

Regione Emilia Romagna



Comune di Sant'Ilario d'Enza



Committente



IDEnergy Group

LILO SOLAR S.R.L.

Viale Luca Gaurico 9/11, A, 4°
00143 Roma, Italy
P.IVA 16997861006



Titolo del Progetto:

Progetto per la realizzazione e l'esercizio di un parco agrivoltaico innovativo delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili denominato "Giambattista"

Documento:

Progetto di fattibilità tecnico-economica
ai sensi del D.lgs 36/23 Art. 41

N° Tavola:

EASR_B

Elaborato:

Relazione idrologica e idraulica

SCALA:

-

FOGLIO:

1 di 1

FORMATO:

A4

folder: Nome File: EASR_B_Relazione idrologica e idraulica_rev.01.pdf

Progettazione:



NEW DEVELOPMENTS



NEW DEVELOPMENTS srl
piazza Europa, 14 - 87100 Cosenza (CS)

Progettisti:



dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott. ing. Amedeo Costabile



dott. Ing. Francesco Meringolo

Rev:	Data Revisione:	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
01	22/07/2024	PRIMA REVISIONE	New. Dev.	LS.	LS
00	27/11/2023	PRIMA EMISSIONE	New. Dev.	LS	LS

Sommario

1. Premessa	3
2. Dati generali del progetto	4
3. Normativa di riferimento	5
4. Area d'intervento	6
4.1. Sovrapposizione con cartografia PAI	8
4.1.1. Ambito di riferimento	10
4.1.2. Disposizioni specifiche	10
5. Obiettivi dello studio idrologico ed idraulico	11
6. Analisi idrologica	14
6.1. Base dati utilizzata	15
6.2. Distribuzione TCEV	15
6.3. Approccio gerarchico alla stima regionale dei parametri	16
6.4. Curve regionali di crescita delle precipitazioni.....	18
6.5. Analisi delle precipitazioni con il metodo VAPI EMILIA ROMAGNA	19
6.6. Bacini idrografici di riferimento.....	25
7. Determinazione delle portate di massima piena	26
7.1. Calcolo del tempo di corrivazione	26
7.2. Il metodo cinematico o razionale	28
7.3. Coefficiente di deflusso	29
7.4. Risultati.....	31
8. Verifiche idrauliche	32
8.1. Scelta del tempo di ritorno.....	32
8.2. Descrizione del modello HEC RAS	32
8.2.1. Capacità di calcolo	32
8.2.2. Algoritmi disponibili per simulazioni nel campo 2D	34
8.2.3. Modello concettuale per simulazioni nel campo 2D	35
8.2.4. Equazione della conservazione della quantità di moto	36
8.2.5. Approssimazione della teoria SW con il metodo dell'Onda Diffusiva	37
8.2.6. Tecniche numeriche e stabilità numerica	38
8.2.7. La griglia di calcolo e la sotto-griglia topografica.....	40
8.2.8. Schemi di calcolo accoppiati 1D-2D	43

8.2.9. Definizione delle condizioni al contorno e iniziali.....	43
8.3. Costruzione del modello	45
8.4. Risultati delle simulazioni	47
9. Aspetti riguardanti l'invarianza idraulica	49
9.1. Approccio metodologico	51
Conclusioni	64

1. Premessa

Il seguente studio idrologico e idraulico è parte integrante del Progetto Definitivo inerente la realizzazione di un impianto agrivoltaico, avente potenza nominale complessiva pari a **80,01 MWp**, denominato "Giambattista", ubicato nel territorio Comunale di **S. Ilario d'Enza (RE)**, che la società **Lilo Solar s.r.l.** intende realizzare. In particolare nel territorio di S. Ilario d'Enza sarà ubicato l'intero impianto compreso lo sviluppo dell'elettrodotto interrato di vettoriamento MT, la sottostazione elettrica di trasformazione MT/AT e l'impianto di accumulo potenza pari a 15 MW e capacità pari a 90 MWh. Le aree occupate dall'impianto agrivoltaico saranno dislocate all'interno delle particelle di terreno site in agro del territorio comunale di S. Ilario d'Enza (RE). Esse sviluppano una superficie complessiva di circa **175,04 Ha** lordi così suddivisa:

- **81,87 Ha** – area adibita alla produzione di energia elettrica e all'attività agricola;
- **1,72 Ha** – area adibita alla piantumazione delle piante di mitigazione visiva;
- **69,63 Ha** – area adibita ad uso prettamente agricolo;
- **22,88 Ha** – area composte da viabilità agricola, zone ripariali, alberatura e casolari.

All'interno dell'area parco saranno inoltre garantiti spazi di manovra e corridoi di movimento adeguati, per facilitare il transito dei mezzi atti alla manutenzione.

Nei paragrafi a seguire si riportano i risultati ottenuti nello studio idrologico e idraulico, redatto in fase di progettazione definitiva. Più in particolare, previo inquadramento dell'area oggetto di intervento, verranno mostrate le analisi idrologiche e le verifiche idrauliche che, a partire da un'analisi probabilistica delle precipitazioni, hanno consentito di stimare le portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno, poste alla base del dimensionamento del sistema di drenaggio (quali fossi di scolo, tombini di attraversamento e cunette bordo strada) e delle verifiche in moto permanente bidimensionale di quei tratti del reticolo esistente prossimi al futuro assetto di progetto.

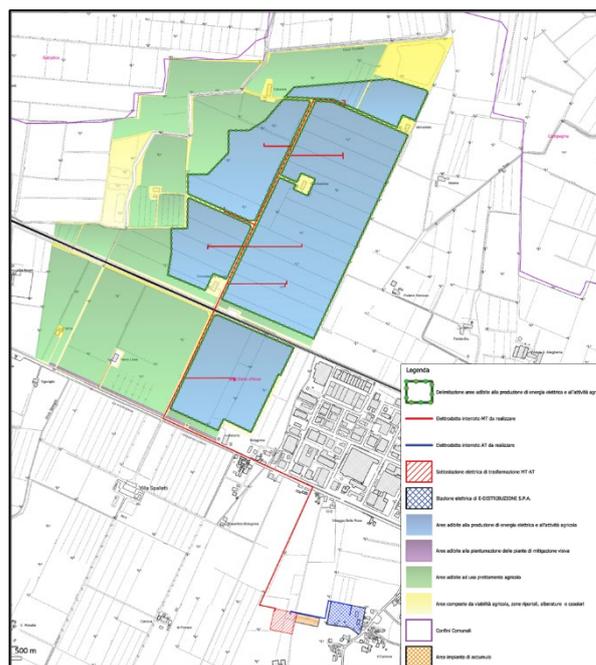


Figura 1-1 - Corografia dell'area dell'impianto - estratto della carta IGM

3. Normativa di riferimento

Normativa nazionale

- D. Lgs 29 dicembre 2003, n. 387 - "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità"(pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 25 del 31 gennaio 2004 - Supplemento Ordinario n. 17);
- DECRETO 19 febbraio 2007 - Ministero dello Sviluppo Economico - Decreto Ministeriale 19/02/2007 - "Criteri e modalità per incentivare la produzione di energia elettrica mediante conversione fotovoltaica della fonte solare, in attuazione dell'articolo 7 del decreto legislativo 29 dicembre 2003, n. 387."(pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 45 del 23 febbraio 2007);
- DECRETO 2 marzo 2009 - Ministero dello Sviluppo Economico - Disposizioni in materia di incentivazione della produzione di energia elettrica mediante conversione fotovoltaica della fonte solare. (pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 59 del 12 marzo 2009);
- Delibera AEEG n. 88/2007 - Disposizioni in materia di misura dell'energia elettrica prodotta da impianti di generazione;
- Delibera AEEG 150/08 - Ulteriori disposizioni in materia di misura dell'energia elettrica prodotta da impianti di generazione e in materia di misura dell'energia elettrica prodotta e immessa da impianti di produzione Cip n. 6/92;
- Decreto 10 settembre 2010 Ministero dello Sviluppo Economico. Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili (Gazzetta Ufficiale n. 219 del 18-9-2010);
- Decreto Legislativo 3 marzo 2011 n. 28 - Attuazione della direttiva 2009/28/CE sulla promozione dell'uso dell'energia da fonti rinnovabili, recante modifica e successiva abrogazione delle direttive 2001/77/CE e 2003/30/CE (S.O. n. 81 alla Gazzetta Ufficiale n. 71 del 28/03/2011 – In vigore dal 29/3/11)

Normativa regionale

- Il Piano energetico regionale - approvato con Delibera dell'Assemblea legislativa n. 111 del 1° marzo 2017;
- Delibera GR n.1715 del 24 ottobre 2016: modifiche all'"Atto di coordinamento tecnico regionale per la definizione dei requisiti minimi di prestazione energetica degli edifici" di cui alla deliberazione di Giunta regionale n. 967 del 20 luglio 2015;
- Legge regionale n. 9 del 30 maggio 2016; tra le altre cose in questa legge vengono effettuate modifiche a norme regionali riguardanti il settore energia;
- Delibera del 7 marzo n. 304 del 2016; sistema di certificazione energetica degli edifici: determinazione del contributo richiesto ai soggetti certificatori ai sensi del comma 7 dell'art. 25-ter della L.R. n. 26 del 2004 e modifiche agli Allegati della deliberazione di Giunta regionale n. 1275/2015;
- Legge regionale 30 luglio 2015, n.13; riforma del sistema di governo regionale e locale e disposizioni su città metropolitana di Bologna, province, comuni e loro unioni; tra l'altro con questa norma si riforma l'Agenzia regionale (Arpae) attribuendole importanti funzioni di Agenzia regionale dell'energia e di autorizzazione di impianto-infrastrutture energetiche;
- Delibera della Giunta regionale n. 732 del 4 giugno 2012; manifestazione di interesse rivolta ad enti pubblici per sostenere l'adesione al Patto dei sindaci e la redazione del piano di azione per l'energia sostenibile;
- Regolamento regionale n. 1 del 16 marzo 2012; regolamento delle procedure autorizzative relative alla costruzione e all'esercizio di impianti di produzione di energia elettrica di competenza regionale in attuazione dell'articolo 16, comma 1, della Legge regionale 23 dicembre 2004, n. 26;
- Legge regionale n. 26 del 23-12-2004; disciplina della programmazione energetica territoriale ed altre disposizioni in materia di energia. Bollettino ufficiale della regione Emilia-Romagna n. 175 del 28 dicembre 2004.
- Piano di Tutela delle Acque della Regione Emilia Romagna approvato con deliberazione n. 40 del 21/12/2005, pubblicata sul BUR della Regione Emilia Romagna n. 14 del 01/02/06, elaborato sulla base del quadro normativo allora vigente dato dal Decreto Legislativo 152/99 e s.m.i., abrogato a seguito dell'approvazione del D. Lgs n. 152/2006.

- D.G.R. 1300 del 01/08/2016 – “Prime disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni nel settore urbanistico, ai sensi dell'art. 58 elaborato n. 7 (Norme di Attuazione) e dell'art. 22 elaborato n. 5 (Norme di Attuazione) del Progetto di variante al PAI e al PAI delta adottato dal Comitato Istituzionale Autorita' di Bacino del Fiume Po con deliberazioni n. 5/2015”

4. Area d'intervento

L'area di intervento è ubicata a circa 2 km a Est dell'abitato di Sant'Ilario d'Enza (RE), prevalentemente all'interno della perimetrazione dei bacini idrografici minori compresi tra il bacino del Fiume Enza ed il bacino del Fiume Crostolo.

L'area di intervento è composta da terreni a vocazione agricola, caratterizzata da una vegetazione rada e conformazione pressoché pianeggiante.

Inoltre, all'interno delle aree non si registra la presenza di manufatti o

fabbricati. Il reticolo idrografico è costituito da una serie di fossi artificiali di modesto sviluppo, funzionali al drenaggio delle acque derivanti dalle attività agricole.

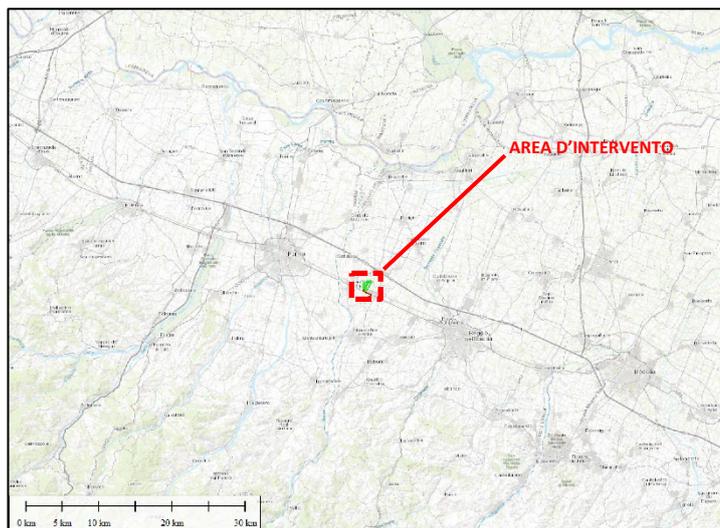


Figura 4-1 - Inquadramento area di intervento





Figura 4-2 - Rilievo fotografico dell'area di progetto

In generale, dal punto di vista idraulico non esistono particolari criticità, visto che le interferenze con elementi idrici riguardano prevalentemente piccoli fossi di drenaggio delle attività agricole, come mostrato nella seguente Figura 4-3.

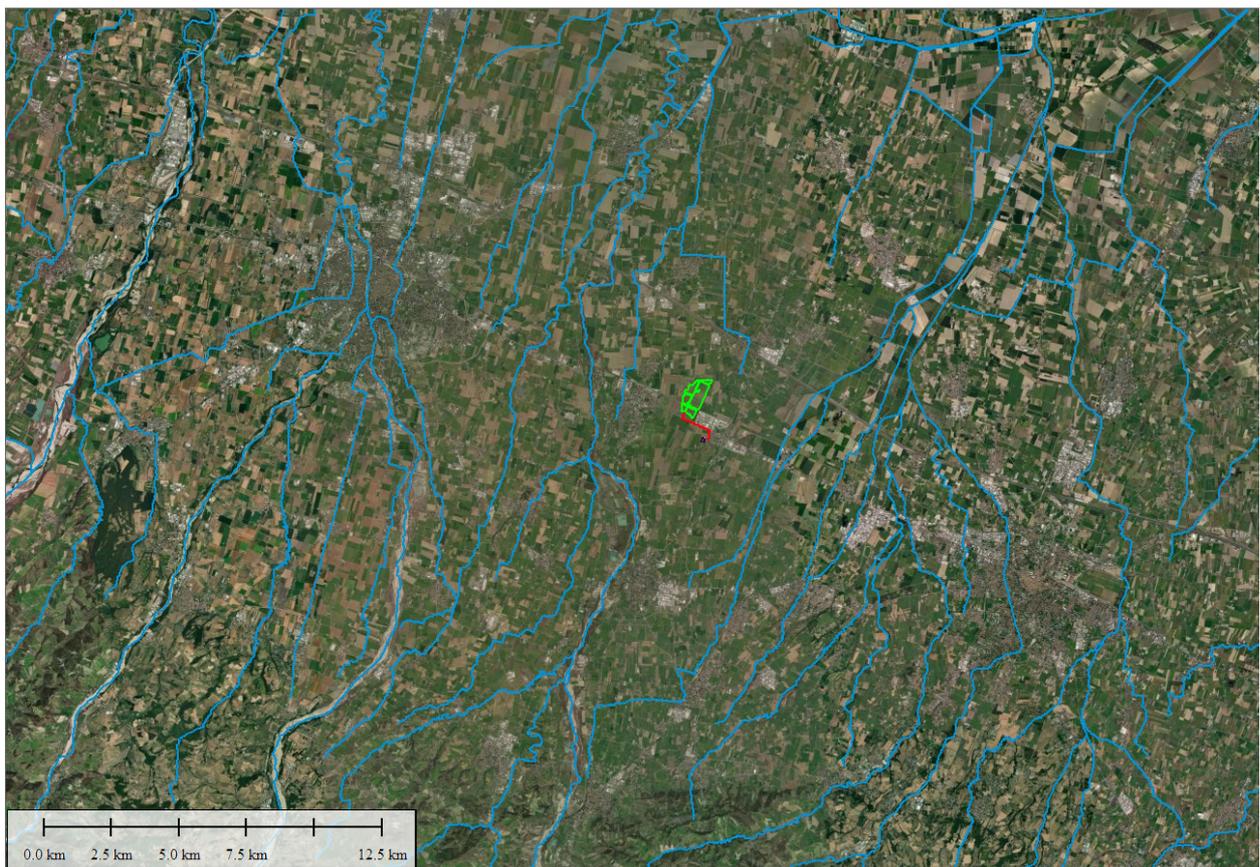


Figura 4-3 – Reticolo idrografico dell'area di progetto

4.1. Sovrapposizione con cartografia PAI

Le aree di intervento ricadono nel territorio di competenza Autorità di Bacino Distrettuale del Fiume Po. Da consultazione delle carte tematiche presenti sui siti delle AdB sopra menzionate, non sono state riscontrate aree di pericolosità/rischio idraulico, in corrispondenza delle aree oggetto di intervento, come mostrato nella seguente Figura 4-4.

Dalle figure di seguito riportate si evidenzia come:

- **Le aree interessate dall'impianto fotovoltaico non interferiscono con la perimetrazione del rischio alluvioni**, come da cartografia messa a disposizione sul portale regionale;
- **il percorso dell'elettrodotto interrato non interferisce con la perimetrazione del rischio alluvioni.**

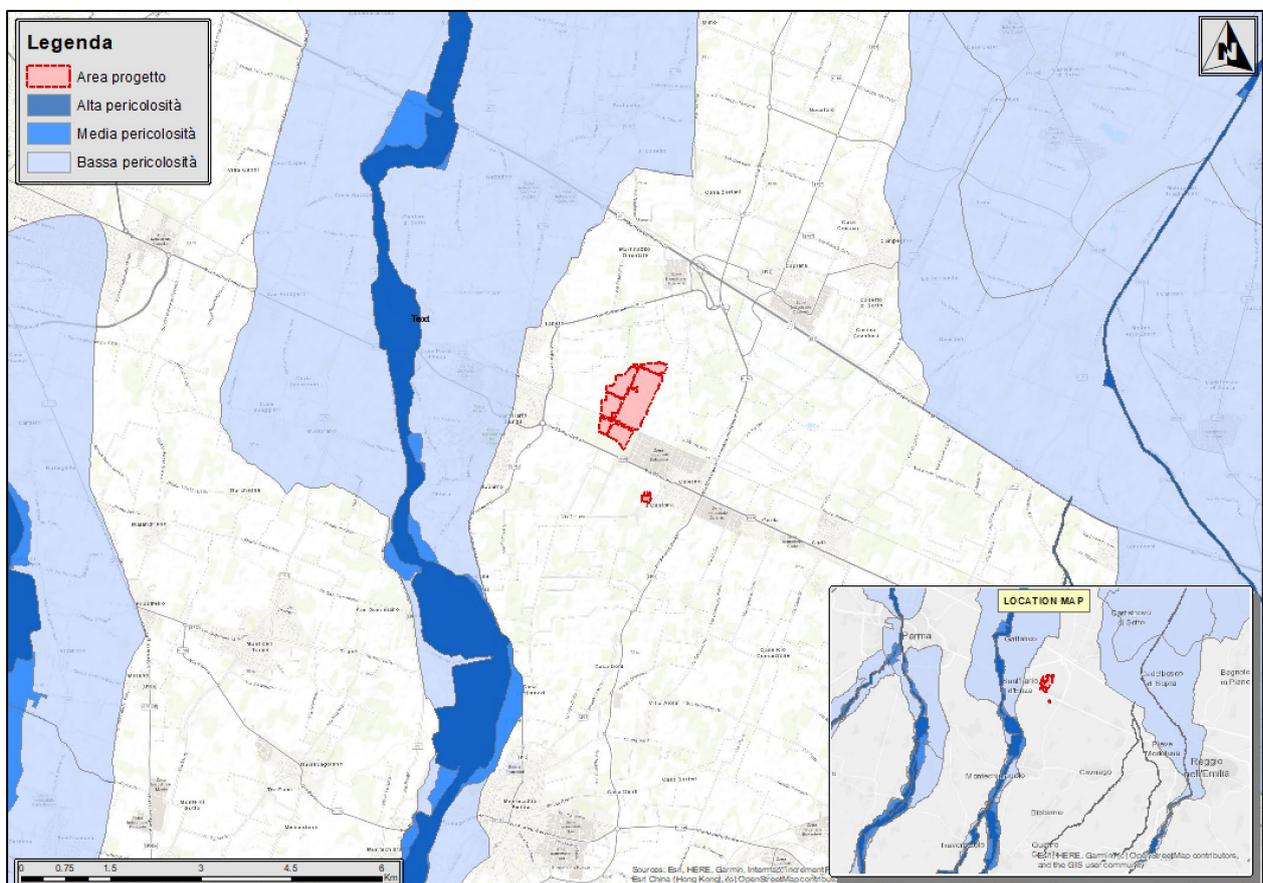


Figura 4-4 - Sovrapposizione con cartografia tematica PAI

Occorre osservare che il presente studio è stato elaborato ai fini di definire limiti e gli accorgimenti da assumere per rendere l'intervento compatibile con le criticità rilevate, in base al tipo di pericolosità e

al livello di esposizione locali, così come previsto nelle "Disposizioni specifiche" di cui al punto 5.2 dell'Allegato 1 alla D.G.R. 1300/2016.

A seguito dell'entrata in vigore delle seguenti normative:

- Deliberazione n. 5 del 17 dicembre 2015 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po è adottato il "Progetto di Variante al Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino Ffiume Po (PAI) - Integrazioni all'Elaborato 7 (Norme di Attuazione) e al Piano stralcio per l'assetto idrogeologico del Delta del fiume Po (PAI Delta) - Integrazioni all'Elaborato 5 (Norme di Attuazione), pubblicata in Gazzetta Ufficiale il 16.02.2016 (data di decorrenza delle misure di salvaguardia)";
- D.G.R. n. 1300 del 01/08/2016 " Prime disposizioni regionali concernenti l'attuazione del piano di gestione del rischio di alluvione nel settore urbanistico, ai sensi dell'art.58 elaborato n.7 (norme di attuazione) e dell'art.22 elaborato n. 5 (norme di attuazione) del progetto di variante al PAI e al PAI delta adottato dal comitato istituzionale Autorita' di Bacino del Fiume Po con deliberazione n. 5/2015";

Si ricorda che, ai fini del rilascio del Permesso di Costruire o dell'efficacia della Segnalazione Certificata di Inizio Attività inerente gli immobili interessati da interventi edilizi in quanto ricadenti in area interessata dal Reticolo Secondario di Pianura (RSP), occorre prendere in considerazione le "Disposizioni specifiche" di cui al punto 5.2 dell'Allegato 1 alla D.G.R. 1300/2016 e predisporre la documentazione tecnica prevista all'ultimo capoverso di tali Disposizioni consistente in una "valutazione che consenta di definire gli accorgimenti da assumere per rendere l'intervento compatibile con le criticità idrauliche rilevate, in base al tipo di pericolosità e al livello di esposizione".

L'area di progetto ricade nelle aree incluse nel Reticolo Secondario di Pianura (RSP) delimitate nell'ambito delle precedenti normative, come mostrato nella seguente Figura 4-5.

Nel seguito si riporta un breve stralcio della Delibera Regionale 1300/2016.

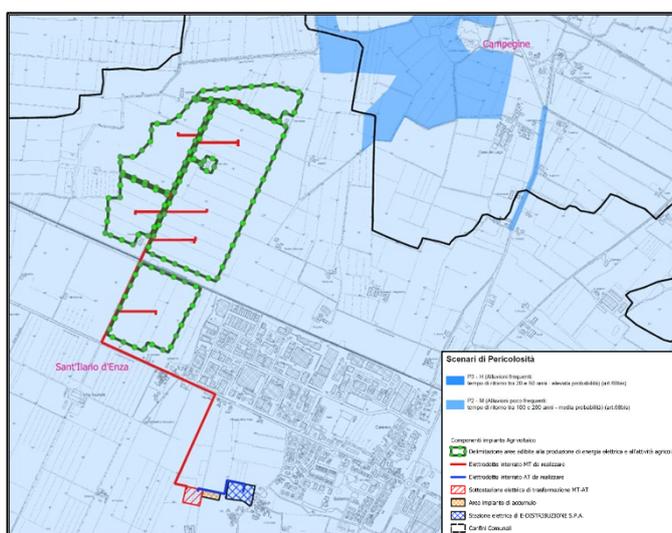


Figura 4-5 - Inquadramento dell'area di progetto nelle mappe di pericolosità del RSP

4.1.1. Ambito di riferimento

Il Reticolo secondario di pianura (RSP) è costituito dai corsi d'acqua secondari di pianura gestiti dai Consorzi di bonifica e irrigui nella medio - bassa pianura padana. La perimetrazione delle aree potenzialmente allagabili è stata effettuata con riferimento agli scenari di alluvione frequente (P3) e poco frequente (P2) previsti dalla Direttiva. Il metodo di individuazione delle aree soggette ad alluvioni è stato di tipo prevalentemente storico - inventariale e si è basato sugli effetti di eventi avvenuti generalmente negli ultimi 20-30 anni in quanto ritenuti maggiormente rappresentativi delle condizioni di pericolosità connesse con l'attuale assetto del reticolo di bonifica e del territorio. A questa tipologia di aree si aggiungono limitate zone individuate mediante modelli idrologico - idraulici e aree delimitate sulla base del giudizio esperto degli enti gestori in relazione alla incapacità, più volte riscontrata, del reticolo a far fronte ad eventi di precipitazione caratterizzati da tempi di ritorno superiori (in media) a 50 anni (individuato come tempo di ritorno massimo relativo allo scenario P3). Stante le caratteristiche proprie del reticolo, nello scenario di alluvione poco frequente (P2), l'inviluppo delle aree potenzialmente allagabili, coincidente con gran parte dei settori di pianura dei bacini idrografici, ha carattere indicativo e necessita di ulteriori approfondimenti di tipo conoscitivo. Ne deriva che l'estensione delle aree interessate da alluvioni rare (P1) è ricompresa, di fatto, nello scenario P2. Le alluvioni dovute ad esondazione del reticolo artificiale di bonifica, seppure caratterizzate da alta frequenza, presentano tiranti e velocità esigui che danno origine a condizioni di rischio medio (R2) e moderato/nullo (R1) e in casi limitati, prevalentemente situati in zone urbanizzate e insediate interessate da alluvioni frequenti, a condizioni di rischio elevato (R3). La mitigazione delle condizioni di rischio per il patrimonio edilizio esistente si fonda su azioni di protezione civile ed eventualmente di autoprotezione e di protezione passiva. Per quanto riguarda gli interventi edilizi nel seguito dettagliati si fa riferimento alle disposizioni specifiche sotto riportate.

4.1.2. Disposizioni specifiche

In relazione alle caratteristiche di pericolosità e rischio descritte nel paragrafo precedente, nelle aree perimetrate a pericolosità P3 e P2 dell'ambito Reticolo Secondario di Pianura, laddove negli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica non siano già vigenti norme equivalenti, si deve garantire l'applicazione:

- di misure di **riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte**, anche ai fini della tutela della vita umana;

- di misure volte al **rispetto del principio dell'invarianza idraulica**, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio.

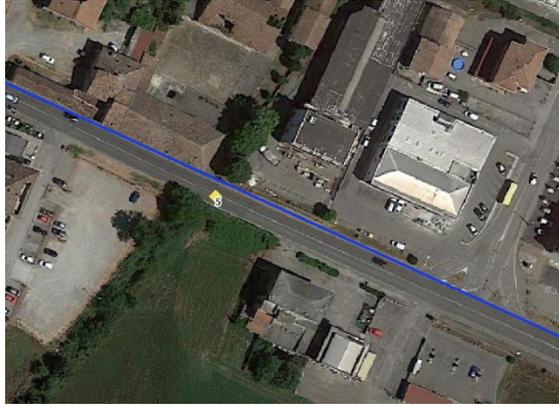
Le successive indicazioni operative incluse nei documenti normativi vanno considerate per il rilascio dei titoli relativi agli interventi edilizi che non rientrano nel caso in esame.

In ottemperanza alle disposizioni delle normative vigenti, **il presente studio è stato pertanto redatto al fine di verificare e ridurre la vulnerabilità degli interventi progettuali e garantire il principio dell'invarianza idraulica degli stessi.**

5. Obiettivi dello studio idrologico ed idraulico

Sebbene le aree di impianto non ricadano in aree a pericolosità/rischio idraulico del reticolo principale, si procederà ad effettuare uno studio di idrologico ed idraulico di dettaglio, in modo da procedere alle verifiche in moto vaio bidimensionale dei tratti d'asta prossimi alle aree di intervento ed al dimensionamento adeguato del sistema di drenaggio delle viabilità di progetto, costituito da cunette, fossi di guardia e tombini idraulici di attraversamento. Per quanto riguarda il tratto di cavidotto interrato di MT, che permetterà la connessione alla RTN e che lungo il percorso interferisce in più punti con il reticolo esistente e con tombini idraulici di attraversamento, il tracciato è stato studiato in modo da sfruttare quanto più possibile percorsi di viabilità esistente nella maggiore consistenza e comunque interni o prossimi alle sedi di pertinenza della viabilità esistente. Ciò al fine di escludere l'introduzione di elettrodotti all'interno di aree private a vocazione agricola. Di seguito si riporta il report contenente il censimento dei tombini idraulici di attraversamento interferenti con il percorso del cavidotto in progetto.



2 - Tombino		
3 - Tombino		
4 - Tombino		

Considerato che detto cavidotto sarà posato a profondità di circa 1.00 m rispetto al piano campagna, non interferirà direttamente con il libero deflusso delle acque del reticolo esistente.

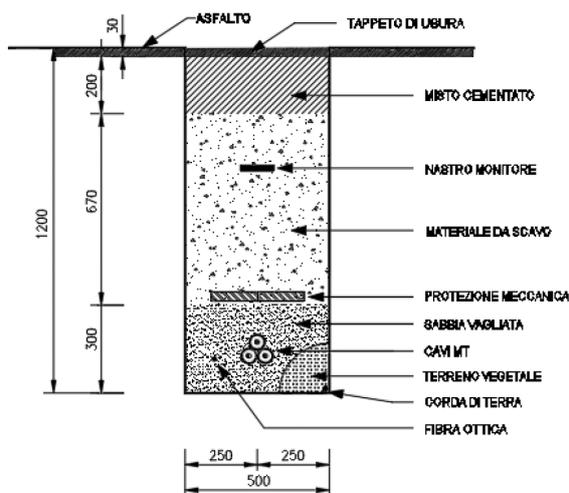


Figura 5-1 - Sezione tipo cavidotto su strada

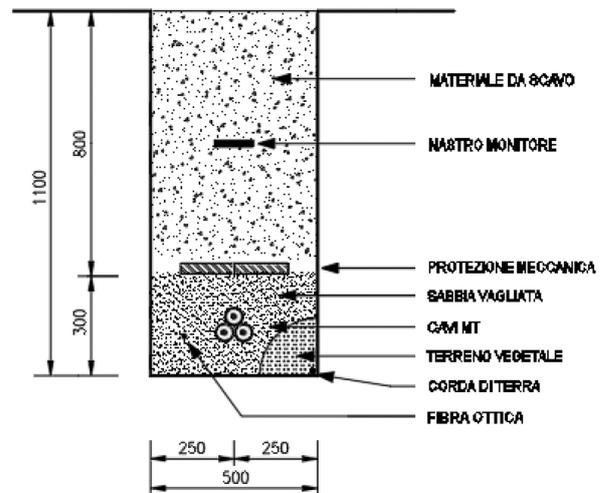


Figura 5-2 - Sezione tipo cavidotto su terreno

Più in particolare, per quasi la totalità dello sviluppo, il cavidotto sarà posto in opera con sezione tipo su strada, essendo lo stesso posato sulla viabilità secondaria comunale. In corrispondenza degli attraversamenti esistenti, il cavidotto MT sarà ancorato/staffato alle strutture, in modo da non interferire con il libero deflusso delle acque.

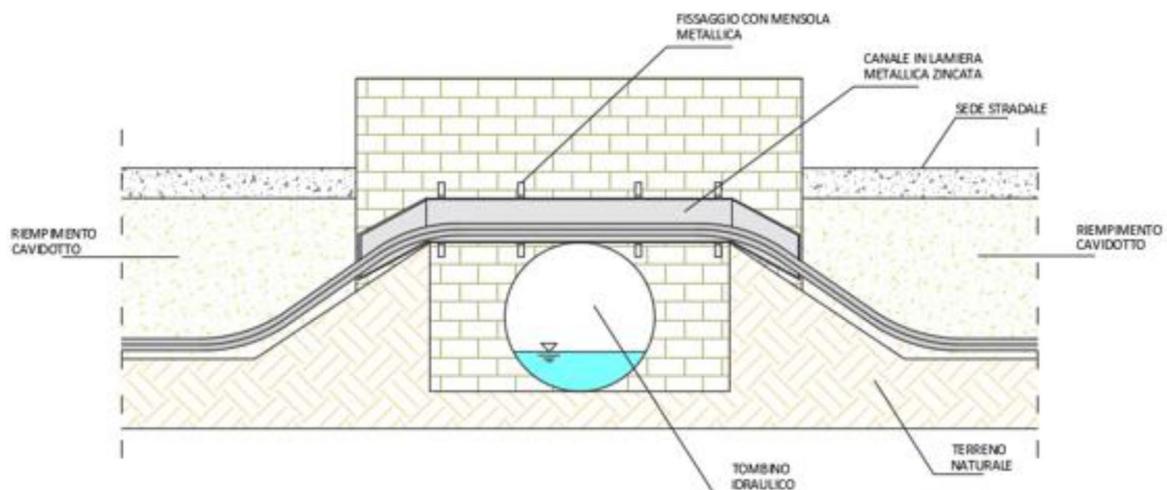


Figura 5-3 - Sezione tipo di attraversamento mediante staffatura

In alternativa è possibile ricorrere alla tecnologia di trivellazione orizzontale controllata (TOC) che risulta spesso la soluzione più efficace per l'installazione di sotto-servizi limitando al minimo le zone di lavoro ed eliminando completamente la vista del canale metallico. Con questa tecnica è possibile eseguire

l'attraversamento anche sotto il fosso naturale (immediatamente dopo lo sbocco) senza interessare la struttura del tombino idraulico.

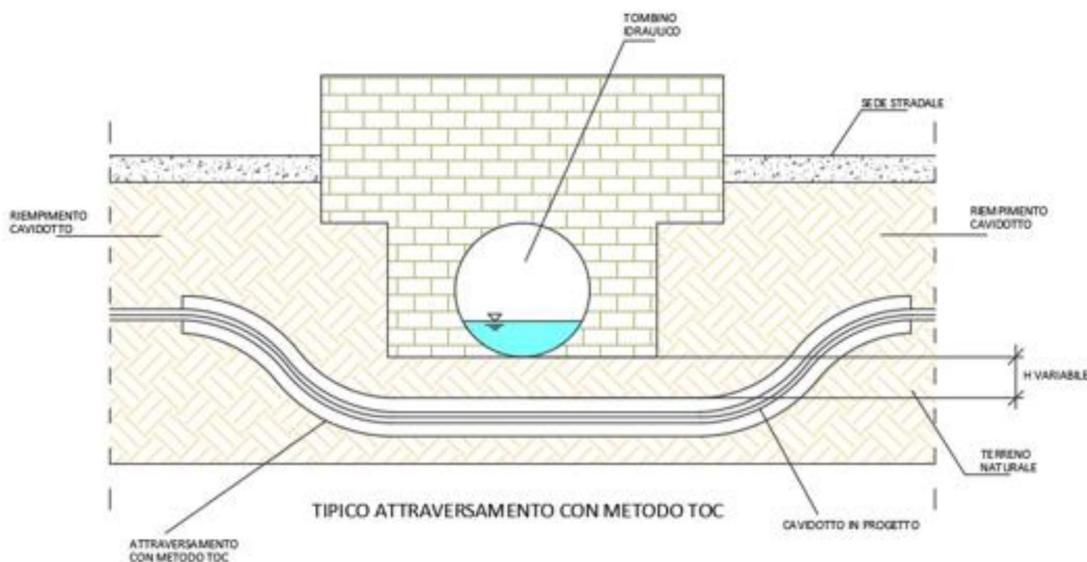


Figura 5-4 - Sezione tipo di attraversamento mediante TOC

Per la definizione delle fasi operative e ad integrazione delle analisi idrologiche ed idrauliche effettuate nei successivi capitoli, si procederà, nei livelli successivi di progettazione, ad effettuare uno studio idraulico di maggior dettaglio dell'area, mirato a ottimizzare la gestione del cantiere e, qualora necessario, definire eventuali misure e/o opere di mitigazione temporanee per la sicurezza delle maestranze e mezzi impiegati nelle lavorazioni.

6. Analisi idrologica

In fase di analisi idrologica, si procederà a definire la pluviometria dell'area, da usare successivamente come base per i dimensionamenti e le verifiche idrauliche. Le analisi sono state effettuate attraverso metodi di stima indiretta che, a partire dalla definizione delle curve di possibilità pluviometrica (CPP), esprimenti la relazione fra le altezze di precipitazione h e la loro durata t , e dalla perimetrazione dei bacini, hanno consentito la stima delle portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno. Nei paragrafi a seguire verranno descritte nel dettaglio le varie fasi dello studio idrologico.

Gli afflussi naturali sono stati determinati, per assegnati tempi di ritorno, tramite l'impiego di piogge estreme regionalizzate nell'ambito del progetto VAPI-CNR dello studio del GNDCI (*Gruppo*

Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche) con il modello probabilistico che adotta la distribuzione TCEV (*Two-Component Extreme Value*).

L'adozione di tale metodo di indagine idrologica è stata ritenuta più appropriata per l'area in oggetto, in quanto garantisce risultati già ampiamente testati e quindi ritenuti sufficientemente cautelativi rispetto a quelli desumibili dai metodi tradizionali di elaborazione statistica.

Con il modello regionalizzato, in base alla scelta del tempo di ritorno che coincide con la scelta del "rischio idraulico", si ottengono le intensità di pioggia critiche.

6.1. Base dati utilizzata

L'area interessata dagli studi VAPI-CNR comprende i bacini idrografici affluenti in destra Po compresi tra lo Scrivia ed il Panaro (Ufficio Idrografico del Po di Parma), i bacini idrografici con foce in Adriatico compresi tra il fiume Reno ed il fiume Tronto (Compartimento SIMN di Bologna), nonché quelli con foce in Tirreno tra il Serchio e l'Albegna (Compartimento SIMN di Pisa) e tra il Marta a Nord ed il Tevere a Sud (Compartimento SIMN di Roma).

La rete pluviometrica di riferimento risulta composta da 1556 stazioni di misura con numerosità variabile da 1 a 72 anni, per 540 delle quali sono disponibili anche le osservazioni relative ai massimi annuali delle altezze di pioggia di durata inferiore al giorno, con numerosità variabile da 1 a 62 anni. L'analisi statistica è stata condotta sulle stazioni con almeno 30 anni di osservazione, individuando così 792 stazioni di misura della precipitazione giornaliera (numerosità media campionaria 48 anni) e 240 delle piogge di durata 1-24 ore (numerosità media campionaria di 43 anni).

6.2. Distribuzione TCEV

Il modello a doppia componente denominato TCEV (Rossi et al., 1984) ipotizza che i massimi annuali delle precipitazioni o delle portate al colmo non provengano tutti dalla stessa popolazione ma da due popolazioni distinte legate a differenti fenomeni meteorologici. Tale ipotesi è peraltro giustificata dalla presenza in quasi tutte le serie storiche delle precipitazioni e delle portate al colmo di uno o più valori (outliers) nettamente maggiori degli altri al punto da sembrare non provenienti dalla stessa popolazione dei rimanenti dati.

La funzione di probabilità cumulata del modello TCEV può essere espressa nella forma:

$$F_x(x) = \exp\left\{-\Lambda_1 \exp\left(-\frac{x}{\Theta_1}\right) - \Lambda_2 \exp\left(-\frac{x}{\Theta_2}\right)\right\} \quad x \geq 0$$

La funzione ha quattro parametri, Λ_1 , Θ_1 , Λ_2 e Θ_2 . I parametri contraddistinti dal pedice 1 sono relativi agli eventi più frequenti (componente base) mentre quelli con pedice 2 si riferiscono ad eventi più gravi e rari (componente straordinaria). Ognuna delle due componenti è, a tutti gli effetti, una legge di Gumbel.

I parametri Λ_1 e Λ_2 esprimono, rispettivamente per le due componenti, il numero medio annuo di eventi indipendenti superiori ad una soglia. I parametri Θ_1 e Θ_2 esprimono invece la media di tali eventi.

Spesso è utile fare riferimento, anziché alla X , alla variabile standardizzata

$$Y = \frac{X}{\Theta_1} - \ln \Lambda_1,$$

caratterizzata dalla funzione di probabilità cumulata:

$$F_Y(y) = \exp\left\{-\exp(-y) - \Lambda_* \exp\left(-\frac{y}{\Theta_*}\right)\right\}$$

nella quale risulta:

$$\Theta_* = \Theta_2 / \Theta_1 \quad e \quad \Lambda_* = \Lambda_2 / \Lambda_1^{1/\Theta_*}$$

L'espressione completa della funzione di probabilità cumulata della TCEV può essere ulteriormente semplificata facendo riferimento alla variabile adimensionale $K_{t,Tr} = X_{t,Tr} / \mu(X_t)$ dove con $\mu(X_t)$ si è indicato il *valore indice* (la media della variabile). La funzione di probabilità cumulata di questa nuova variabile $K_{t,Tr}$ è la cosiddetta *curva di crescita* la quale dipende dai parametri Λ_* , Θ_* , Λ_1 e Θ_1 , l'ultimo dei quali è rappresentabile analiticamente in funzione della media.

Tale curva risulta avere validità nell'ambito di sottozone omogenee, per cui rappresenta uno strumento di uso particolarmente comodo. Infatti, nell'ambito delle suddette sottozone, è sufficiente determinare la media della variabile ($\mu(X_t)$) per avere, a partire dalla $K_{t,Tr}$, la distribuzione di probabilità finale.

$$F_X(x) = \mu(X_t) K_{t,Tr}$$

6.3. Approccio gerarchico alla stima regionale dei parametri

Sulle relazioni che intercorrono tra momenti teorici e parametri della distribuzione TCEV si basa la strutturazione regionale della stima dei parametri del modello TCEV, in particolare con riferimento ai momenti del secondo e del terzo ordine.

Va innanzitutto detto che mediante l'espressione dei momenti teorici del modello TCEV, si dimostra che il coefficiente di variazione teorico dipende da Λ_* , Θ_* e Λ_1 ed è quindi indipendente da Θ_1 , mentre il coefficiente di asimmetria teorico dipende da Λ_* e Θ_* ed è quindi indipendente da Λ_1 e Θ_1 .

La stima su base regionale di parametri dipendenti da momenti di ordine elevato si rende necessaria in quanto i coefficienti di asimmetria e di variazione campionari, espressi rispettivamente dalle relazioni:

$$C_A = \sqrt{N} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^3}{\left[\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \right]^{3/2}} \quad C_V = \frac{N}{\sqrt{N-1}} \cdot \frac{\left[\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \right]^{3/2}}{\sum_{i=1}^N x_i}$$

stimati dalle serie storiche dei massimi annuali delle portate istantanee, o delle piogge di fissata durata, presentano una variabilità spaziale che nell'ambito di vaste aree non è superiore alla variabilità campionaria. In altri termini, presentano variabilità campionaria molto elevata, ma bassa variabilità spaziale.

Ciò consente di ipotizzare l'esistenza di regioni nelle quali si può ammettere che i valori teorici di tali momenti siano costanti. Per le relazioni di cui si è detto in precedenza si ha come conseguenza la costanza dei parametri del modello TCEV direttamente legati ai suddetti momenti campionari.

La procedura di regionalizzazione adottata nello studio regionale è di tipo gerarchico strutturata su tre livelli:

I° Livello di regionalizzazione:

Si assume che il coefficiente di asimmetria C_A sia costante in una regione molto ampia (l'intera Italia Appenninica ed insulare ad eccezione della Sardegna). Ciò implica, per quanto detto in precedenza, la costanza dei parametri Λ_* e Θ_* del modello TCEV nella medesima zona.

Inoltre in una regione omogenea rispetto a Λ_* e Θ_* , risulta unica la funzione di probabilità cumulata della variabile standardizzata Y , in quanto essa dipende soltanto dai due suddetti parametri del modello. In assenza di dati sufficienti a mettere in discussione localmente la validità di questa assunzione, si pone che ovunque Λ_* e Θ_* assumano i valori calcolati nell'ambito della zona unica.

II° Livello di regionalizzazione

Al secondo livello di regionalizzazione si assume che la regione omogenea rispetto a Λ_* e Θ_* possa suddividersi in sottozona in cui il coefficiente di variazione C_V risulti costante, nel senso che vari con piccoli scarti di disturbo spaziale intorno a valori medi differenti da una zona all'altra.

Per il modello TCEV questo si traduce nella costanza del parametro Λ_1 , nella sottozona omogenea, oltre che di Λ_* e Θ_* . Il valore di Λ_1 relativo alla sottozona va stimato utilizzando tutti i dati disponibili nella zona.

Se si individua una sottozona omogenea rispetto a Λ_1 la variabile $K_{t,T} = X_{t,T} / \mu(X_t)$ risulta identicamente distribuita, si ha cioè una curva di crescita unica per l'intera sottozona.

III° Livello di regionalizzazione

Il terzo livello di regionalizzazione consiste nell'individuazione di aree omogenee nelle quali sia possibile determinare le relazioni che legano la media $\mu(X_t)$ (valore indice) alle caratteristiche fisiche di interesse.

Nel seguito si fa riferimento al valore indice della precipitazione $\mu(X_t)$ in quanto l'ipotesi di aree con caratteristiche morfologiche (es. quota) e climatiche tali da poter definire un valore indice $\mu(X_t)$ costante è applicabile solo per le piogge e spesso non è verificata.

6.4. Curve regionali di crescita delle precipitazioni

Nell'analisi delle piogge orarie per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la curva di probabilità pluviometrica:

$$\mu(X_t) = a t^n$$

La stima delle precipitazioni per fissata durata in corrispondenza di un dato tempo di ritorno avviene tramite il calcolo dei valori della media dei massimi delle precipitazioni stesse X_t relative ad una generica durata t , e la successiva amplificazione delle stesse attraverso il fattore di crescita (della media con il periodo di ritorno) K_T

$$h_{t,T} = \mu(X_t) K_T$$

6.5. Analisi delle precipitazioni con il metodo VAPI EMILIA ROMAGNA

In questo capitolo si illustreranno i risultati del Progetto VAPI per la stima delle portate di assegnato tempo di ritorno per il territorio di interesse in questo studio. Questa sintesi è stata articolata con riferimento a indagini effettuate nella modellazione dei dati pluviometrici ed idrometrici della regione, contenute nelle seguenti memorie e rapporti tecnici:

- *“Valutazione delle piogge estreme in Romagna e Marche”* [Franchini e Galeati, 1994] e *“La regionalizzazione delle piogge intense mediante modello TCEV. Una applicazione alla regione Romagna Marche”* [Franchini e Galeati, 1994], per quanto riguarda la modellazione statistica dei dati pluviometrici relativi agli eventi massimi annuali osservati nel territorio del compartimento SIMN di Bologna.
- *“Il fattore di riduzione delle piogge all’area. Stima di una legge interpretativa”* [Benaglia, 1996], per quanto riguarda la modellazione del fattore di riduzione areale delle piogge intense (ARF) osservate nelle stazioni pluviometriche dislocate nel bacino del Reno e bacini limitrofi.
- *“Analisi regionale dei massimi annuali delle portate al colmo per la regione Romagna Marche”* [Franchini e Galeati, 1996] e *“Analisi delle portate massime annuali su intervalli di assegnata durata nei corsi d’acqua della regione Romagna Marche”* [Franchini e Galeati, 1998] per quanto riguarda la modellazione statistica degli eventi idrometrici massimi annuali osservati nel territorio del compartimento SIMN di Bologna; *“La valutazione regionale del rischio di piena con il metodo della portata indice”* [Brath e Franchini, 1998] per quanto riguarda la modellazione statistica degli eventi idrometrici massimi annuali osservati nell’Italia settentrionale; *“La stima della portata indice mediante metodi indiretti”* [Brath et al., 1999b] per quanto riguarda la modellazione della portata indice con riferimento ai dati disponibili sul territorio del compartimento SIMN di Bologna e sui bacini appenninici emiliano affluenti in sponda destra del Po compresi tra i fiumi Scrivia e Panaro sui quali ha competenza l’Ufficio Idrografico per il Po.
- *“Valutazione delle piogge intense nell’Italia centrosettentrionale”* [Brath et al., 1998], per quanto riguarda la modellazione statistica dei dati pluviometrici relativi agli eventi massimi annuali osservati nel territorio di competenza dei compartimenti SIMN di Bologna, Pisa e Roma. Questo studio è stato ultimamente affinato considerando anche i dati pluviometrici relativi ai bacini idrografici affluenti in destra Po, dallo Scrivia al Panaro, gestiti dell’Ufficio Idrografico del Po di Parma. I risultati sono raccolti in *“Valutazione regionale degli indici di*

rischio idropluviometrico in alcune regioni dell'Italia centrale e settentrionale" [Brath et al., 1999a] ed in *"La valutazione delle piogge intense su base regionale"* [Brath e Franchini, 1999].

L'analisi pluviometrica inizialmente svolta da Franchini e Galeati [1994] in riferimento al compartimento SIMN di Bologna ha portato all'identificazione di 2 sotto zone omogenee (SZO), una zona costiera ed una zona appenninica, la cui omogeneità in senso statistico è stata confermata in un successivo studio da Brath et al. [1998]. Tale studio si estende anche ai bacini idrografici di competenza dei SIMN di Pisa e Roma. Esso ha portato alla identificazione nell'ambito delle regioni Toscana, Umbria e Lazio di due ulteriori SZO: la prima include la zona tirrenica costiera e parte della vallata del Tevere, mentre la seconda i contrafforti appenninici lungo il versante tirrenico. Un più recente studio, che integra i precedenti dati pluviometrici con quelli relativi ai bacini idrografici in destra Po compresi tra lo Scrivia e il Panaro (cfr. Brath e Franchini, 1999), ha infine condotto ad una leggera modifica nella suddivisione delle 2 SZO omogenee individuate sul versante adriatico ed alla delimitazione di 3 ulteriori SZO nel territorio di competenza dell'Ufficio Idrografico del Po di Parma.

L'intero territorio d'indagine risulta pertanto suddiviso in 7 SZO omogenee (Figura 6-1) nei confronti delle precipitazioni intense, le cui curve di crescita, che determinano in maniera univoca la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente probabilistico di crescita K_T , risultano completamente definite dai parametri riportati nella seguente Tabella 6-1.

Sottozona	Λ^*	Θ^*	Λ_1	η
A	0.109	2.361	24.700	4.001
B	1.528	1.558	39.200	5.335
C	1.528	1.558	25.700	4.913
D	0.361	2.363	29.000	4.634
E	0.044	3.607	30.450	4.135
F	0.144	2.042	33.030	4.321
G	0.221	3.322	30.780	4.628

Tabella 6-1 - Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge giornaliere nelle 7 SZO

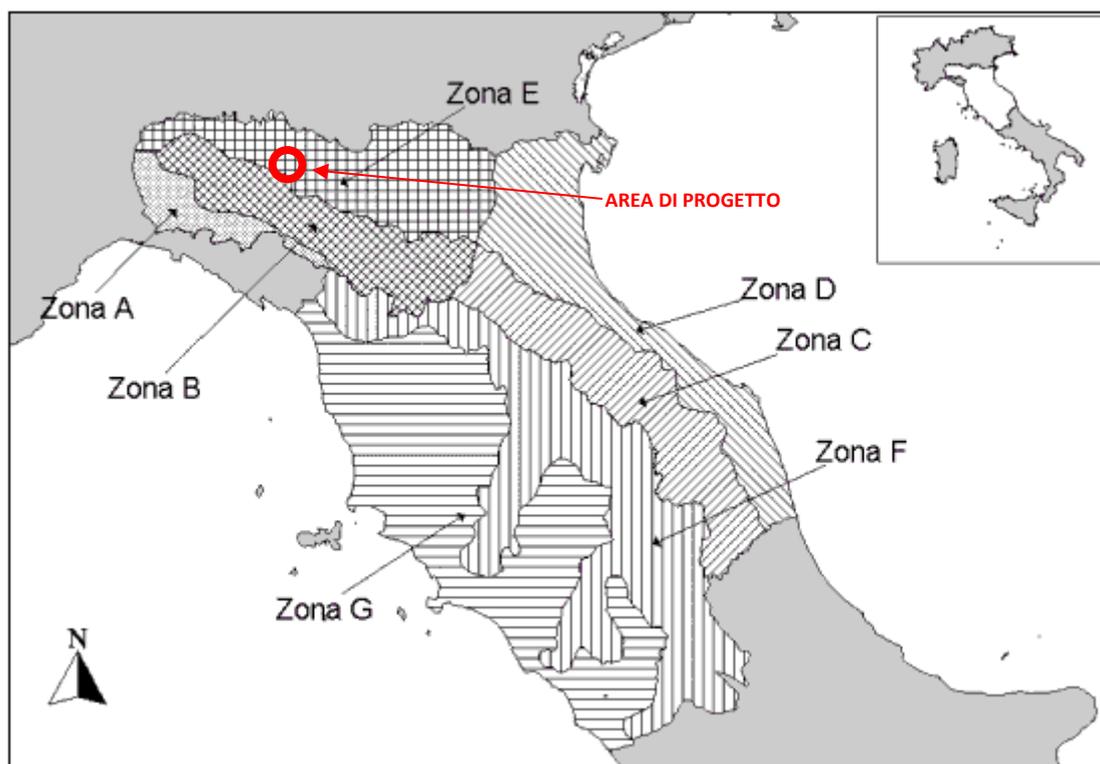


Figura 6-1 - Suddivisione in sottozone pluviometriche omogenee

I corrispondenti valori del fattore di crescita K_T , per diversi tempi di ritorno, sono invece riportati nella seguente tabella :

Sottozona	T (anni)										
	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
SZO A	0.93	1.24	1.46	1.70	1.78	1.95	2.04	2.34	2.68	3.18	3.57
SZO B	1.01	1.30	1.51	1.71	1.77	1.90	1.97	2.17	2.37	2.63	2.83
SZO C	1.01	1.33	1.55	1.77	1.84	1.98	2.05	2.27	2.48	2.77	2.99
SZO D	0.87	1.19	1.44	1.72	1.82	2.02	2.13	2.45	2.79	3.23	3.57
SZO E	0.93	1.22	1.43	1.64	1.72	1.89	1.98	2.32	2.78	3.53	4.13
SZO F	0.93	1.23	1.43	1.65	1.72	1.87	1.95	2.20	2.47	2.86	3.17
SZO G	0.88	1.22	1.50	1.87	2.01	2.32	2.47	2.96	3.46	4.12	4.61

Tabella 6-2 - Valori del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge giornaliere

Per ottenere il valore della precipitazione indice di durata d cui fare riferimento per calcolare il valore della precipitazione di assegnata durata e tempo di ritorno per la regione in esame si utilizza una formulazione analoga alla classica curva di possibilità climatica del tipo:

$$m(h_d) = m(h_1) \cdot d^n$$

con

$$n = \frac{\ln[m(h_g)] - \ln[m(h_1)] - \ln r}{\ln 24}$$

in cui:

- $m(h_d)$ rappresenta la media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione di durata d (ore);
- $m(h_g)$ identifica la media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione giornaliera;
- $m(h_1)$ è la media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione in 1 ora;
- r esprime il rapporto $m(h_g) / m(h_{24})$, pari a 0.89 nella regione di studio.

La definizione dei valori dei parametri $m(h_g)$ e $m(h_1)$ della precedente equazione viene effettuata mediante le mappe isoparametriche del territorio d'indagine (Brath et al., 1998 - Brath e Franchini, 1999):

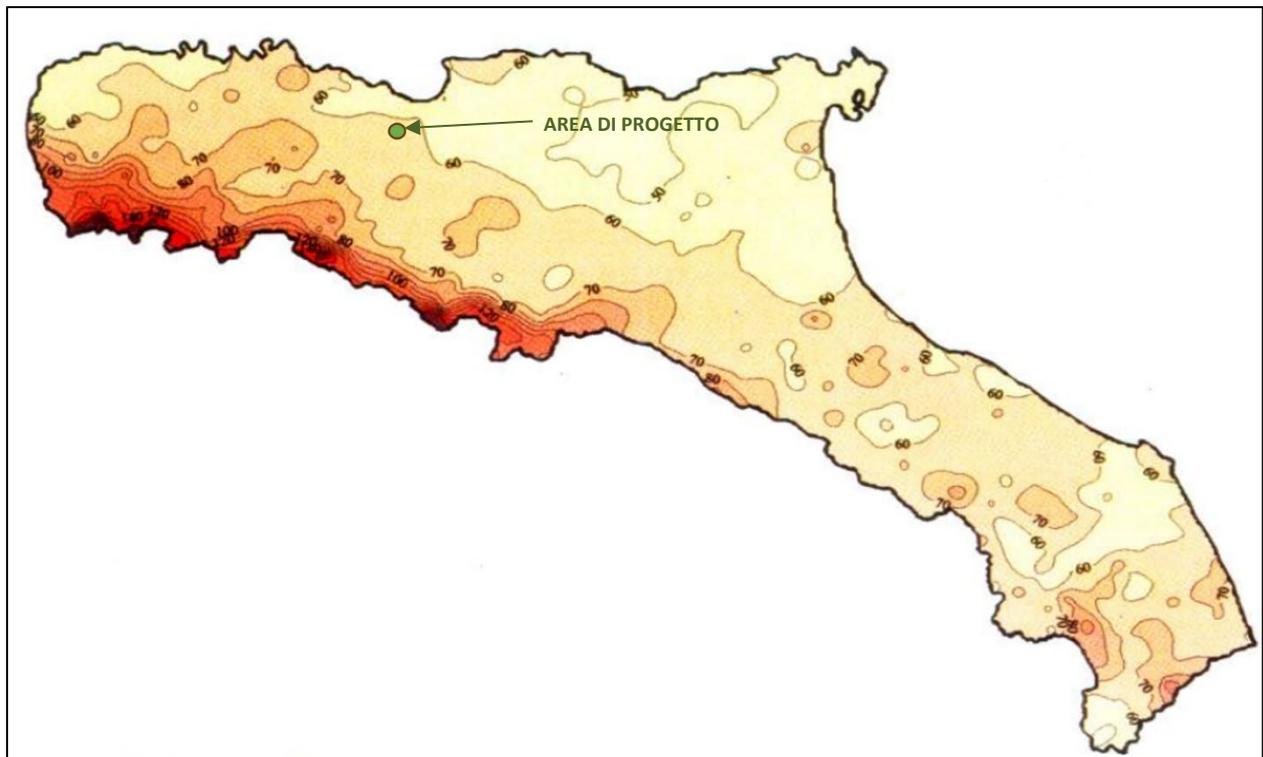


Figura 6-2 – Isolinee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di un giorno $m(h_g)$

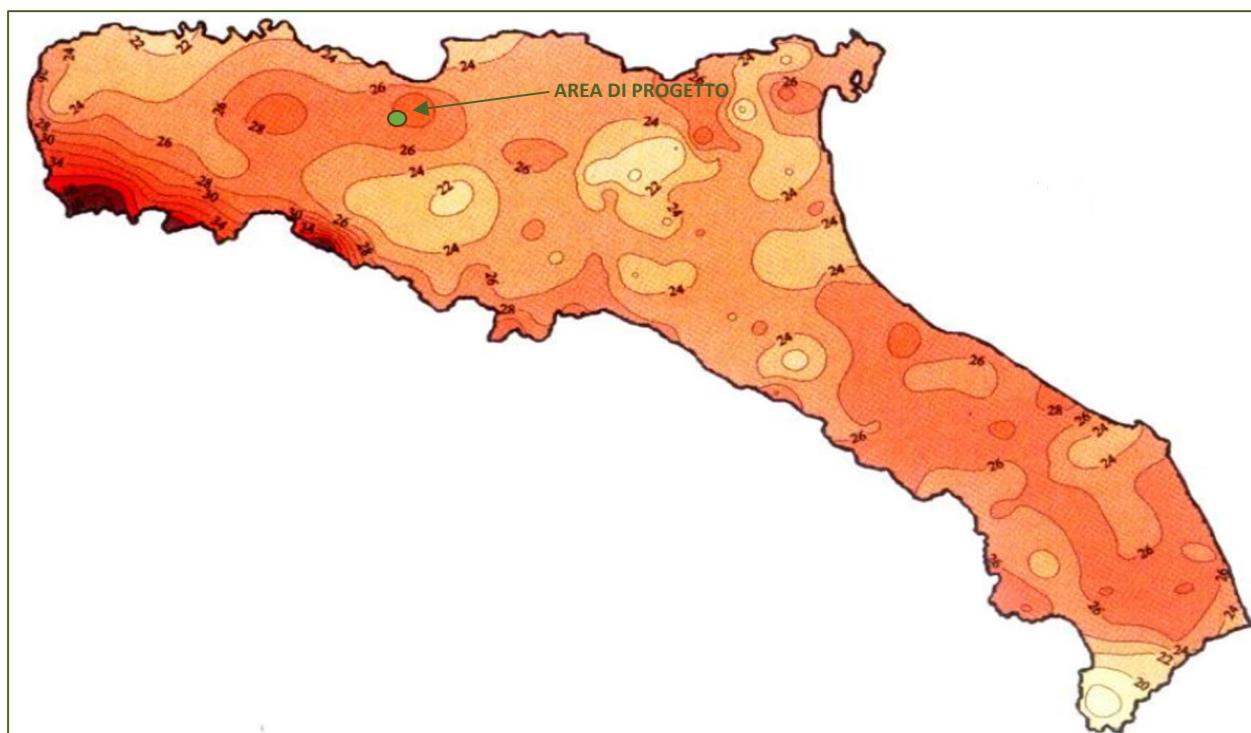


Figura 6-3 - Iso linee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di un'ora $m(h_1)$

Nel caso in esame sono stati adottati i seguenti parametri $m(h_g)$ e $m(h_1)$ per il calcolo della pioggia indice $m(h_d)$:

PARAMENTRI PIOGGIA INDICE		
$m(h_g)$	$m(h_1)$	n
62	28	0.298

Tabella 6-3 – Valore dei parametri adottati

Applicando pertanto la procedura VAPI sono stati ottenuti i seguenti risultati, riportati in forma numerica in Tabella 6-4 e in forma grafica in Figura 6-4:

t ore	h_{TR2} mm	h_{TR5} mm	h_{TR10} mm	h_{TR20} mm	h_{TR25} mm	h_{TR30} mm	h_{TR40} mm	h_{TR50} mm	h_{TR100} mm	h_{TR200} mm	h_{TR300} mm	h_{TR500} mm	h_{TR1000} mm
1	31.1	43.5	52.2	61.4	64.5	67.2	71.8	75.6	89.9	109.4	122.9	141.2	166.6
3	38.8	52.6	62.3	72.5	76.0	79.0	84.0	88.3	104.2	125.8	140.9	161.1	189.4
6	44.7	59.8	70.4	81.5	85.4	88.7	94.2	98.8	116.3	139.9	156.4	178.6	209.5
12	51.5	67.8	79.2	91.2	95.3	98.9	104.8	109.9	128.6	154.1	171.9	195.8	229.1
24	57.6	75.7	88.5	101.9	106.5	110.5	117.1	122.7	143.7	172.2	192.0	218.7	255.9

Tabella 6-4 - Calcolo altezze di pioggia al III livello di regionalizzazione

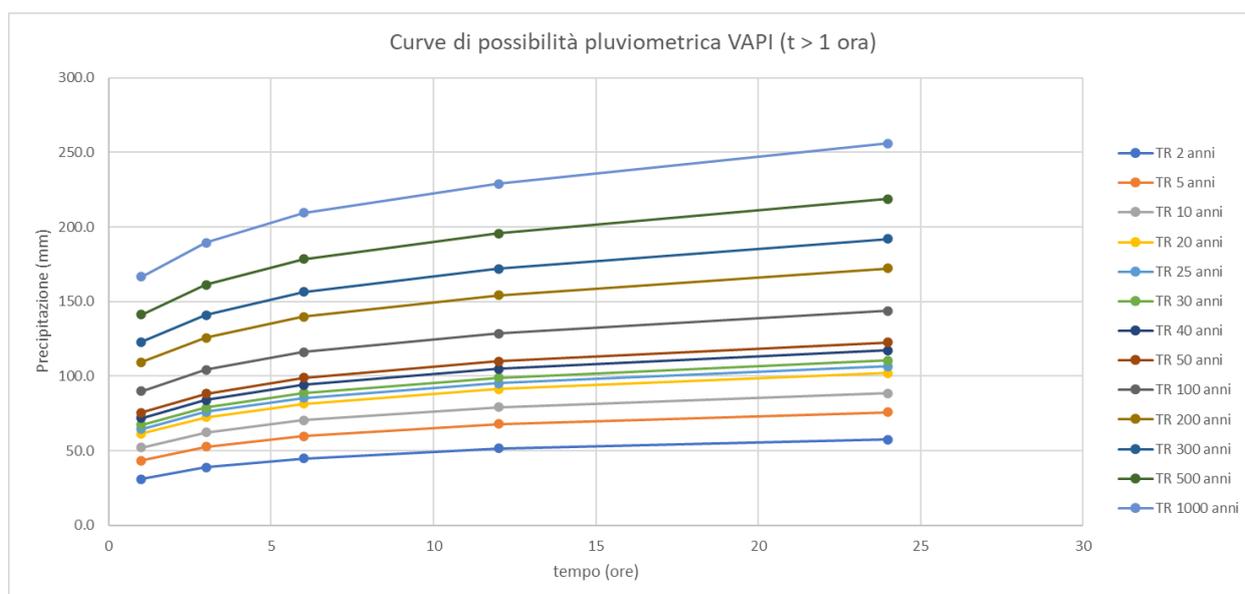


Figura 6-4 - Curve di possibilità pluviometrica per l'area di studio

Nella seguente Tabella 6-5 sono riassunti i parametri delle curve di possibilità pluviometrica:

Parametri CPP		
TR anni	a	n
2	31.26	0.156
5	43.48	0.156
10	52.09	0.156
20	61.13	0.156
25	64.26	0.156
30	66.93	0.156
40	71.41	0.156
50	75.19	0.156
100	89.33	0.156
200	108.54	0.156
300	121.93	0.156
500	139.92	0.156
1000	165.01	0.156

Tabella 6-5 - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica

Al fine di determinare i parametri delle curve di possibilità pluviometrica per eventi di durata inferiore all'ora è stata utilizzata la formula di Bell:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

nella seguente Tabella 6-6 vengono riportati i parametri delle curve di possibilità pluviometrica per piogge di durata minore di un'ora.

Parametri CPP		
<i>TR</i> <i>anni</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
2	32.41	0.47
5	45.32	0.47
10	54.42	0.47
20	63.97	0.47
25	67.26	0.47
30	70.09	0.47
40	74.83	0.47
50	78.81	0.47
100	93.74	0.47
200	114.03	0.47
300	128.17	0.47
500	147.16	0.47
1000	173.65	0.47

Tabella 6-6 - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica t<1 ora

6.6. Bacini idrografici di riferimento

La definizione dei lineamenti morfologici dei bacini idrografici dell'area di studio è stata effettuata in ambiente GIS utilizzando l'informazione altimetrica (DTM 10.0m x 10.0m in formato GeoTiff) acquisita attraverso il portale Tintaly dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

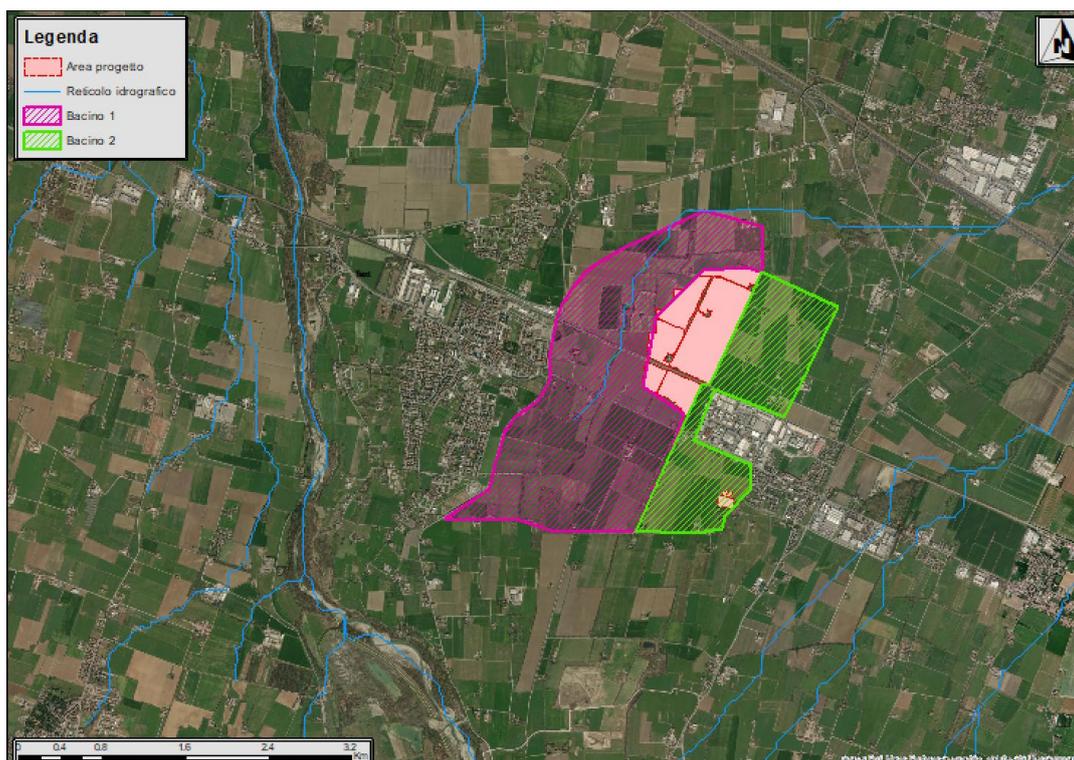


Figura 6-5 - Bacini idrografici di riferimento

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche morfologiche individuate per ciascun bacino:

Bacino	Area	Lunghezza asta	Z _{MAX}	Z _{MIN}	Z _{MED}	ΔZ	i _{MED}
n.	km ²	km	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m	m/m
1	3.90	4.28	62	43	52.5	19	0.004
2	1.71	2.88	60	43	51.5	17	0.006

Tabella 6-7 - Caratteristiche dei bacini di studio

7. Determinazione delle portate di massima piena

7.1. Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Per procedere al calcolo dei valori di portata di piena corrispondenti ad assegnati tempi di ritorno si è proceduto alla definizione del tempo di corrivazione per ciascuno dei bacini considerati mediante le formulazioni più utilizzate in questo tipo di studi.

Una relazione frequentemente utilizzata per tale calcolo è la formula di *Giandotti* (1934) che tiene conto della morfologia del bacino:

$$t_c = \frac{(4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L)}{0.8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)}}$$

dove

- A rappresenta area del bacino sottesa alla sezione di calcolo [km²];
- L identifica lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua principale [km];
- H_m è quota media del bacino [m s.l.m.];
- H_0 è quota della sezione di chiusura [m s.l.m.].

La formula di Giandotti ha il pregio, rispetto ad altre relazioni, di comprendere nei parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione diverse caratteristiche dei bacini analizzati. Questo garantisce una ricostruzione dei tempi di corrivazione basata sui principali parametri dei medesimi.

Un'altra equazione spesso utilizzata per la stima del tempo di corrivazione è quella di *Ventura* (1905). La relazione ha la seguente espressione:

$$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$$

dove i_m è la pendenza media della rete di drenaggio ed A la superficie del bacino .

Un'ulteriore formulazione già ampiamente sperimentata in casi analoghi è quella di *Puglisi* che ha la seguente espressione:

$$t_c = 6 \cdot L^{2/3} \cdot (h_{max} - h_{min})^{-1/3}$$

dove

- t_c rappresenta il tempo di corrivazione (h)
- h_{max} è la quota massima del bacino
- h_{min} identifica quota della sezione di chiusura (m s.l.m.)
- L è la lunghezza dell'asta principale (km)

Nell'ambito del presente studio è stata utilizzata anche la formula di *Pezzoli*, sviluppata sui dati di piccoli bacini montani di dimensioni inferiori ai 20 km²

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

Infine è stata applicata anche la formulazione di *Viparelli*, che ipotizza una velocità media di deflusso lungo l'asta principale L pari a 1.5 m/s:

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

La seguente Tabella 7-1 riporta il valore del tempo di corrivazione t_c utilizzando le differenti formulazioni. Ai fini del calcolo dei valori di portata di piena è stato utilizzato il valor medio di t_c per ciascun dei bacini considerati:

Bacino	T _c Giandotti	T _c Kirpich	T _c Pezzoli	T _c Puglisi	T _c Viparelli	T _c Ventura	T _c Media
n.	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]
1	2.47	1.62	3.54	6.02	0.91	3.76	2.60
2	1.66	1.07	2.06	4.79	0.59	2.16	1.68

Tabella 7-1 - Valori del tempo di corrivazione per i bacini considerati

7.2. Il metodo cinematico o razionale

La stima delle portate, corrispondente ad un assegnato tempo di ritorno considerato, è stata effettuata mediante l'applicazione della formula razionale, il cui approccio si basa sull'utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull'assunto che, a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione t_c .

La schematizzazione alla base del metodo si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
- la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
- il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i_c \cdot A}{3.6}$$

dove

- φ rappresenta il coefficiente di deflusso, rapporto tra i deflussi e gli afflussi [ad]
- i_c è l'intensità di pioggia di un evento avente durata d pari a t_c [mm/ora]
- A è la superficie del bacino (o area scolante) [Km²]
- Q è la portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata t_c e tempo di ritorno T [m³/s].

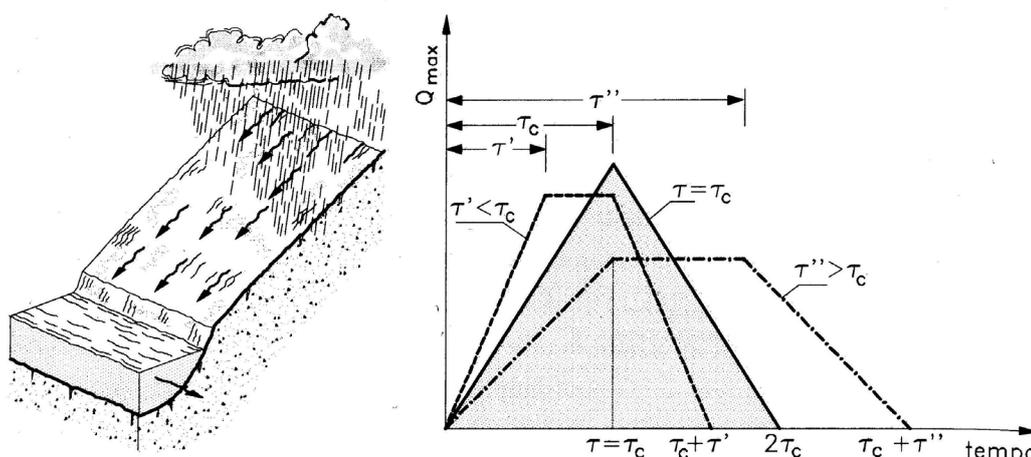


Figura 7-1 - Metodo cinematico: schema del bacino e idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione

Il valore di i_c rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione t_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t_c solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella Figura 7-1 è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre precipitazioni di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quella di corrivazione l'idrogramma di piena assume la forma triangolare.

7.3. Coefficiente di deflusso

Per la determinazione del coefficiente di deflusso si è fatto riferimento alla monografia "La sistemazione dei bacini montani" di Vito Ferro. Per il caso in esame sono stati utilizzati i coefficienti indicati nella summenzionata pubblicazione e riportati in Tabella 7-2.

Tali coefficienti sono stati applicati alle classi dell'uso del suolo della Regione Emilia Romagna per l'area di studio, come mostrato in Figura 7-3.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie A_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Tipi di suolo	Copertura bacino		
	Coltivi	Pascoli	Boschi
Suoli molto permeabili sabbiosi o ghiaiosi	0.20	0.15	0.10
Suoli mediamente permeabili (senza strati di argilla). Terreni di medio impasto o simili	0.40	0.35	0.30
Suoli opoco permeabili, suoli fortemente argillosi o simili, con strati di argilla vicino alla superficie. Suoli poco profondi sopra roccia impermeabile.	0.50	0.45	0.40

Tabella 7-2 - Coefficienti di deflusso da letteratura

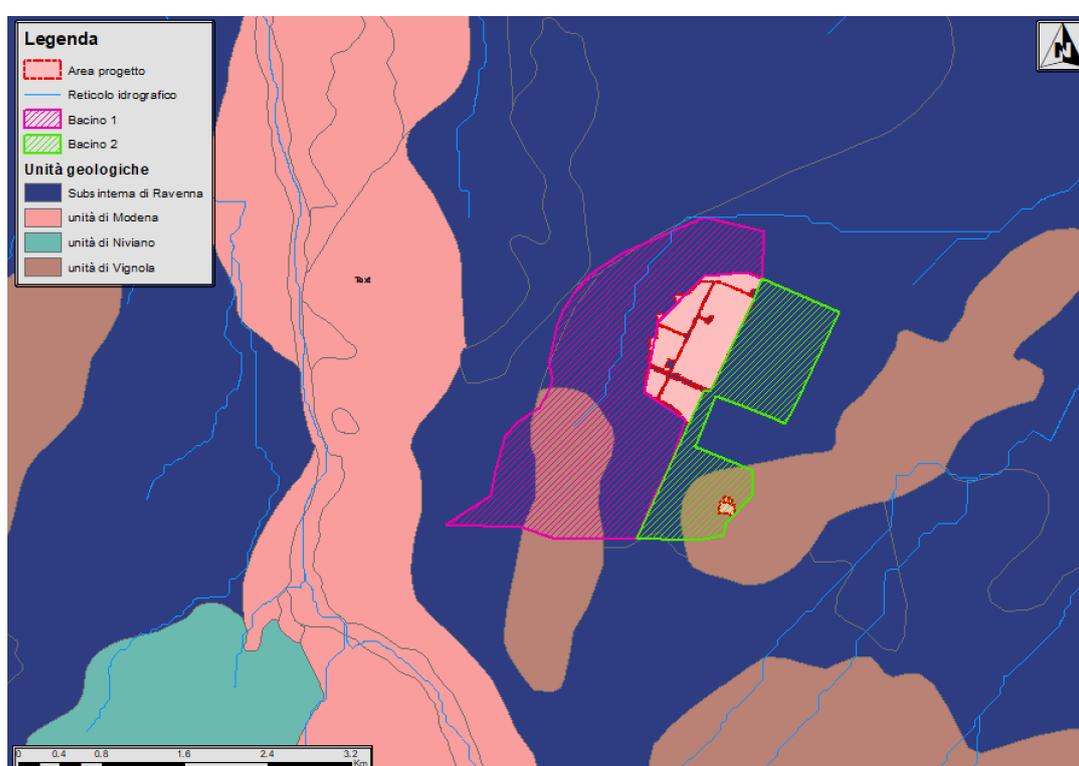


Figura 7-2 - Carta delle unità geologiche dell'Emilia Romagna

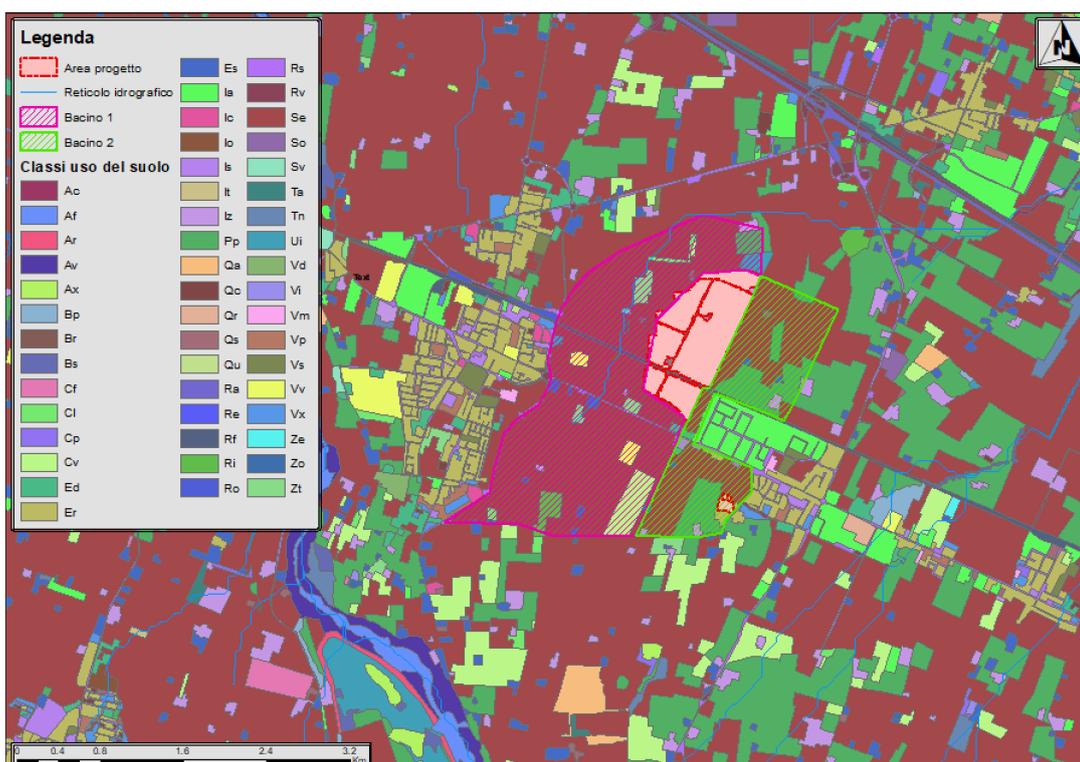


Figura 7-3 - Copertura dell'uso del suolo della Regione Emilia Romagna nell'area di studio

Nel caso in esame l'elaborazione fornisce un valore del coefficiente di deflusso ϕ pari a 0.5.

7.4. Risultati

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo razionale per selezionati valori di tempo di ritorno:

TR 30 anni

Bacino	A	t	i_{TR}	Q_{TR}
n.	km ²	ore	mm/s	m ³ /s
1	3.90	2.60	29.9	16.2
2	1.71	1.68	43.1	10.2

Tabella 7-3 - Stima delle portate con tempo di ritorno 30 anni

TR 100 anni

Bacino	A	t	i_{TR}	Q_{TR}
n.	km ²	ore	mm/s	m ³ /s
1	3.90	2.60	39.9	21.6
2	1.71	1.68	57.5	13.7

Tabella 7-4 - Stima delle portate con tempo di ritorno 100 anni

TR 200 anni

Bacino	A	t	i_{TR}	Q_{TR}
n.	km ²	ore	mm/s	m ³ /s
1	3.90	2.60	48.5	26.3
2	1.71	1.68	69.9	16.6

Tabella 7-5 - Stima delle portate con tempo di ritorno 200 anni

TR 500 anni

Bacino	A	t	i_{TR}	Q_{TR}
n.	km ²	ore	mm/s	m ³ /s
1	3.90	2.60	62.6	33.9
2	1.71	1.68	90.1	21.4

Tabella 7-6 - Stima delle portate con tempo di ritorno 500 anni

8. Verifiche idrauliche

Nei paragrafi a seguire verranno mostrate le fasi e le scelte progettuali delle modellazioni idrauliche in moto permanente bidimensionale effettuate per i tratti d'asta dei bacini oggetto di studio, per la definizione dei profili di corrente, durante il passaggio delle piene di progetto con tempi di ritorno 30, 100, 200 e 500 anni.

8.1. Scelta del tempo di ritorno

I tempi di ritorno adottati nelle verifiche sono i seguenti:

- 30, 100, 200 e 500 anni per le verifiche idrauliche dei tratti del reticolo prossimi all'area parco;
- 100 e 200 anni per le verifiche degli eventuali attraversamenti di progetto.

8.2. Descrizione del modello HEC RAS

8.2.1. Capacità di calcolo

Il modello di simulazione HEC-RAS (River Analysis System) è un codice numerico inizialmente sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, di Davis (USA) per lo studio idrodinamico nelle reti di canali aperti, attraverso la ricostruzione dei profili idraulici di moto permanente in regime subcritico e supercritico, operando nell'ipotesi di monodimensionalità del flusso (1D) e di invariabilità della geometria dell'alveo (fondo fisso). Fino alla versione 2.x HEC-RAS rappresentava l'evoluzione del noto modello HEC-2 (HEC 1991) con l'aggiunta di numerose funzioni e strumenti di analisi nonché di una completa interfaccia grafica operante in ambiente Windows. In seguito, a partire dalla versione 3.0, il codice è stato integrato incorporando gli algoritmi del modello idraulico UNET "One-

Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels" (Barkau 1992 and HEC 1997) che consentono di simulare il comportamento della corrente in moto vario per il solo regime subcritico. L'integrazione dei due modelli è avvenuta previa realizzazione di una particolare versione del modello UNET capace di condividere i medesimi algoritmi di analisi delle strutture idrauliche presenti nella libreria di HEC-RAS. Successivamente, il modello UNET è stato sostituito da un nuovo modello di simulazione a moto vario capace di una maggiore stabilità numerica e utilizzabile in correnti supercritiche. L'algoritmo si è rilevato essere sufficientemente stabile anche per simulare la propagazione di piene artificiali causate dal cedimento di sbarramenti o brusche manovre di apertura degli scarichi (Dam Break).

Con la diffusione della versione 4.X, il modello assumeva la capacità di lavorare anche nell'ipotesi di fondo mobile in condizioni quasi stazionarie, mantenendo sempre l'ipotesi di monodimensionalità del moto.

Con la versione 5.x pubblicata nell'aprile 2016 (HEC 2016 a, HEC 2016 b), il modello è stato integrato con un codice numerico per simulare i fenomeni propagatori nell'ipotesi bidimensionale del moto e con un ambiente grafico specifico per elaborare dati plano-altimetrici di tipo spaziale.

Le simulazioni idrauliche nel presente elaborato sono state effettuate utilizzando la versione HEC-RAS 6.4.1.

Attualmente il modello costituisce un sistema integrato per l'analisi idraulica di:

- **elaborazioni 1D:** propagazione in reti di canali a maglie aperte e chiuse, operante in regime di moto permanente e vario, a fondo fisso e mobile, con presenza di ponti e di manufatti di regolazione fissi o dotati di dispositivi mobili;
- **elaborazioni 2D:** propagazione in canali o aree aperte discretizzati da una o più griglie di calcolo interconnesse costituite da elementi poligonali associate ad un modello digitale del terreno, in regime di moto vario e nell'ipotesi di fondo fisso;
- **elaborazioni accoppiate 1D-2D:** simulazione in reti 1D accoppiate, ma non sovrapposte, a griglie di calcolo 2D, in regime di moto vario e nell'ipotesi di fondo fisso.

L'ambiente grafico organizza le informazioni topografiche relative agli alvei, alla geometria dei manufatti idraulici e di attraversamento, ai piani di esondazione 2D, in modo da combinarle all'occorrenza per realizzare simulazioni accoppiate.

Tralasciando i concetti alla base del modello utilizzato in ambito 1D, per i quali si rimanda alla relazione specifica, ci si sofferma sui principi di impostazione del problema matematico e sulla tecnica di risoluzione del modello applicato in regime 2D.

8.2.2. Algoritmi disponibili per simulazioni nel campo 2D

Per la descrizione rigorosa del moto dei fluidi nello spazio è necessario ricorrere alle equazioni di Navier-Stokes la cui risoluzione risulta piuttosto complessa. Tuttavia, nel caso di analisi idrauliche in ambito fluviale dove il moto avviene entro canali o in aree di esondazione golenali, possono essere adottate alcune ipotesi che semplificano la loro risoluzione.

Oltre alle ipotesi di fluido incompressibile e densità uniforme, è infatti ragionevole assumere che le distanze lungo la direzione verticale siano molto inferiori rispetto a quelle sul piano, che la componente verticale della velocità sia abbastanza piccola da poter essere trascurata e che la distribuzione delle pressioni lungo la verticale sia approssimabile a quella idrostatica. Sotto queste ipotesi, la risoluzione delle equazioni di Navier-Stokes porta alla teoria del flusso bidimensionale in acque basse (SW, Shallow Water).

Nel caso di flussi in acque basse, la gravità e le forze di attrito tra acqua e fondo canale sono i termini di gran lunga dominanti e anche le forze dovute alla non stazionarietà del moto e alla viscosità turbolenta possono essere trascurate. L'equazione del momento della quantità di moto può allora essere riscritta in termini ancora più semplificati dando luogo all'equazione dell'Onda Diffusiva. Combinando questa con il principio di conservazione della massa, si giunge ad un'unica equazione nota come teoria dell'onda diffusiva in acque basse (DSW, Diffusion Shallow Water).

Il codice di calcolo HEC-RAS 2D è in grado di risolvere le equazioni del moto dei fluidi operando sia sotto le ipotesi della teoria SW, sia in quella semplificata DSW.

Per quanto riguarda la valutazione degli effetti dovuti alle turbolenze, tenute in considerazione solo nel caso si utilizzi la teoria SW, HEC-RAS 2D utilizza il metodo delle medie di Reynolds (RANS: Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations), una delle tecniche più utilizzate nei modelli di questo tipo, che richiede la conoscenza del coefficiente di viscosità turbolenta (eddy viscosity).

Un'altra particolarità del modello riguarda la tecnica di discretizzazione del dominio di calcolo che avviene facendo uso di due griglie sovrapposte. L'idea alla base di questo approccio è quella di utilizzare una "griglia di calcolo" (mesh) a risoluzione relativamente bassa, al fine di ridurre il numero di equazioni e minimizzare i tempi di calcolo, e una "sotto-griglia topografica" di maggiore risoluzione, per non perdere accuratezza nella definizione della componente topografica o batimetrica (Casulli 2008). Questa tecnica è stata elaborata nella considerazione che le moderne tecnologie di rilievo topografico mettono a

disposizione modelli digitali del terreno di risoluzione così elevata che i calcolatori non riescono a sfruttare pienamente per l'eccessivo numero di equazioni che deriverebbe da una mesh di pari risoluzione. Con il metodo proposto da Casulli, l'elevato dettaglio fornito dall'uso della sotto griglia topografica viene utilizzato per rappresentare con precisione il volume contenuto nella cella (associato al suo centroide) e i parametri di trasporto (associati ai lati della cella) che determinano il cinematismo del fenomeno di propagazione del fluido. L'equazione di conservazione della massa è discretizzata con la tecnica dei volumi finiti.

Questa tecnica può essere utilizzata indipendentemente dal tipo di equazioni impiegate per descrivere il momento della quantità di moto (SW o DSW). Nella documentazione allegata alla pubblicazione del modello (HEC 2016 a, HEC 2016 b) vengono riportati i dettagli teorici su come il modello impone e risolve le equazioni del moto.

8.2.3. Modello concettuale per simulazioni nel campo 2D

Il ruolo assunto dalla sotto-griglia topografica può essere meglio compreso considerando la tecnica numerica di risoluzione dell'equazione differenziale che esprime il bilancio della massa nel tempo. Assumendo il fluido incompressibile, tale bilancio può essere espresso dall'equazione differenziale:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0$$

dove t è la variabile temporale, u e v sono le componenti della velocità lungo le direzioni x e y , q è il termine che esprime la portata entrante/uscente dalla regione spaziale considerata.

Con il termine q si vuole considerare ogni contributo di massa esterno (entrante o uscente) in modo da poter rappresentare i contributi della precipitazione, le infiltrazioni, i sistemi di pompaggio, e ogni altra particolare apporto o sottrazione di massa.

Indichiamo con Ω lo spazio volumetrico (tridimensionale) occupato dal fluido, con S la superficie del contorno, con $V(u, v)$ il vettore della velocità e con n il valore della componente normale a S del vettore unitario della velocità, in modo che $V \cdot n$ indichi la componente di V normale a S .

Integrando l'equazione lungo la superficie S l'equazione di continuità, ricorrendo al teorema della Divergenza di Gauss, si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \cdot n dS + Q = 0$$

Nella scrittura di questo integrale si è assunto che il termine Q rappresenta qualsiasi flusso transitante attraverso la faccia inferiore (batimetria) e superiore (superficie libera) della cella. Per convenzione, i volumi in uscita sono di segno positivo, quelli in ingresso sono negativi.

L'integrale dell'equazione di continuità scritto in questa forma ben si presta ad essere utilizzato in sinergia con la sotto-griglia topografica, come descritto nel prossimo capitolo. In questo contesto, la regione spaziale Ω viene rappresentata dalla cella di volume finito e l'integrale viene computato utilizzando le informazioni ricavate dalla dettagliata sotto-griglia topografica.

8.2.4. Equazione della conservazione della quantità di moto

Come accennato sopra, nel caso in cui lo sviluppo verticale del campo di moti sia di molto inferiore a quello orizzontale, le equazioni di Navier-Stokes possono essere scritte nelle ipotesi semplificate che danno origine all'equazione SW (Shallow Water).

L'equazione che esprime la conservazione della quantità di moto può essere scritta in termini medi sulla verticale. Le componenti della velocità lungo la verticale possono essere trascurate così come le derivate lungo tale direzione degli altri termini. Le equazioni SW sono così scritte:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u$$

dove g è l'accelerazione di gravità ν_t è il coefficiente di viscosità turbolenta in direzione orizzontale, c_f è il coefficiente di attrito sul fondo, R è il raggio idraulico e f è il parametro di Coriolis.

I termini a sinistra rappresentano le accelerazioni mentre i termini a destra rappresentano le forze, interne ed esterne, che agiscono sul fluido. I due membri delle equazioni sono rapportati tra loro secondo la Legge di Newton.

Su come vengono calcolati i singoli termini delle equazioni si rimanda alla documentazione del modello (HEC 2016). Ci si sofferma sul calcolo dell'attrito tra fluido sul fondo che, specie per bassi valori del tirante idraulico, risulta quello maggiormente influente sul risultato. HEC RAS 2D calcola tale termine utilizzando la formulazione di Chézy:

$$c_f = \frac{g|V|}{C^2 R}$$

dove C è il coefficiente di Chézy.

Si noti che il coefficiente di Chézy non è adimensionale bensì è espresso in $m^{1/2}/s$ nel Sistema Internazionale (S.I.) e in $ft^{1/2}/s$ nel Sistema Anglosassone (U.S.).

Risultati ottenuti per via empirica dimostrano che il coefficiente di Chézy può essere espresso mediante la correlazione con la nota formula di Gauckler-Strickler-Manning's:

$$C = R^{1/6}/n$$

dove n è il coefficiente di Manning's.

Il coefficiente n è adimensionale e il suo valore dipende dal sistema metrico utilizzato; pertanto l'utilizzo dell'equazione di Manning's nei due diversi sistemi di misura richiede l'uso della costante di conversione $1.48592 (ft/m)^{1/3}$.

Il coefficiente di attrito tra il fluido e la superficie batimetrica può quindi essere calcolato sulla base del coefficiente di Manning's:

$$c_f = \frac{n^2 g |V|}{R^{4/3}}$$

8.2.5. Approssimazione della teoria SW con il metodo dell'Onda Diffusiva

Come si è visto, apportando ulteriori ipotesi semplificative è possibile giungere alla formulazione di un'equazione di più semplice utilizzo. L'equazione dell'Onda Diffusiva può essere utilizzata al posto dell'equazione della conservazione della quantità di moto per dare origine a una versione approssimata del modello Shallow Water noto come Diffusion Shallow Water (DSW). Tale modello può essere utilizzato in particolari ambiti o per effettuare simulazioni preliminari. In altri ambiti il metodo può dare luogo a risultati eccessivamente approssimati del fenomeno reale.

L'equazione alla base di questa teoria viene ricavata dall'equazione della conservazione della quantità di moto eliminando i termini trascurabili e lasciando solo quelli che rappresentano le forze di attrito e quelle gravitazionali.

Si giunge alla seguente espressione:

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

dove V è il vettore velocità, R il raggio idraulico, ∇H è il gradiente della quota idrometrica ed n è il coefficiente di Manning's.

L'equazione può essere scritta anche nella forma più nota:

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

8.2.6. Tecniche numeriche e stabilità numerica

I solutori numerici dei sistemi di equazioni alla base del modello utilizzano la tecnica di Crank-Nicolson (Fox, 1957; Gregory et al., 1988). anche nota come la tecnica dei trapezi. Il tipo di discretizzazione (differenze finite o volumi finiti). Nel caso delle equazioni DSW, le derivate temporali vengono discretizzate secondo la tecnica delle differenze finite le derivate spaziali vengono approssimate con una tecnica mista. Se la simulazione viene trattata con la teoria SW allora i termini dell'equazione di continuità sono sempre discretizzati con la tecnica dei volumi finiti mentre per l'equazione del momento il tipo di discretizzazione può variare. Per ulteriori dettagli sulle tecniche numeriche utilizzate si rimanda agli specifici documenti (Schenk et al., 2004; Schenk et al., 2006). Le tecniche numeriche si avvalgono delle librerie Intel PARDISO nella soluzione dei grandi sistemi di equazioni di tipo sparso al fine di trarre vantaggio dall'uso parallelo della memoria nei processi multi-thread (Schenk et al., 2011).

L'accuratezza di una simulazione dipende dalla scelta del passo temporale di calcolo che deve essere commisurato alla dimensione delle celle che compongono la mesh.

La dimensione della cella viene assegnata con l'obiettivo di cogliere in modo appropriato l'andamento plano-altimetrico del terreno tenendo conto dei tempi di elaborazione che ne conseguono.

Sulla scelta della dimensione della cella va tenuto conto il differente approccio utilizzato da HEC-RAS rispetto ai più comuni modelli idraulici che lavorano nel campo 2D. Nei modelli a griglia (grid based model) il terreno viene approssimato da celle ciascuna delle quali possiede una unica quota del fondo. Nei modelli ad elementi finiti il terreno è usualmente (ma non sempre) approssimato da elementi triangolari con quote diverse per ogni vertice e superficie di fondo approssimata con un piano passante per i suddetti vertici. HEC RAS utilizza un approccio differente. Gli elementi sono costituiti da poligoni la cui superficie del fondo assume il reale andamento altimetrico definito dall'accuratezza dell'informazione

topografica disponibile. Se questa viene ottenuta da un rilievo di elevata precisione, anche gli elementi della mesh rappresenteranno in modo estremamente fedele l'andamento del terreno. La mesh di calcolo può essere costituita da celle quadrate (mesh strutturata) o poligonali (mesh non strutturata), di dimensione relativamente elevata rispetto a quelle utilizzate da altri modelli e laddove vi è bisogno di maggiore accuratezza, a causa di una maggiore irregolarità del terreno, è possibile utilizzare elementi poligonali di dimensioni inferiori.

Una volta realizzata la mesh, è necessario stabilire un corretto passo temporale di calcolo, sulla base della dimensione degli elementi che costituiscono la mesh e della velocità della corrente.

E' anche necessario tener conto che il modello dispone di due algoritmi di calcolo differenti:

- Diffusion Wave Equations;
- Full Momentum Equation (l'interfaccia grafica di HEC RAS 2D chiama in questo modo le equazioni di Saint Venant attraverso le quali viene risolta l'equazione Shallow Water).

Utilizzando il primo algoritmo è possibile utilizzare passi temporali di calcolo maggiori di quelli utilizzato con il secondo.

Per ottenere un'indicazione di massima sul passo temporale di calcolo (Δt) da adottare si può ricorrere alla regola di Courant. Nel caso di simulazioni condotte con l'algoritmo Full Momentum Equations, lo schema numerico risulterà stabile se:

$$C = \frac{V \Delta t}{\Delta X} \leq 1.0 \quad \text{e pertanto} \quad \Delta t \leq \frac{\Delta X}{V}$$

dove C è il numero di Courant, V è la celerità dell'onda, ΔX è la dimensione della cella.

In alcuni casi il valore di C può arrivare anche fino a 3.0.

Nel caso di simulazioni condotte con l'algoritmo Diffusion Wave Equations, lo schema numerico risulterà stabile se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

$$C = \frac{V \Delta t}{\Delta X} \leq 2.0 \quad \text{e pertanto} \quad \Delta t \leq \frac{2 \Delta X}{V}$$

In alcuni casi il valore di C può arrivare anche fino a 5.0.

La stabilità numerica dipende anche dalle particolari condizioni al contorno assegnate e da altri fattori che non rientrano nella regola di Courant, pertanto, i limiti sopra esposti non devono essere considerati regola assoluta.

Nella pratica applicazione del modello il corretto passo temporale di calcolo viene ottenuto per tentativi osservando l'andamento e l'esito delle simulazioni al variare di Δt evidenziando l'insorgenza di eventuali oscillazioni dei parametri idraulici e monitorando il tempo di calcolo complessivo.

8.2.7. La griglia di calcolo e la sotto-griglia topografica

Le moderne tecniche di rilievo topografico condotte con strumentazioni aviotrasportabili consentono di ottenere informazioni plano-altimetriche di elevatissima risoluzione. Talvolta la densità dell'informazione è così elevata da non poter essere sfruttata pienamente dai modelli numerici di simulazione idraulica. Si determina quindi una situazione in cui i modelli numerici, per non appesantire eccessivamente le elaborazioni, utilizzano griglie di calcolo di risoluzione relativamente bassa rispetto a quella disponibile e l'informazione topografica di alta risoluzione non viene sfruttata per migliorare la qualità dei risultati.

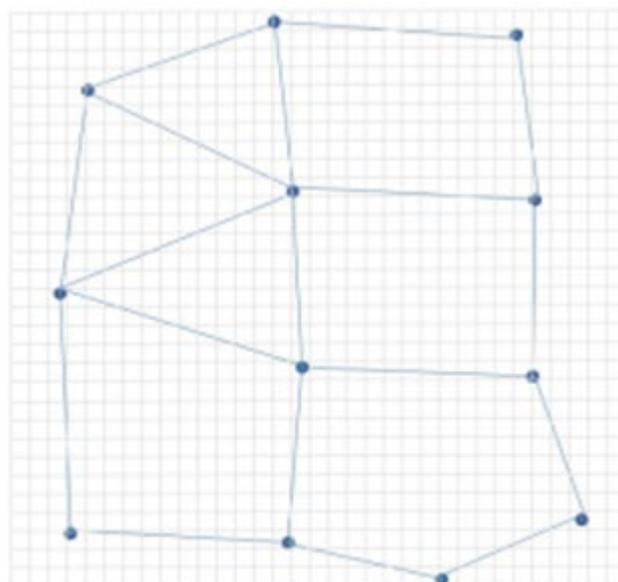


Figura 8-1 - Schema di discretizzazione a doppia griglia utilizzato dal modello HEC RAS 2D

Una soluzione a questo problema è stata proposta da Casulli (2008) che ha proposto uno schema basato sulla sovrapposizione di due griglie. La prima è la "griglia di calcolo" ovvero la mesh alla quale saranno associati i parametri idraulici che entreranno nelle equazioni da risolvere. Tanto maggiore è la risoluzione di questa griglia e tanto maggiore sarà il numero di equazioni da risolvere così come i tempi di calcolo. La seconda è la "sotto-griglia topografica" contenente la totalità delle informazioni topografiche e consentendo la definizione dettagliata delle proprietà geometriche degli elementi della mesh. Tali informazioni tuttavia non entreranno a far parte delle elaborazioni iterative per la risoluzione del sistema di equazioni. Nella Figura 8-1, la griglia topografica è rappresentata con sistema cartesiano in grigio mentre la griglia di calcolo ad elementi poligonali è disegnata in azzurro.

HEC RAS 2D applica questo approccio nel seguente modo. Alle celle che compongono la griglia di calcolo vengono associate una serie di informazioni aggiuntive calcolate a partire dalla sotto-griglia topografica.

Il dettaglio topografico viene così condensato nella "tabella delle proprietà idrauliche" dove, al variare della quota idrometrica H , vengono memorizzati i parametri necessari per l'applicazione del principio di continuità.

La tabella viene associata agli elementi (facce e centroidi) che costituiscono la griglia di calcolo.

Operando in questo modo, anche se di risoluzione relativamente bassa, la griglia di calcolo utilizzata dal modello numerico contiene informazioni derivate dalla base topografica di dettaglio e l'applicazione del principio di continuità avverrà in modo estremamente accurato.

Ogni elemento della griglia di calcolo rappresenta la regione spaziale indicata con il simbolo Ω nell'equazione di continuità. Il volume di ogni elemento è dato dall'integrale triplo. Assumendo che tale volume sia funzione della quota idrometrica H si ha:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega = \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t}$$

dove l'indice n è il numero degli step di calcolo e Δt è la durata dello step di calcolo.

La seguente Figura 8-2 rappresenta il processo di associazione dell'informazione topografica alla faccia k -esima della cella poligonale e la ricostruzione, per punti, della funzione $A_k(H)$ al variare della quota idrometrica H .

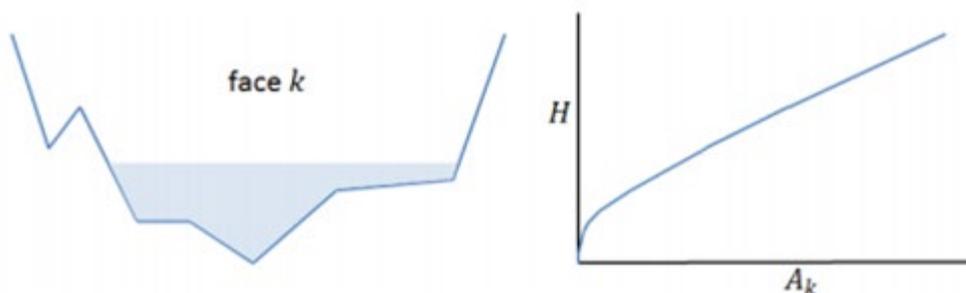


Figura 8-2 - Faccia della cella, informazione topografica e tabella delle proprietà

Con lo stesso procedimento si determina l'andamento di ogni generico parametro $P_k(H)$ associato alla faccia k -esima e del valore del volume $\Omega(H)$ associato al centroide della cella. Nella seguente tabella si riportano tutti i parametri calcolati in fase di pre-processamento e l'associazione faccia/centroide della cella.

- Quota idrometrica – Volume → Centroide
- Quota idrometrica – Area sezione bagnata → Faccia
- Quota idrometrica – Perimetro bagnato → Faccia
- Quota idrometrica – Manning's n → Faccia

Si noti che nel caso di cella con volume nulla, le superfici liquide di tutte le faccie sono nulle e il parametro velocità resta indefinito. La cella resterà asciutta per tutta la durata della simulazione. Per ovviare a questo inconveniente è necessario imporre alcune condizioni al calcolo del momento della quantità di moto. Con opportune considerazioni è possibile implementare la tecnica di risoluzione anche con celle inizialmente asciutte.

Lo schema di seguito proposto riassume il processo di costruzione dei parametri geometrici associati alla griglia di calcolo.

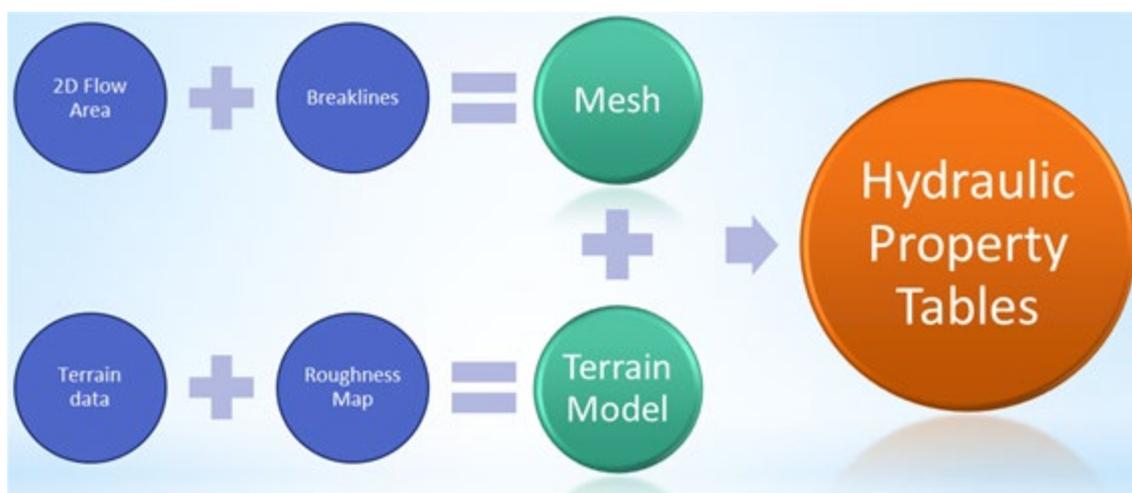


Figura 8-3 - Processo di costruzione della mesh, del modello del terreno e delle proprietà idrauliche associate ai lati e ai nodi delle celle

I dati topografici (Terrain Data) e la mappa delle scabrezze (Roughness Map) vanno a costituire il modello del terreno (Terrain Model). Il perimetro della 2D Flow Area con le eventuali linee poste dall'utente in modo da vincolare la posizione dei nodi in alcuni punti particolari del terreno (Breakline) danno origine alla griglia di calcolo (mesh). Dal modello del terreno vengono ricavati i valori dei parametri idraulici necessari per le elaborazioni. Tali valori vengono calcolati per passi spaziali verticali (ΔZ) andando a creare una serie di tabelle, una per ogni parametro, dando origine alla tabella delle proprietà idrauliche.

8.2.8. Schemi di calcolo accoppiati 1D-2D

L'area entro la quale si desidera eseguire una simulazione in regime 2D viene indicata come 2D Flow Area (2DFA). La 2DFA coincide pertanto con il perimetro della griglia di calcolo. Un modello HEC RAS può essere costituito da una o più 2DFA oltre che da tratti di canale (Reach) in regime 1D purché tutti gli elementi 1D e 2D siano opportunamente connessi tra loro mediante una delle equazioni idrauliche che determinano il comportamento del flusso al passaggio tra un elemento e l'altro. Ogni elemento verrà elaborato separatamente e, mediante un processo iterativo, verrà garantita la congruenza delle variabili idrauliche sul contorno condiviso di ogni elemento con quello adiacente.

Il rispetto del vincolo di congruenza rende HEC RAS un modello 1D-2D di tipo "accoppiato". Tuttavia, all'interno di ogni elemento (Reach o 2DFA) saranno risolte esclusivamente le equazioni del moto 1D oppure le equazioni del moto 2D. HEC RAS non consente elaborazioni in regime 1D-2D di tipo "misto".

8.2.9. Definizione delle condizioni al contorno e iniziali

Nell'espone i fondamenti teorici alla base del modello si è accennato alla necessità di assegnare opportune condizioni al contorno e iniziali per permettere la risoluzione del sistema di equazioni differenziali che governa il fenomeno del moto vario.

Le condizioni iniziali hanno la funzione di stabilire il valore dei parametri che descrivono lo stato del flusso all'istante iniziale della simulazione in tutte le sezioni del canale (1D) e in tutte le celle che compongono la griglia di calcolo (2D).

Le condizioni al contorno hanno il compito di descrivere la variazione temporale di tali parametri laddove il moto viene influenzato da fattori esterni non valutabili dal modello. Ciò avviene inevitabilmente nelle sezioni di estremità o lungo il confine della griglia di calcolo (contorno) dove portate, livelli e velocità possono essere influenzate da molteplici fattori (fenomeni meteorici, oscillazioni di marea, gestione dei serbatoi artificiali, ecc...) non valutabili dal modello. Particolari condizioni al contorno sono rappresentate dagli afflussi laterali in ingresso e/o in uscita dalla rete oppure possono essere dovute all'intervento umano che agisce sulla regolazione degli organi mobili posti a presidio delle luci di sfioro o degli scarichi di fondo dei manufatti idraulici. In quest'ultimo caso si parla di condizioni al contorno interne. È evidente che, nelle simulazioni a moto vario, tali condizioni di deflusso, esterne ed interne, possono variare durante l'elaborazione rendendo necessaria la loro assegnazione per ogni passo temporale di calcolo.

Nel caso di moto 1D, l'assegnazione delle condizioni iniziali avviene: a) mediante la ricostruzione di un profilo a moto permanente, previa assegnazione di un solo valore di portata per ogni tratto, oppure b) facendo leggere al modello i risultati di una precedente simulazione contenuti nell'apposito "restart

file", anch'esso generato automaticamente al termine della precedente simulazione. A rigore la prima modalità può essere utilizzata solamente quando lo stato idrometrico iniziale corrisponde ad un regime di magra dove il valore della portata in arrivo rimane costante per un tempo sufficientemente lungo per stabilire effettivamente un regime di moto permanente. Nel caso di simulazioni particolarmente lunghe (i.e. monitoraggio continuo di un corso d'acqua) o in tempo reale, essendo necessaria l'esecuzione di più elaborazioni consecutive, risulta utile l'utilizzo del restart file. L'assegnazione delle condizioni iniziali è mirata all'imposizione della reale capacità di invaso degli alvei e delle golene che influisce notevolmente sui tempi di propagazione dell'onda e sulla capacità di laminazione.

L'assegnazione delle condizioni al contorno richiede di fornire i valori della portata e del livello idrometrico per tutti i passi temporali di calcolo nelle sezioni di estremità.

Nel caso di simulazione a moto permanente le condizioni al contorno si riducono al solo valore della portata, eventualmente variabile da tratto a tratto, e al grado di regolazione dei manufatti idraulici che devono necessariamente comportarsi come organi fissi. Ovviamente il concetto di condizione iniziale perde di significato.

Appare interessante far notare la possibilità di scorporare il solutore del modello dagli altri programmi che gestiscono l'interfaccia grafica. In questo modo, per particolari e sofisticate applicazioni modellistiche, HEC-RAS può essere integrato con altri modelli, aventi differenti finalità (es. modelli idrologici, modelli di propagazione della marea, modelli di gestione, reti di monitoraggio, ecc...), mediante l'implementazione di procedure automatiche in grado di assegnare le corrette condizioni al contorno senza la necessità di una introduzione manuale.

Nel caso di moto 2D, l'assegnazione delle condizioni al contorno e iniziali riveste un aspetto più delicato e complesso. L'assegnazione delle condizioni iniziali richiede di stabilire i parametri che definiscono lo stato del moto in tutti gli elementi della mesh, costringendo l'utente ad un lavoro assai lungo e oneroso. Per ovviare a questa situazione HEC RAS 2D consente di avviare le simulazioni in condizioni di alveo asciutto, disponendo di uno schema di calcolo in grado di gestire questa condizione. Tuttavia, in alcuni ambiti, questa condizione può comportare fenomeni di instabilità numerica fino a far fallire lo schema numerico stesso. HEC RAS dispone allora di alcune tecniche per creare una opportuna condizione iniziale al fine di migliorare la stabilità numerica nella fase iniziale della simulazione (Single Water Surface Elevation, Restart File).

Può inoltre essere utilizzata la *Rump Up Option* con la quale il modello mantiene la portata costante nel tempo per un certo intervallo di tempo (*Warm Up period*). Vi è inoltre la possibilità di portare

gradualmente la portata a tale valore utilizzando una seconda opzione *Initial Condition Rump Up Time*, stabilita dall'utente, durante il quale le celle vengono portate, in modo graduale, dalla condizione iniziale a una condizione di moto corrispondente al primo passo temporale di calcolo.

L'assegnazione delle condizioni al contorno non è molto differente da quanto avviene con il modello 1D. Mancando il concetto di "sezione d'alveo", la portata o il livello verranno assegnate a due tratti del perimetro della mesh, opportunamente definiti dall'utente, come punto di ingresso e di uscita.

8.3. Costruzione del modello

Per analizzare la modalità di propagazione della piena delle aree di studio porzione di territorio, è stato utilizzato il codice di calcolo HEC-RAS bidimensionale.

Per la descrizione dell'alveo di corso d'acqua in esame e del territorio circostante è stato utilizzato un modello 3D del terreno (DTM) ricavato dal DEM acquisito attraverso il geoportale della Regione Emilia Romagna, caratterizzato da una risoluzione 5.0m x 5.0m.

Il modello HEC RAS simula il fenomeno della propagazione dei flussi entranti nel dominio di calcolo schematizzando il campo di moto con elementi finiti poligonali che nel loro insieme costituiscono la griglia di calcolo (mesh). Come si è visto nel paragrafo dedicato alla tecnica di impostazione e risoluzione delle equazioni del moto, si tratta di una mesh ibrida ovvero in parte strutturata e in parte non strutturata.

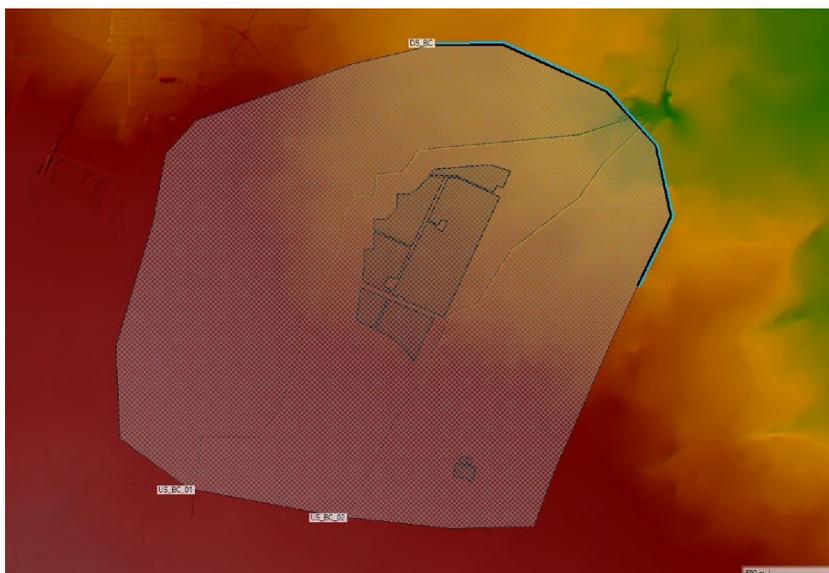


Figura 8-4 - Mesh di calcolo del modello 2D

La modellazione bidimensionale ha interessato un'area di indagine di estensione pari a circa 11.0 km².

Nel caso della presente applicazione, la geometria di calcolo bidimensionale è un dominio così descritto:

- in parte con una mesh strutturata a celle quadrate di lato 5 m;
- in parte con una mesh non strutturata a elementi poligonali di lato mediamente 1÷2 metri.

In particolare, nel caso in esame la griglia di calcolo risultante è costituita da 494115 elementi con una superficie media di circa 22.97 m²/cad.

Le condizioni al contorno utilizzate nel calcolo del modello bidimensionale sono ubicate a monte, all'interno dell'alveo degli elementi idrici oggetto di studio, mentre a valle, sono rappresentate da segmenti lungo i lati esterni del dominio di calcolo 2D, come mostrato in Figura 8-4.

La condizione al contorno di monte è rappresentata dagli idrogrammi di piena, per differenti valori del tempo di ritorno, descritti nel precedente capitolo.

Come condizione al contorno di valle è stata utilizzata la "Normal Depth" con pendenza pari a 0.05% estesa ai lati del rettangolo di calcolo. Tale valore è stato desunto dalla pendenza media della livelletta lungo il tratto d'alveo considerato.

Le simulazioni sono state condotte previa ricerca del set ottimale dei parametri al fine di rendere maggiormente stabile la risoluzione numerica. Il parametro che influenza maggiormente la stabilità numerica è il passo temporale di calcolo che, a parità di altre condizioni, determina il numero di Courant. Per stabilizzare lo schema numerico si è dovuti ridurre tale parametro al valore di $\Delta t = 0.1$ s.

Considerando che la velocità dalla corrente raggiunge, in modo abbastanza diffuso nel centro alveo, valori di 4.0÷5.0 m/s e la dimensione media delle celle della maglia di calcolo pari a 3 m, il numero di Courant è stato fissato su:

$$C = V \Delta t / \Delta x = (4.0 \div 5.0 \text{ m/s} \cdot 0.1 \text{ s}) / 3 \text{ m} = 0.15$$

Il campo dei valori rientra pertanto nel range teorico per garantire la stabilità numerica.

Nel modello sono stati simulati per gli scenari di seguito elencati, le velocità di scorrimento, i tiranti e i livelli del corso d'acqua:

- Evento di piena TR30 anni;
- Evento di piena TR100 anni;
- Evento di piena TR200 anni per la definizione della compatibilità idraulica;
- Evento di piena TR500 anni.

8.4. Risultati delle simulazioni

La lettura dei parametri che caratterizzano il campo di moto, ossia le velocità della corrente, le quote di massima piena, i tiranti idraulici, consentono di comprendere il comportamento idrometrico dei canali nonché la dinamica con cui avvengono le esondazioni e la propagazione delle acque nel territorio circostante.

Al fine di illustrare i risultati si ricorre ad alcune immagini che rappresentano la situazione istantanea del moto in alcuni particolari passi temporali di calcolo. Si possono così individuare i punti di esondazione e i percorsi seguiti dalle acque nel loro propagarsi nel dominio di calcolo specie per le acque esondate nel piano campagna esterno alle sponde fluviali.

Ai fini della definizione dell'estensione delle aree allagabili risultano molto utili i risultati delle simulazioni che mostrano la distribuzione dei tiranti idrici con cui la corrente si propaga nell'alveo del corso d'acqua analizzato e in parte nel territorio circostante in caso di esondazione.

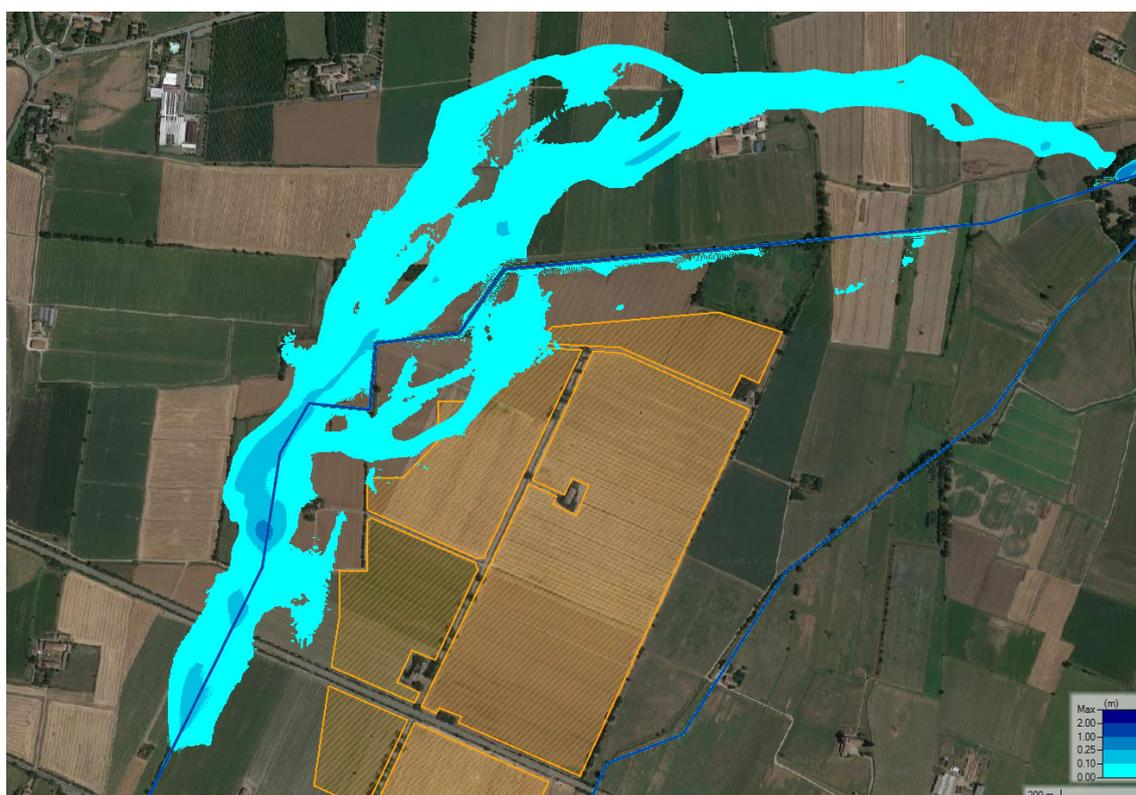


Figura 8-5 - Distribuzione dei tiranti idrici per TR 200 anni

Per il tempo di ritorno pari a 200 anni, nella fase di colmo della piena la corrente si propaga all'interno dell'alveo di magra con tiranti di circa $1.5 \div 1.8$ m, mentre nelle zone golenali si registrano tiranti pari in media a circa 0.1 m, come mostrato in Figura 8-5. In corrispondenza dell'area dell'impianto la

velocità della corrente per il tempo di ritorno di 200 anni è pari a 0.1-0.2 m/s, mentre nei canali artificiali che si sviluppano in adiacenza all'impianto la distribuzione delle velocità varia tra 2.0-2.5 m/s.

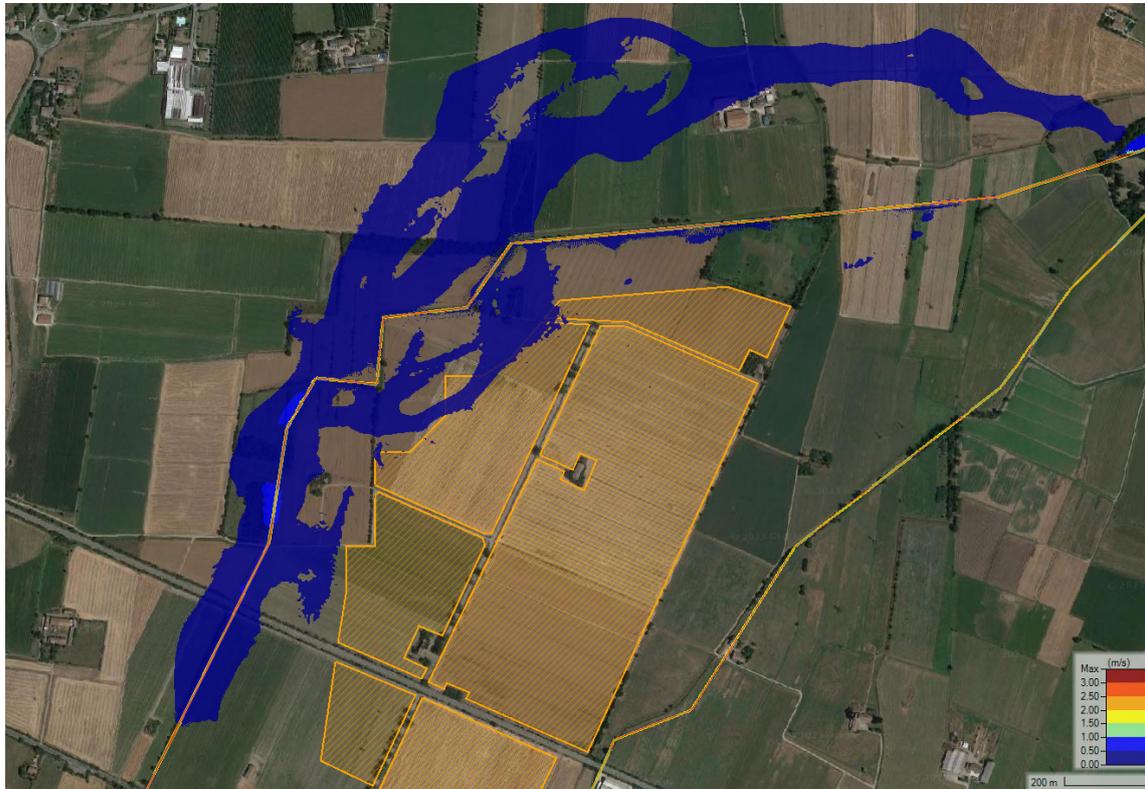


Figura 8-6 - Distribuzione delle velocità per TR 200 anni

Nella seguente Figura 8-7 vengono mostrate le aree allagate per i differenti tempi di ritorno considerati nelle simulazioni.

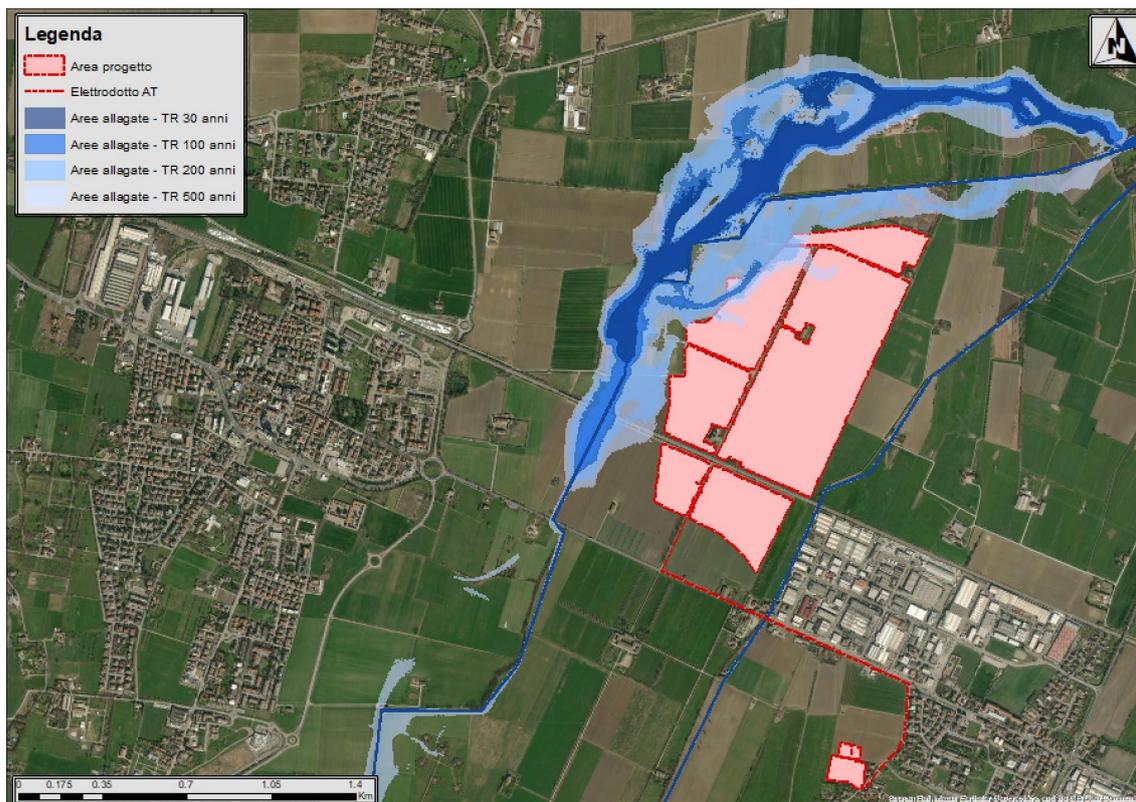


Figura 8-7 - Estensione delle aree allagate per differenti tempi di ritorno

9. Aspetti riguardanti l'invarianza idraulica

Il DGR 1300/2016 della Regione Emilia Romagna impone, per le aree interessate da esondazione del reticolo secondario di pianura, il rispetto dell'invarianza idraulica.

Il primo passo nella analisi della invarianza idraulica è quello di definire la classe di appartenenza degli interventi previsti in progetto.

Ai fini del calcolo dei volumi necessari a garantire l'invarianza idraulica degli interventi progettuali, la superficie di terreno interessata dal progetto è stata suddivisa in due aree poste rispettivamente a nord e sud del tracciato ferroviario Milano-Bologna, come mostrato nella seguente Figura 9-2.

Il calcolo dei volumi necessari a garantire l'invarianza idraulica ha riguardato anche l'area di

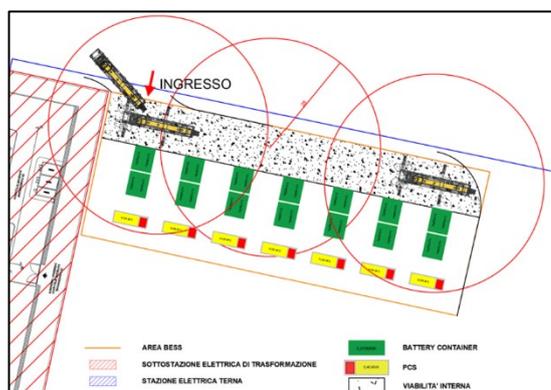


Figura 9-1 - Planimetria sistema di accumulo

accumulo. Il sistema di accumulo dell'energia in progetto, posto all'interno dell'area recintata, avrà una potenza di 15 MW. Ciò comporterà il posizionamento n. 28 battery container e 7 PCS, il tutto all'interno di un'area recintata, secondo la disposizione riportata in Figura 9-1.

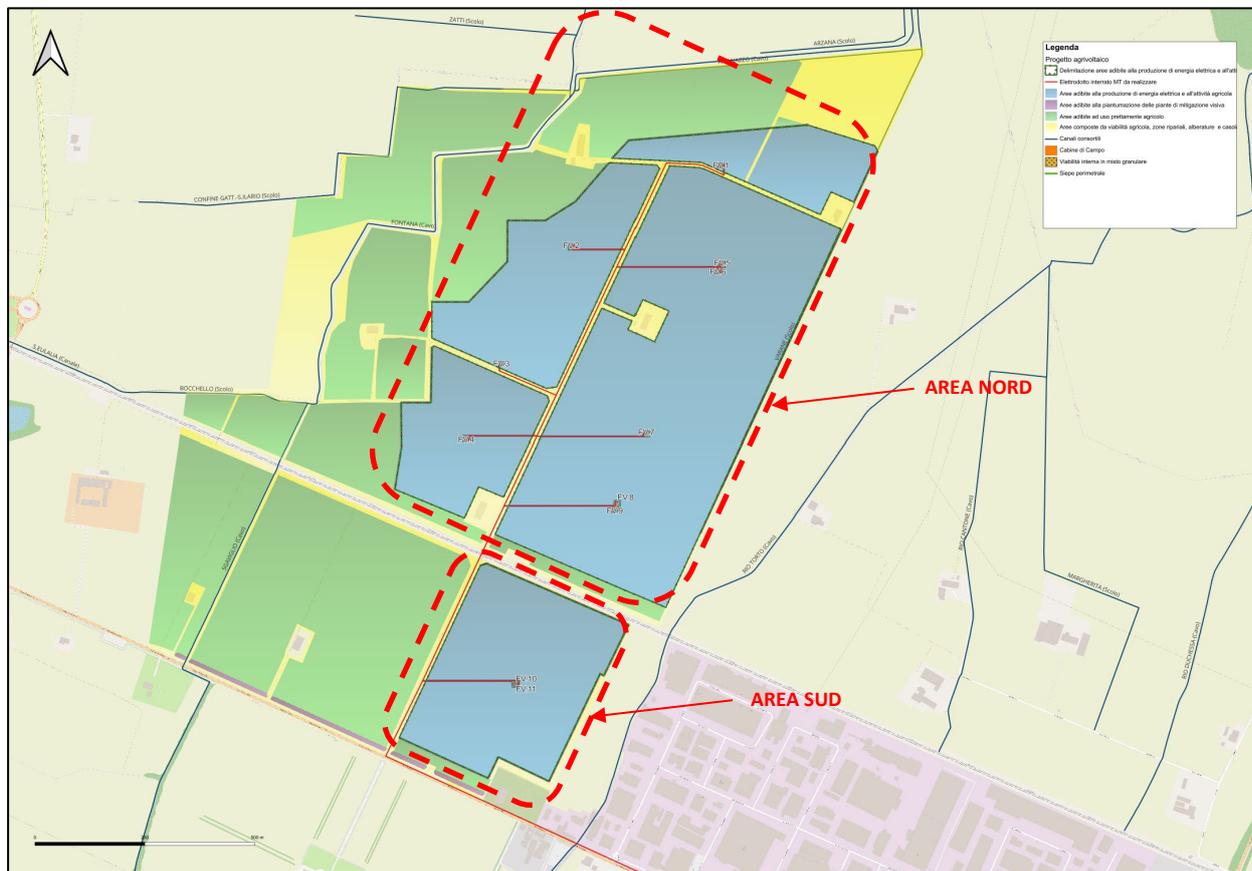


Figura 9-2 - Suddivisione delle aree di progetto

L'estensione dei lotti di terreno che compongono l'area di intervento è sintetizzata nella seguente tabella:

Estensione Area Intervento						
Area	Superficie Totale		Superficie Totale		Superficie Totale	
NORD	678081	m ²	67.81	ha	0.678	km ²
SUD	151899	m ²	15.19	ha	0.152	km ²
ACCUMULO	3703	m ²	0.37	ha	0.004	km ²

Tabella 9-1 - Estensione aree d'intervento

Gli interventi previsti nel progetto consistono nella realizzazione di manufatti in c.a., relativi alle cabine di campo, la realizzazione della viabilità interna al campo utilizzando misto granulare e

l'installazione dei moduli fotovoltaici. Occorre osservare che, ai fini del calcolo dei volumi per garantire l'invarianza idraulica degli interventi proposti, è stata considerata come superficie impermeabile la proiezione al suolo dei pannelli fotovoltaici orientati a 45° rispetto all'orizzontale.

Gli interventi di progetto relativi alla realizzazione dell'impianto agrivoltaico ricadono pertanto, per via della estensione degli interventi (circa 83 ha), nella categoria "Significativa impermeabilizzazione potenziale", come mostrato nella seguente Tabella 9-2.

Area Nord			Area Sud			Area Accumulo		
	ha	%		ha	%		ha	%
Area manufatti	0.02	0.04%	Area manufatti	0.01	0.04%	Area manufatti	0.06	0.39%
Area viabilità	0.49	0.73%	Area viabilità	0.09	0.59%	Area misto granulare	0.09	0.59%
Area pannellata	21.80	32.15%	Area pannellata	5.08	33.47%	Area a verde	0.22	1.46%
Area a verde	45.49	67.08%	Area a verde	10.01	65.90%			

Tabella 9-2 - Incidenza degli interventi progettuali

Il Progettista ha pertanto redatto il necessario studio idrologico/idraulico secondo l'approccio metodologico indicato nella "Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli artt. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano", descritto nel seguente paragrafo.

9.1. Approccio metodologico

Dal punto di vista della gestione delle acque meteoriche, il progetto di sviluppo prevede la realizzazione di nuove superfici impermeabili con relativo sistema di smaltimento delle acque meteoriche zenitali di piattaforma, interconnesso con quello esistente.

A fronte delle problematiche legate alla disciplina regionale relativa al trattamento e smaltimento delle acque meteoriche (D.Lgs 152/06 e s.m.i), acquista importanza anche la verifica del bilancio idrogeologico del nuovo progetto che potrebbe essere assimilato alla verifica dell'invarianza idraulica facendo riferimento a quanto riportato nel DGR 1300/2016 della Regione Emilia Romagna e quanto indicato dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, competente per le aree di progetto.

Il concetto di invarianza assume un'importanza strategica qualora il corpo ricettore sia configurato in una rete di smaltimento con limitazioni di portata di veicolazione (fiume, reticolo

idrografico, reti di scolo, ecc...) ovvero per salvaguardare la capacità di deflusso della rete e impedire l'incremento della pericolosità idraulica a valle.

In tal senso, la verifica non positiva, prevede la realizzazione di opere di compensazione costituite da interventi di laminazione della portata massima con scarico dell'eventuale accumulo dopo l'evento piovoso in maniera tale da garantire il "taglio" della punta dell'idrogramma scaricato nel corpo ricevente e garantire il rispetto delle prescrizioni dell'Ente Gestore.



Figura 9-3 - Rappresentazione schematica del concetto di invarianza idraulica (da "Criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica Varese" - Geol. Marco Cinotti - Ing. Alessandro Balbo - Ing. Giacomo Galimberti)

I concetti espressi nei vari Regolamenti Regionali si differenziano in:

- **INVARIANZA IDRAULICA:** le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazioni
- **INVARIANZA IDROLOGICA:** sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione;
- **DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE:** sistema di gestione delle acque meteoriche urbane, costituito da un insieme di strategie, tecnologie e buone pratiche volte a ridurre i fenomeni di allagamento urbano, a contenere gli apporti di acque meteoriche ai corpi idrici ricettori mediante il controllo alla sorgente delle acque meteoriche e a ridurre il degrado qualitativo delle acque.

Il rispetto dell'invarianza idraulica in Emilia Romagna viene regolamentata dalla Direttiva Idraulica Autorità di Bacino per Invarianza 2016/4. La determinazione del volume necessario alla laminazione è stato determinato mediante l'applicazione del *Modello delle sole piogge*, come raccomandato dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, per il quale si è fatto riferimento alle curve di possibilità

pluviometrica in uso al Consorzio, per il territorio compreso Torrente Crostolo ed il Fiume Enza (Natale, 1998), relative a durate superiori all'ora, riportate nella seguente Tabella 9-3, relativi alla formulazione classica a due parametri:

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

dove h rappresenta l'altezza di pioggia (mm), corrispondente a un evento di durata t .

TR	a	n
anni		
10	39.8	0.257
20	46.3	0.257
30	50.3	0.257
50	55.4	0.257
100	62.7	0.257
200	70.4	0.257

Tabella 9-3 - Parametri delle CPP di riferimento (Natale, 1998)

I volumi di laminazione sono stati calcolati utilizzando i parametri della CPP per eventi caratterizzati da un tempo di ritorno pari a 50 anni, come raccomandato dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale.

Da queste posizioni deriva che il volume di pioggia entrante nel sistema di invaso in conseguenza ad un evento pluviometrico di durata t si può esprimere come:

$$V_{IN} = S \cdot \varphi \cdot h(t) = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n$$

dove φ rappresenta il coefficiente di afflusso e S la superficie del bacino drenante a monte del sistema di invaso espressa in ettari.

Nel caso in esame, le superfici che subiscono una modifica del grado di impermeabilizzazione riguardano le aree interessate dall'installazione dei moduli fotovoltaici, dai manufatti e dalla viabilità in misto granulare. In particolare, è stato utilizzato il valore di φ pari a 0.2 per le aree a verde, 0.9 per i manufatti e l'area pannellata, 0.6 per la viabilità in misto granulare.

Al fine di caratterizzare il grado di impermeabilizzazione dello stato di progetto è stato definito il coefficiente di afflusso φ medio ponderato relativo allo stato futuro per le due aree di intervento, come mostrato nella seguente Tabella 9-4:

Area Nord			Area Sud			Area Accumulo		
	S (ha)	φ		S (ha)	φ		S (ha)	φ

Area manufatti	0.02	0.9	Area manufatti	0.01	0.9	Area manufatti	0.06	0.9
Area viabilità	0.49	0.6	Area viabilità	0.09	0.6	Area misto granulare	0.09	0.6
Area pannellata	21.80	0.9	Area pannellata	5.08	0.9	Area a verde	0.22	0.2
Area a verde	45.49	0.2	Area a verde	10.01	0.2			

φ
medio **0.43**

φ
medio **0.44**

φ
medio **0.41**

Tabella 9-4 - Calcolo del coefficiente di afflusso medio ponderato relativo allo stato di progetto

Il principio di invarianza idraulica prevede la determinazione del volume in uscita dall'area di intervento nello stato antecedente il progetto, così da assumerlo come riferimento per la progettazione degli invasi.

Il volume in uscita dal sistema nell'intervallo di tempo t può essere definito come:

$$V_{OUT} = Q_{IMP} \cdot t = S \cdot u_{IMP} \cdot t$$

dove Q_{IMP} e u_{IMP} sono rispettivamente la portata e il coefficiente udometrico imposti allo scarico.

Su indicazione del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, nel presente studio è stato utilizzato un coefficiente udometrico imposto allo scarico pari a 6 l/s*ha. Pertanto, per ricavare la massima portata in uscita dai comparti nord e sud e dell'area di accumulo occorre moltiplicare il coefficiente udometrico per la superficie dei rispettivi bacini, ovvero la superficie recintata dei due lotti di impianto in progetto e dell'area d'accumulo.

Area	Portata ammissibile Q_u	
Nord	0.407	m ³ /s
Sud	0.091	m ³ /s
Accumulo	0.002	m ³ /s

Tabella 9-5 - Portate ammissibili dei comparti nord e sud

Il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle portate generate dall'assetto dell'area di intervento può essere condotto come differenza tra i volumi affluiti alla rete ed i volumi massimi ammessi alla rete idrografica ricettiva al tempo t . Si ha pertanto:

$$V_{INVASO} = V_{IN} - V_{OUT}$$

che diventa:

$$V_{INVASO} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n - Q_{IMP} \cdot t$$

Nel caso specifico si tratta di determinare la durata di pioggia critica t_{CR} che massimizza il volume invasato V_{MAX} derivando l'espressione precedente. Analiticamente la condizione di massimo assume la seguente espressione:

$$t_{CR} = \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

pertanto il volume da assegnare al sistema di invaso sarà:

$$V_{MAX} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{IMP} \cdot \left(\frac{Q_{IMP}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Nel caso in esame, la durata critica che massimizza il volume di laminazione per i comparti in cui sono suddivisi gli interventi progettuali risulta pari a:

- t_{CR} (Area Nord): 3.1 ore;
- t_{CR} (Area Sud): 3.2 ore;
- t_{CR} (Area Accumulo): 2.9 ore.

Nella seguente Tabella 9-6 vengono riportati i risultati delle elaborazioni numeriche per la definizione dei volumi di invaso necessari a garantire l'invarianza idraulica:

Area	S	φ	t_{CR}	V_{INVASO}
	ha	adim.	ore	m^3
Nord	67.81	0.43	3.1	13109
Sud	15.19	0.44	3.2	3017
Accumulo	0.37	0.41	2.9	67

Tabella 9-6 - Calcolo dei volumi di invaso

La durabilità dell'area di impianto e dell'impianto stesso dal punto di vista strutturale è garantita da un efficace sistema idraulico di allontanamento e drenaggio delle acque meteoriche.

Gli interventi da realizzarsi nell'area in esame sono stati sviluppati con l'obiettivo principale di limitare le interferenze con l'impianto e le relative opere elettriche ed evitare possibili attraversamenti. A tal scopo, tali canali sono stati ubicati lungo il perimetro della recinzione che delimita l'area dell'impianto, come mostrato nella seguente Figura 9-4.

Più in particolare, le acque di ruscellamento raccolte dal sistema di drenaggio dell'area nord verranno recapitate nel corpo idrico Scolo Varane, quelle relative all'area sud verranno recapitate nel corpo idrico denominato Cavo Sgaviglio, mentre per l'area d'accumulo le acque drenate verranno recapitate in un fosso secondario, posto a ovest dell'area d'accumulo, collegato al Rio Torto.

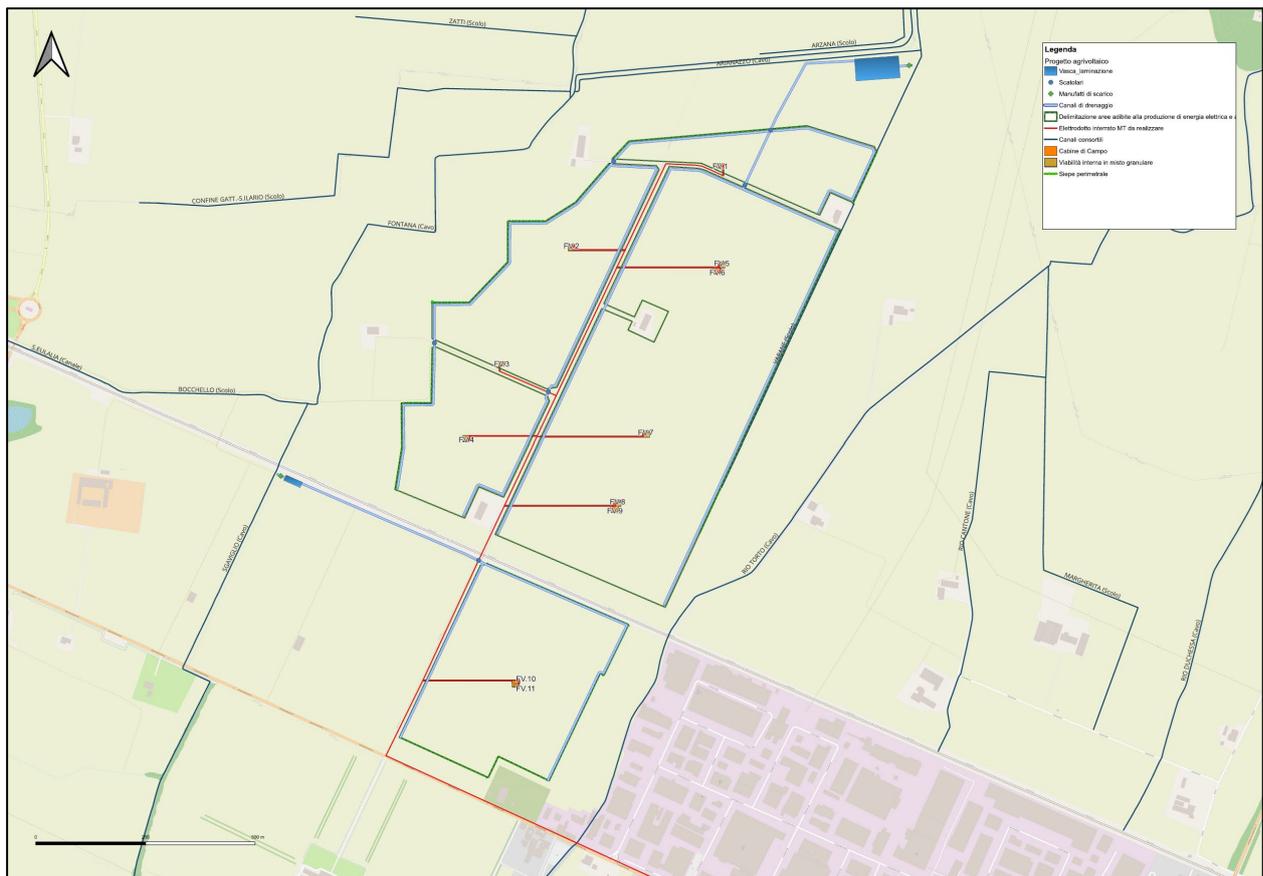


Figura 9-4 - Sistema di drenaggio dell'area di progetto

Il tracciato delle opere di regimazione è stato definito a partire dal rilievo plano-altimetrico dei luoghi e, di conseguenza, in funzione del layout dell'impianto, individuando i percorsi che costituiscano le più adeguate vie di deflusso e che possano facilitare l'allontanamento delle acque, convogliando i flussi nella rete di scolo in capo al Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale.

Pertanto le acque defluenti dall'area di impianto verranno raccolte ed allontanate dalle opere idrauliche in progetto che consistono principalmente in fossi di drenaggio e altre opere accessorie di natura idraulica.

Si prevede la realizzazione delle seguenti opere idrauliche:

- Area Nord:
 - Canale a sezione trapezia $L_1=2.00$ m; $L_2=1.00$ m; $h=1.00$ m della lunghezza di 5544 m;
 - Vasca di laminazione $L=100$ m; $B=50$ m; $h=1.00$ m.
- Area Sud:
 - Canale a sezione trapezia $L_1=2.00$ m; $L_2=1.00$ m; $h=1.00$ m della lunghezza di 1695 m;

- Vasca di laminazione L=40 m; B=13 m; h=1.00 m.
- Area Accumulo:
 - Canale a sezione trapezia L₁=1.00 m; L₂=0.50 m; h=0.50 m della lunghezza di 272 m;

Nella seguente tabella vengono riportate le verifiche dei volumi delle opere di drenaggio e laminazione al fine di garantire il volume d'invarianza idraulica degli interventi progettuali.

Area	V_{INVASO}	L_{CANALI}	A_{CANALI}	V_{CANALI}	V_{VASCA}	V_{TOTALE}
	m^3	m	m^2	m^3	m^3	m^3
Nord	13109	5544	1.5	8316	5000	13316
Sud	3017	1696	1.5	2543	520	3063
Accumulo	67	272	0.375	102	-	102

Tabella 9-7 - Verifica dei volumi di invarianza idraulica

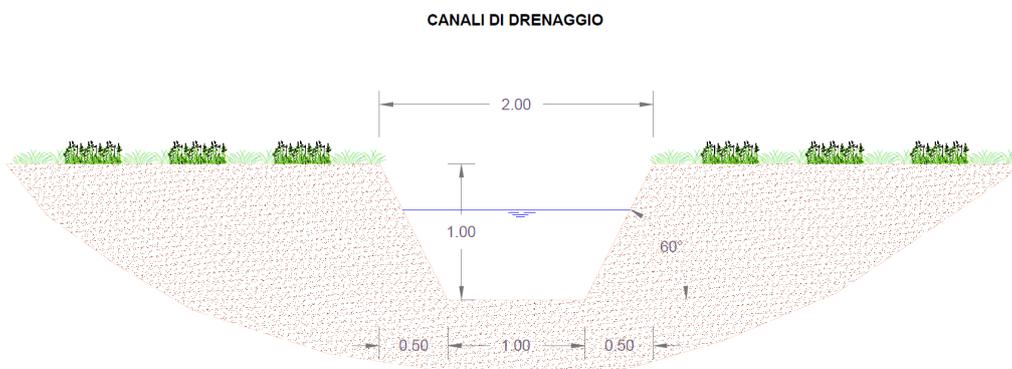


Figura 9-5 - Sezione trasversale dei canali di drenaggio Area Nord e Area Sud

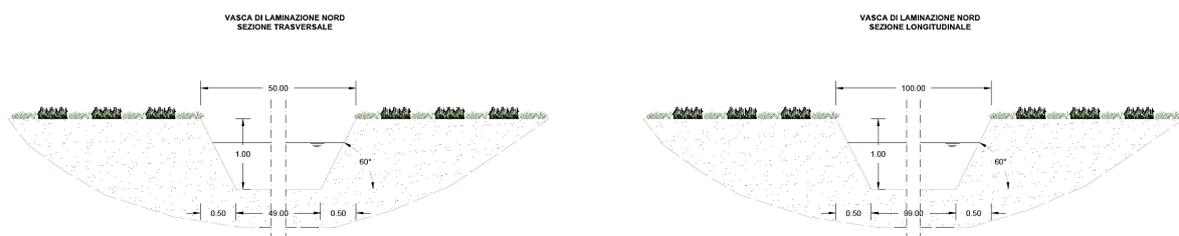


Figura 9-6 - Sezioni trasversale e longitudinale vasca di laminazione area nord

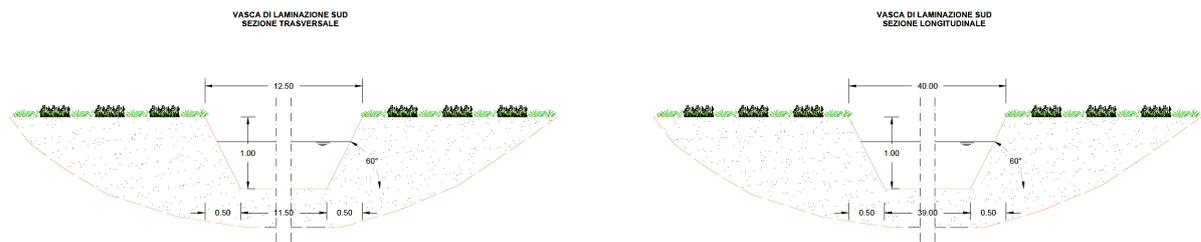


Figura 9-7 - Sezioni trasversale e longitudinale vasca di laminazione area sud

Nelle seguenti figure viene rappresentato il dettaglio del sistema di drenaggio delle aree nord e sud. In particolare:

- nell'area nord i canali perimetrali intercetteranno i deflussi superficiali convogliando le acque verso la vasca di laminazione. La risoluzione delle interferenze tra il sistema di drenaggio e la viabilità sarà effettuata mediante tombini scatolari prefabbricati (dim. 1.0m x 1.0m). la vasca di laminazione sarà a sua volta collegata mediante un canale trapezoidale al manufatto di scarico di nuova realizzazione che drenerà le acque raccolte verso lo scolo Varane mediante una tubazione in PEAD DN400;
- nell'area sud i canali perimetrali intercetteranno i deflussi superficiali convogliando le acque verso la vasca di laminazione. La risoluzione delle interferenze tra il sistema di drenaggio e la viabilità sarà effettuata mediante tombini scatolari prefabbricati (dim. 1.0m x 1.0m). la vasca di laminazione sarà a sua volta collegata mediante un canale trapezoidale al manufatto di scarico di nuova realizzazione che drenerà le acque raccolte verso il cavo Sgaviglio mediante una tubazione in PEAD DN280;
- nell'area d'accumulo i canali perimetrali intercetteranno i deflussi superficiali convogliando le acque verso il manufatto di scarico di nuova realizzazione che drenerà le acque raccolte verso il canale di scolo secondario mediante una tubazione in PEAD DN100. La risoluzione delle interferenze tra il sistema di drenaggio e la viabilità sarà effettuata mediante tombini scatolari prefabbricati (dim. 1.0m x 1.0m).



Figura 9-8 - Dettaglio del sistema di drenaggio dell'area nord



Figura 9-9 - Dettaglio del sistema di drenaggio dell'area sud



Figura 9-10 - Dettaglio del sistema di drenaggio dell'area accumulo

Con riferimento ai manufatti di scarico, per il calcolo della bocca tarata in uscita è stata utilizzata la seguente formula:

$$D = \sqrt{\frac{Q_{u_{MAX}}}{\alpha \cdot \pi \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}}}$$

in cui:

- $Q_{u_{MAX}}$ è la portata ammissibile allo scarico pari a 0.407 m³/s per il comparto nord e 0.091 m³/s per il comparto sud;
- D rappresenta il diametro della tubazione;
- α identifica il coefficiente di perdita posto pari a 0.6;
- Δh è il carico idraulico disponibile, calcolabile come differenza tra il livello massimo nella vasca in progetto ed il tirante idrico nel fosso in uscita, ipotizzabile pari a 2/3 della sua altezza utile dal fondo al ciglio, differenza tra quota xx3 e quota xx2 secondo la seguente schematizzazione:

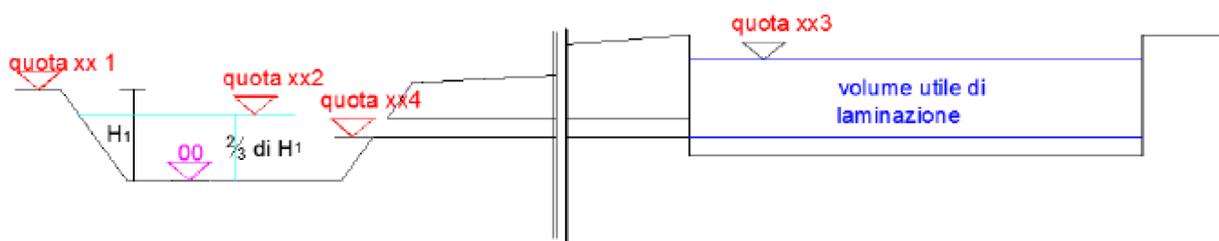


Figura 9-11 - Schema del manufatto di scarico e della bocca regolatrice di portata

La quota del terreno in corrispondenza dei manufatti di scarico risulta:

- 42.0 m s.l.m. per l'area nord;
- 47.5 m s.l.m. per l'area sud;
- 50 m s.l.m. per l'area accumulo.

I corpi idrici ricettori, scolo Varane e cavo Sgaviglio e canale secondario, presentano una profondità stimata rispettivamente pari a 2.0 m, 1.7 m e 1.0 m. Di conseguenza, le rispettive quote di fondo sono state assunte pari a:

- 40.0 m s.l.m. per lo scolo Varane;
- 45.8 m s.l.m. per il cavo Sgaviglio;
- 49.0 m s.l.m. per il canale secondario

pertanto, le quote xx2 dei corpi idrici risultano pari a:

- 41.3 m s.l.m. per lo scolo Varane;

- 46.9 m s.l.m. per il cavo Sgaviglio;
- 49.7 m s.l.m. per il canale secondario

Ai fini della definizione della quota xx3 dei due manufatti di scarico è stato considerato un franco pari a 0.5 m, per scolo Varane e cavo Sgaviglio, e 0.2 per il canale secondario, di conseguenza le quote risultano:

- 41.5 m s.l.m. per lo scolo Varane;
- 47.0 m s.l.m. per il cavo Sgaviglio;
- 49.8 m s.l.m. per il canale secondario

pertanto il valore del carico idraulico disponibile Δh risulta pari a:

- 0.2 m per lo scolo Varane;
- 0.1 m per il cavo Sgaviglio;
- 0.1 m per il canale secondario.

Applicando la formulazione precedentemente descritta si ottengono i seguenti diametri delle tubazioni di scarico:

- $D=0.35$ m per lo scolo Varane;
- $D=0.21$ m per il cavo Sgaviglio;
- $D=0.03$ m per il canale secondario.

Nella seguente Tabella 9-8 vengono riportati i calcoli di dimensionamento delle tubazioni e i rispettivi diametri nominali:

AREA	H fosso	$2/3 H$	Z terreno	$xx3$	$xx2$	D	DN
	m	m	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m	mm
NORD	2.0	1.3	42.0	41.5	41.3	0.35	400
SUD	1.7	1.1	47.5	47.0	46.9	0.21	280
ACCUMULO	1.0	0.7	50.0	49.8	49.7	0.03	100

Tabella 9-8 - Calcolo delle dimensioni delle tubazioni di scarico

Il manufatto di scarico verrà ubicato ad una distanza minima pari a 5.0 dal ciglio del canale idrico ricettore e dotato di valvola antiriflusso, come mostrato nelle seguenti figure:

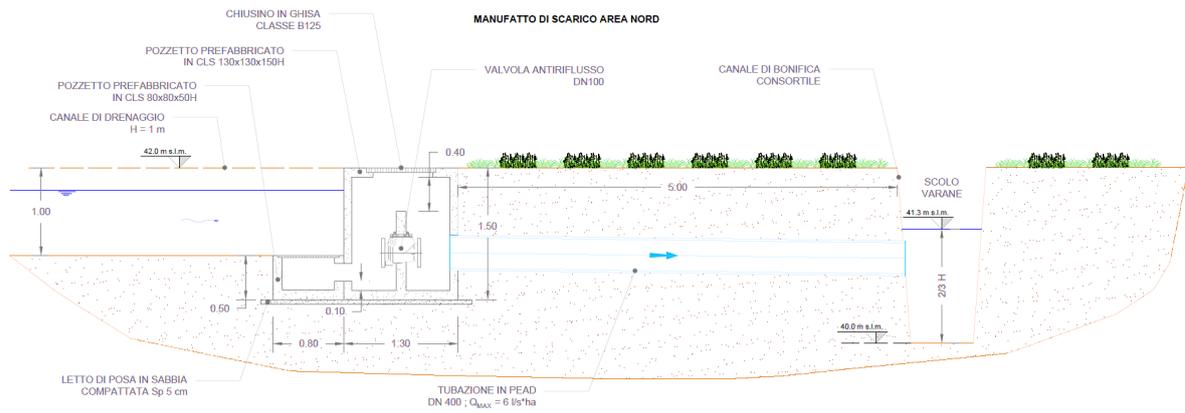


Figura 9-12 - Manufatto di scarico area nord

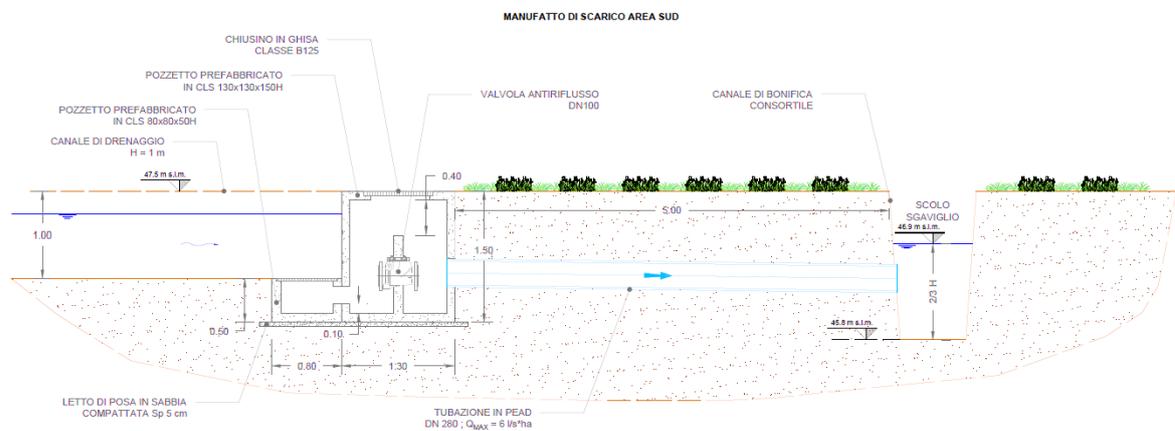


Figura 9-13 - Manufatto di scarico area sud

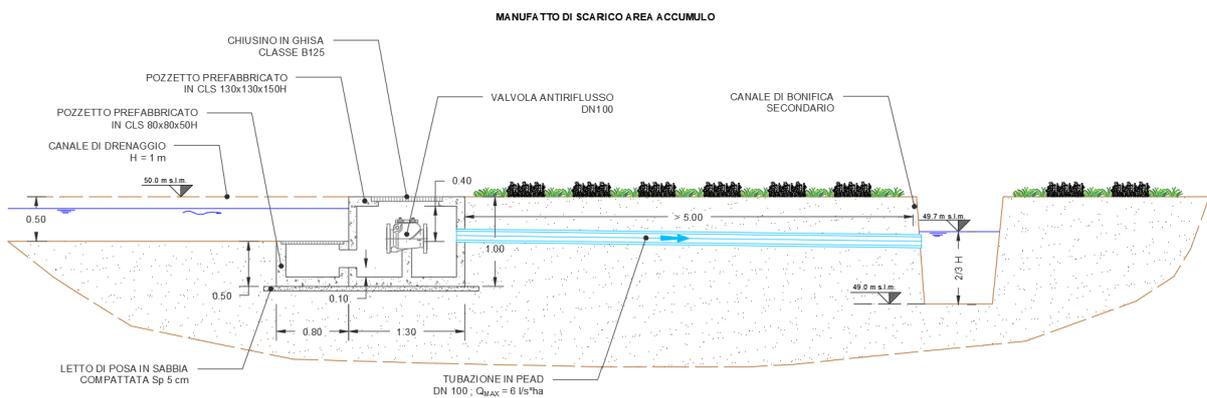


Figura 9-14 - Manufatto di scarico area accumulo

Conclusioni

Lo studio idrologico e idraulico è parte integrante del Progetto Definitivo inerente la realizzazione di un impianto agrivoltaico, avente potenza nominale complessiva pari a 80,01 MWp, denominato "Giambattista", ubicato nel territorio Comunale di S. Ilario d'Enza (RE), che la società Lilo Solar s.r.l. intende realizzare. Le aree occupate dall'impianto saranno dislocati all'interno delle particelle di terreno site in agro del territorio comunale di S. Ilario d'Enza (RE). Esse si sviluppano su una superficie recintata complessiva di circa 81.87 Ha lordi suddivisi in più aree che presentano struttura orografica regolare e prevalentemente pianeggiante. L'area di intervento è composta da terreni a vocazione agricola, caratterizzata da una vegetazione rada e conformazione pressoché pianeggiante. Inoltre, all'interno delle aree non si registra la presenza di manufatti o fabbricati. Il reticolo idrografico è costituito da una serie di fossi artificiali di modesto sviluppo, funzionali al drenaggio delle acque derivanti dalle attività agricole.

In generale, dal punto di vista idraulico non esistono particolari criticità, visto che le interferenze con elementi idrici riguardano prevalentemente piccoli fossi di drenaggio delle attività agricole. Le aree di intervento ricadono nel territorio di competenza Autorità di Bacino Distrettuale del Fiume Po. Da consultazione delle carte tematiche presenti sui siti delle AdB sopra menzionate, non sono state riscontrate aree di pericolosità/rischio idraulico, in corrispondenza delle aree oggetto di intervento.

Sebbene le aree di impianto non ricadano in aree a pericolosità/rischio idraulico, si è proceduto ad effettuare uno studio di idrologico ed idraulico di dettaglio, in modo da espletare le verifiche in moto permanente bidimensionale dei tratti d'asta prossimi alle aree di intervento ed al dimensionamento adeguato del sistema di drenaggio delle viabilità di progetto, costituito da cunette, fossi di guardia e tombini idraulici di attraversamento.

Da quanto emerso dalle verifiche idrauliche in moto permanente bidimensionale, effettuate per i tratti d'asta prossimi e/o interferenti con le opere in progetto, i deflussi con tempo di ritorno 200 anni interessano in maniera non significativa le aree dell'impianto.

In fase di realizzazione dell'impianto, considerato che l'area è continuamente soggetta a pratiche agricole, si procederà ad aggiornare il rilievo topografico dello stato di fatto e a rettificare, se necessario, le simulazioni e le verifiche idrauliche sulla base del nuovo scenario individuato. Qualora risultasse necessario procedere alla realizzazione di ulteriori interventi, quali riprofilature delle sezioni idrauliche e/o inserimento di fossi e tombini, gli stessi saranno dimensionati adottando le stesse procedure di calcolo riportate nel presente elaborato.

Nell'ambito dello studio è stata condotta inoltre l'analisi degli aspetti legati all'invarianza idraulica, sviluppata partendo dalla caratterizzazione dell'area in modo da definire il valore del coefficiente di deflusso corrispondente allo stato attuale e dallo stato futuro di progetto. Il dimensionamento del volume di invaso/laminazione necessario a garantire l'invarianza idraulica delle opere in progetto è stato effettuato secondo il DGR 1300/2016 della Regione Emilia Romagna e quanto indicato dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, competente per le aree di progetto. Il volume necessario a garantire l'invarianza idraulica viene assicurato tramite la realizzazione di un sistema di canali di drenaggio e due vasche di laminazione, a servizio dei due comparti nord e sud in cui viene suddivisa l'area d'intervento e dell'area accumulo, che scaricheranno i volumi raccolti nella rete di canali consortili, attraverso manufatti di scarico dotati di valvole antiriflusso e bocca di scarico opportunamente tarata per garantire la portata massima ammissibile, secondo le prescrizioni del Consorzio competente.

ing. Giovanni Guzzo Foliaro

ing. Amedeo Costabile

ing. Francesco Meringolo