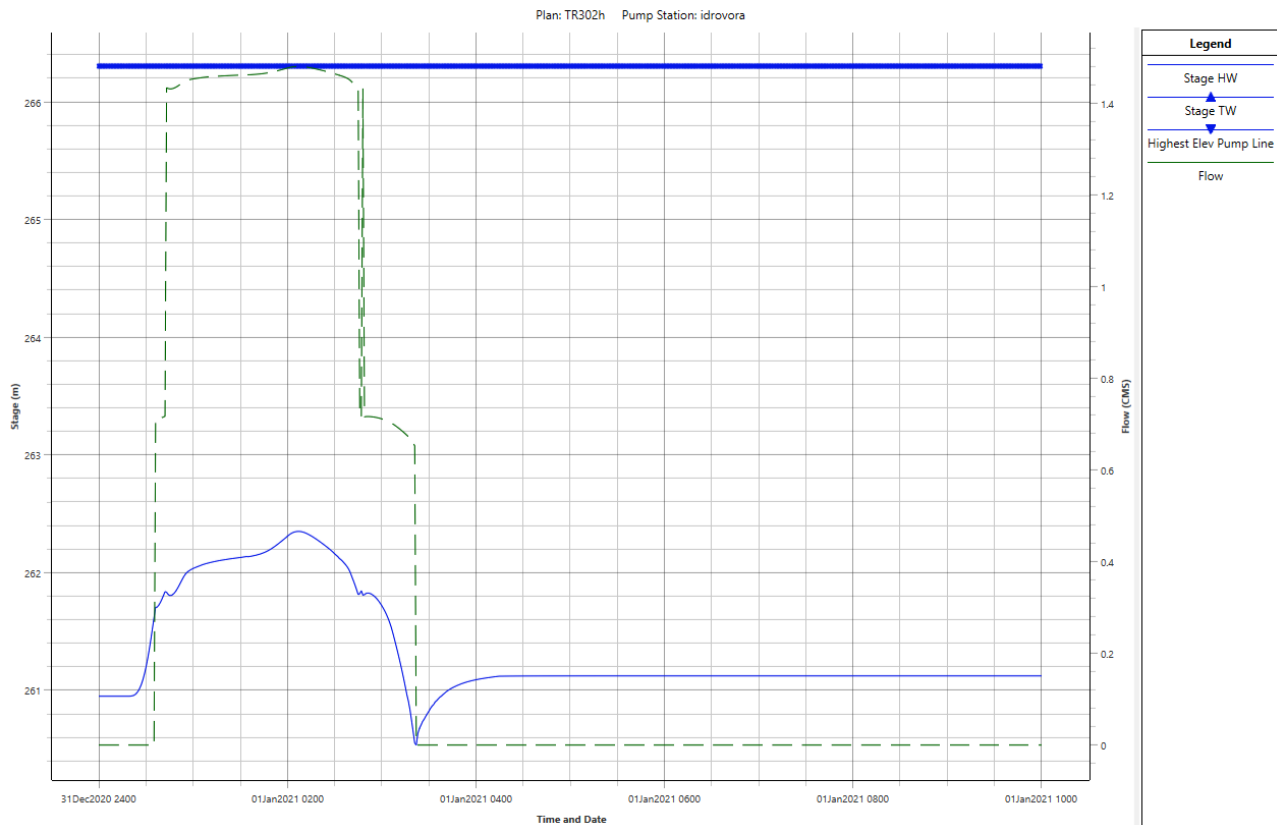


Figura 7-2: limnogramma e idrogramma di scarico dell'impianto idrovoro nel T. Bicchieraia per lo scenario TR30 critico (d=2h). Configurazione di 1°stralcio con n°2 pompe attive.

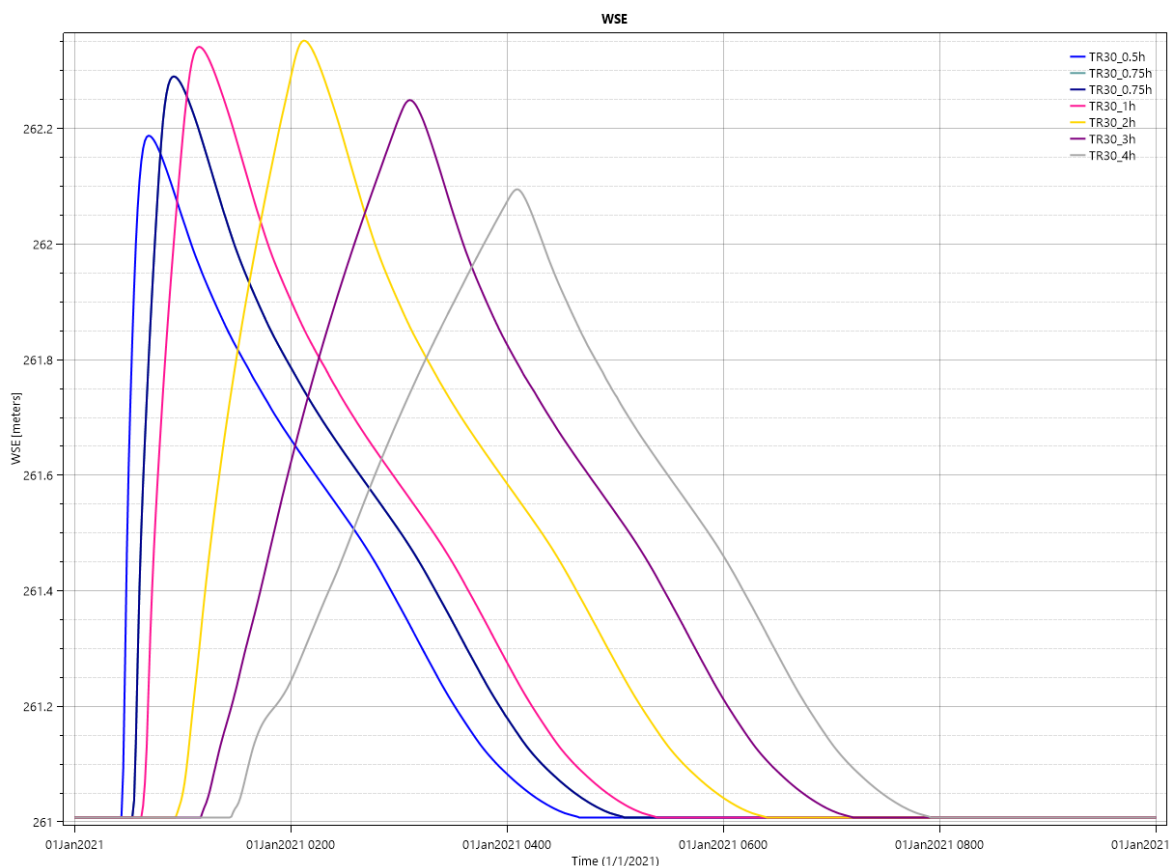


Figura 7-3: andamento nel tempo del livello di riempimento (in m s.l.m.) della vasca volano (nella zona presso l'imbocco dello scarico di fondo) per eventi trentennali con diversa durata di precipitazione. Configurazione di 1°stralcio con n°2 pompe attive.