

Realizzazione del Nuovo Ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana in via Mariano Lauro 28, Comune di Sant'Agnello (NA)
 CUP : D13D19000310003

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

Azienda Sanitaria Locale NAPOLI 3 SUD

Commissario ad Acta (DPGR Campania 126 del 06/07/22): Ing. Gennaro Sosto

R.U.P. :

Ing. Ciro Visone

Responsabile del coordinamento ed integrazione prestazioni specialistiche:

Arch. Maurizio Pavani | MATE

Progetto Architettonico cat. E.10:

Responsabile progetto: Arch. Maurizio Pavani | MATE

Team di progetto: Arch. Fabiana Aneghini | MATE; Ing. Emilio Bona Veggi | MATE; Arch. Tommaso Cesaro | MATE; Arch. Giulio Felli | CSPE; Arch. Paolo Felli | CSPE; Arch. Sara Greco | MATE; Arch. Michela Pucciariello | MATE

Progetto Architettonico cat. E.18:

Responsabile progetto: Ing. Emilio Bona Veggi | MATE

Team di progetto: Arch. Martina Buccitti | MATE; Arch. Manola Caruso | CSPE

Progetto opere strutturali cat. S.06:

Responsabile progetto: Ing. Carmine Mascolo | MASCOLO INGEGNERIA

Team di progetto: Ing. Matteo Gregorini | STUDIO GREGORINI; Ing. Mauro Perini | MATE

Progetto impianti meccanici cat. IA.01:

Responsabile progetto: Ing. Luca Melucci | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI; Ing. Silvio Stivaletta | MATE

Progetto impianti meccanici cat. IA.02:

Responsabile progetto: Ing. Lorenzo Genestreti | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI; Ing. Silvio Stivaletta | MATE;

Progetto impianti elettrici e speciali cat. IA.04:

Responsabile progetto: Ing. Claudio Muscioni | STUDIO TI

Team di progetto: Ing. Lino Pollastri | MATE; Ing. Lanfranco Ricci | STUDIO TI

Prevenzione incendi:

Responsabile progetto: Arch. Corrado Lupatelli | CSPE

Team di progetto: Ing. Alessandro Sanna | MATE

Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Arch. Corrado Lupatelli | CSPE

Responsabile della relazione sui requisiti acustici delle opere ai sensi della L. 447/95:

Ing. Sacha Slim Bouhageb

Stime, computi e value engineering, misure e contabilità:

Geom. Andrea Elmi | MATE

Geologia:

Dott. Geol. Salvatore Costabile | GIA CONSULTING

Archeologia:

Dott. Alessandra Saba | NURE ARCHEOLOGIA

Esperto Via e Vas - Controllo Qualità ISO 9001:2015 e ISO 14001:2015:

Ing. Elettra Lowenthal | MATE

Urbanistica:

Urb. Raffaele Gerometta | MATE

Esperto viabilità e infrastrutture:

Ing. Elena Guerzoni | MATE

Responsabile della redazione dell'Attestato di Prestazione Energetica ai sensi del d.m. 26/06/2015:

Ing. Lorenzo Genestreti | STUDIO TI

Esperto sugli aspetti energetici, ambientali e CAM:

Responsabile progetto: Ing. Eleonora Sablone | MATE

Team di progetto: Ing. Silvio Stivaletta | MATE

Responsabile dell'Organizzazione sanitaria:

Responsabile progetto: Dott. Andrea Vannucci

Team di progetto: Dott. Luca Munari

Team BIM:

BIM Manager certificato ICMQ: Arch. Arturo Augelletta | MATE

BIM Manager certificato ICMQ: Ing. Enrico Ricci | STUDIO TI

BIM Manager certificato ICMQ: Ing. Carmine Mascolo | MASCOLO INGEGNERIA

BIM Coordinator certificato ICMQ: Arch. Gianluca Protani | MATE

BIM Coordinator certificato ICMQ: Ing. Gaetano D'Ausilio | MASCOLO INGEGNERIA

Direzione Lavori e Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione:

Ing. Matteo Gregorini | STUDIO GREGORINI

OGGETTO:

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE IDROLOGICA IDRAULICA

SORR21009 004 ET 0

cod. commessa

num. elaborato

DATA:

15 Marzo 2023

REDATTO:

DV

SCALA:

-

APPROVATO:

MP

REVISIONE:

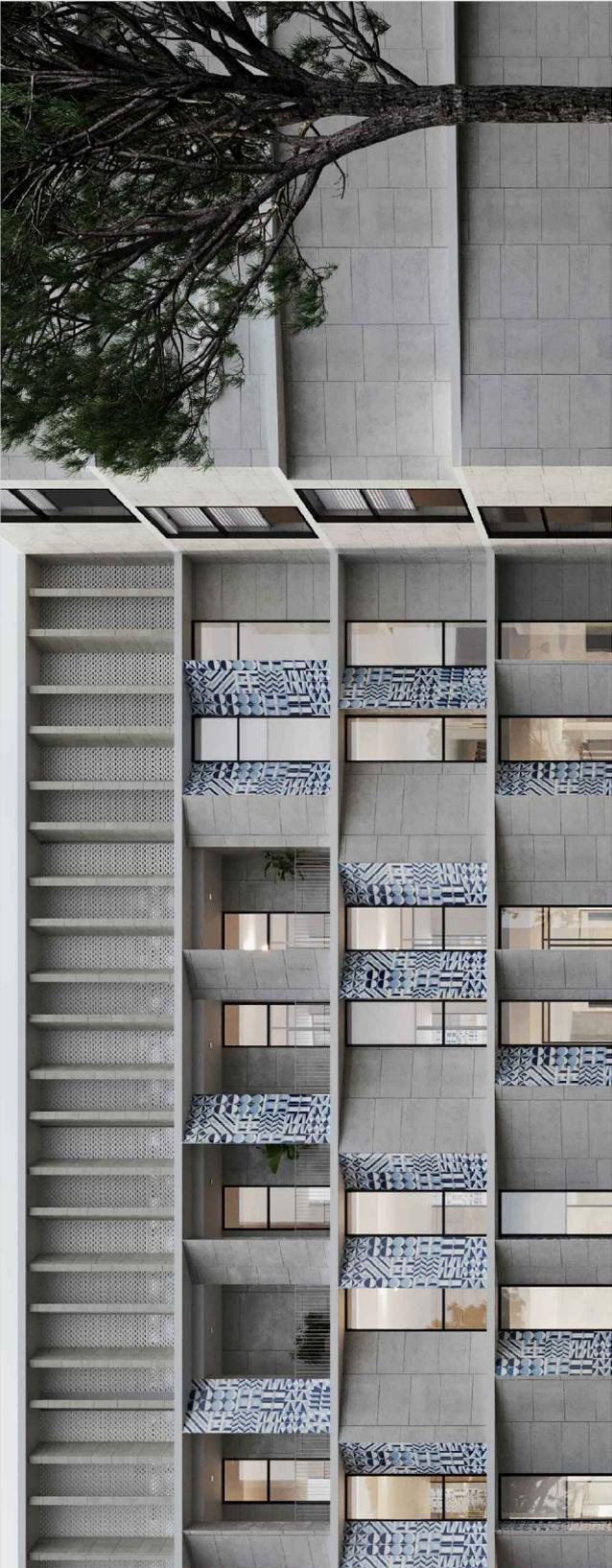
00 - 01 Ottobre 2024

VERIFICATO:

SC

Percorso file

P:\Cile-BO\SORR21009-AI\Produzione\04_Progetto Esecutivo\12_Cartiglio\Cartiglio condiviso\SORR21009_Cartiglio PE_01 Ottobre 2024.dwg.dwg



CAPOGRUPPO
 MATE Soc. Coop.va
 Via San Felice 21
 40122 Bologna (BO)



MANDANTE
 CSPE srl
 Piazzale Donatello 29
 50132 Firenze (FI)



MANDANTE
 STUDIOTI srl
 Via Flaminia 138
 47923 Rimini (RN)



MANDANTE
 MASCOLO Ingegneria
 Via Antonio Gramsci 13
 80033 Cicciano (NA)



MANDANTE
 Ing. Sacha Slim Bouhageb
 Via Pian d'Albero 4
 50012 Bagno a Ripoli (FI)



MANDANTE
 GIA Consulting srl
 Viale degli Astronauti 8
 80131 Napoli (NA)



MANDANTE
 Ing. Matteo Gregorini
 Centro Direzionale
 Isola F11
 80143 Napoli (NA)



MANDANTE
 NURE Soc. Coop.va
 Corso V. Emanuele 2
 09056 Isili (SU)

Sommario

PREMESSA	2
1. INQUADRAMENTO DELL'AREA	3
1.1 Ubicazione Sito E Bacino Di Interesse	3
1.2 Caratteristiche Geologiche, Morfologiche e Idrogeologiche dell'area	4
2. IDROGEOLOGIA.....	8
2.1 Generalità.....	8
2.2 Il modello geomorfoclimatico.....	10
2.3 Legge di probabilità pluviometriche areale.....	11
2.4 Determinazione del coefficiente di deflusso e del tempo di ritardo.....	13
2.5 Studio della piena media annua.....	14
2.6 Risultati dello studio di portata massima di bacino nel comune di Sant'Agnello	15
3. VERIFICA IDRAULICA DELL'ALVEO.....	19
3.1 Stime di deflusso a moto uniforme	19
3.2 Risultati ottenuti	20
CONCLUSIONI.....	28
ALLEGATI.....	30

PREMESSA

La presente relazione riassume i risultati dello studio idrologico del bacino idrografico e in particolare un'analisi idraulica dell'alveo croce, tratto lungo cui scorrono le acque di ruscellamento superficiale incanalata dal bacino idrografico dell'area, situato al di sotto dell'area nella quale è prevista la progettazione del "Nuovo ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana" nel comune di Sant'Agello (NA).

Questo lavoro ha come scopo la determinazione di parametri di portata massima del bacino dell'area ed una stima del deflusso a moto uniforme del bacino, allo scopo di effettuare un ridimensionamento dell'alveo.

Il lavoro comprende i seguenti Allegati:

- **Allegato 1:** Tabelle di calcolo;
- **Allegato 2:** Inquadramento bacino in scala 1:20000.

1. INQUADRAMENTO DELL'AREA

1.1 Ubicazione Sito E Bacino Di Interesse

L'area in esame rientra nel foglio 466131 e 466132 della perimetrazione, di cui al Piano Stralcio per l'assetto Idrogeologico del Territorio dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino meridionale (PSAI ex Autorità di Bacino Regionale Campania Centrale – Delibera di Adozione del comitato Istituzionale n.1 del 23/02/2015), e coinvolge una superficie di 3.361 km^2 con quote variabili tra i 67 e i 327 *m. s. l. m.* (Figura 1.1), con altezza media pari a 150 *m. s. l. m.*, e una lunghezza dell'asta principale pari a 2.18 *km.*



Figura 1.1- Ubicazione area di interesse

1.2 Caratteristiche Geologiche, Morfologiche e Idrogeologiche dell'area

La maggior parte dei litotipi che costituiscono la Penisola Sorrentina appartengono alle successioni sedimentarie della piattaforma campano-lucana. La circolazione idrica sotterranea della penisola Sorrentina è legata all'esistenza di un fitto intreccio di fratture e faglie ed è spesso condizionata dalle fasce cataclastiche delle principali direttrici tettoniche. Ulteriore motivo di condizionamento e frazionamento della circolazione idrica di base è dovuto al fatto che la successione sedimentaria si presenta divisa in monoclinali complesse (Figura 1.2).

4

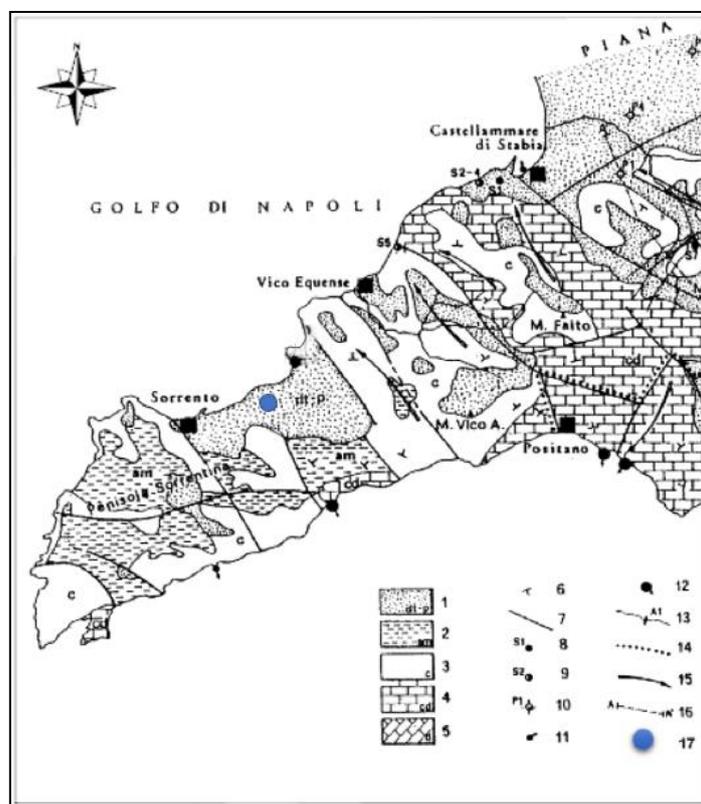


Figura 1.2- Schema idrogeologico della Penisola Sorrentina: 1) Complesso detritico-piroclastico; 2) Complesso arenaceo-argilloso; 3) Complesso calcareo; 4) Complesso calcareo-dolomitico; 5) Complesso dolomitico; 6) Giacitura degli strati; 7) Principali discontinuità tettoniche; 8) Sorgenti continentali; 9) Sorgenti minerali; 10) Pozzi; 11) Sorgenti sottomarine (30 + 50 l/s); 12) Sorgenti sottomarine (50 + 150 l/s); 13) sezioni di misura in alveo; 14) Principale spartiacque sotterraneo; 15) Principali direzioni di flusso della falda di base; 16) traccia di sezione; 17) Area d'indagine.

Ciò posto, dal punto di vista idrogeologico i terreni affioranti sull'area di studio sono riconducibili a tre complessi:

- il *complesso carbonatico*;
- il *complesso detritico*;
- il *complesso piroclastico*.

Ai suddetti complessi vanno aggiunti i depositi di spiaggia che presentano un'elevata permeabilità per porosità.

L'area d'interesse si colloca all'interno della struttura idrogeologica della piana di Sorrento - margine orientale - che risulta delimitata a Nord-Est dalla faglia di Meta, a Sud-Ovest dalla parallela linea tettonica Sorrento-Monticello ed a sud dallo spartiacque principale della Penisola Sorrentina orientato in direzione NE-SW, passante per le località "Malacoccola" (+ 524 m s.l.m.), "Colli di Fontanelle" (+ 300 m s.l.m.), "Monte Bosco" (+ 362 m s.l.m.), "Colli di San Pietro" (+ 350 m s.l.m.) e "Monte Vico Alvano" (+ 642 m s.l.m.). I terreni ivi presenti, sono ascrivibili prevalentemente al *complesso piroclastico* con intercalazioni di materiale detritico-alluvionale che è sede di un acquifero libero monostrato la cui piezometrica si rinviene generalmente appena al di sotto del banco tufaceo, nel materiale detritico-alluvionale tamponato alla base dal complesso *arenaceo - marnoso - argilloso* (flysch miocenico) che funge da impermeabile relativo.

La falda, inoltre, è caratterizzata da una superficie piezometrica piana con linee di flusso parallele che si sviluppano in direzione NW-SE.

La piana di Sorrento risulta costituita da materiali piroclastici, talora con alla base depositi marini, che hanno in parte colmato un *graben* tettonico interrotto, a sud di Sant'Agnello, da un horst secondario.

Ambedue i depositi sopra descritti costituiscono l'acquifero della piana e poggiano su un basamento terrigeno miocenico (De Gennaro - Stanzione, 1969) il cui tetto si rinviene, il più delle volte, in prossimità del livello medio marino.

È interessante osservare che, quando i predetti materiali plio - quaternari si sono depositi, l'originaria depressione tettonica aveva già raggiunto un certo grado di maturità morfologica (Civita - De Riso - Lucini - Nota D'Elogio, 1973); è quindi probabile che in essa i terreni miocenici (in posto o risedimentati), oltre a prevalere sul fondo, formassero -

a seguito di frane o di erosione - una fascia al piede dei versanti carbonatici così da conferire alla depressione una globale inclinazione verso nord.

La falda della piana risulterebbe, pertanto, limitata alla base, sia pure con delle possibili soluzioni di continuità, dall'assetto morfologico del substrato impermeabile e, dallo stesso, condizionata nel deflusso verso nord.

Al riguardo, lo studio delle anomalie termiche lungo la falesia tufacea che delimita a nord la piana di Sorrento (Celico - Corniello, 1979) ha evidenziato un gran numero di sbocchi di acque continentali, testimoniando che il recapito principale del deflusso idrico sotterraneo è rappresentato dal mare.

La circolazione idrica superficiale in Penisola Sorrentina è fortemente condizionata dagli elementi strutturali e spesso il reticolo idrografico, che presenta caratteristiche forme giovanili ed una forte capacità erosiva a causa degli ultimi spostamenti del livello di base, si è impiantato lungo linee di faglia seguendo, per il deflusso delle acque, una rete di fratture preesistenti; i corsi d'acqua che ne risultano, sono tutti brevi e rettilinei, con pendenze elevate e sempre incassati tra pareti rocciose.

Nella piana di Sorrento nonostante la presenza del tufo grigio, i deflussi superficiali hanno di poco variato le loro peculiari caratteristiche; i valloni sorrentini sono praticamente delle forre incise nel tufo che si raccordano, con pendenze elevate, al reticolo idrografico impostato sulle zone calcaree.

Per la zona in esame il reticolo idrografico è praticamente assente.

Nell'area in esame la circolazione idrica sotterranea è regolata dalle differenti caratteristiche idrogeologiche dei diversi terreni a contatto. In particolare, nel sottosuolo dell'area sussiste una falda apprezzabile solo in profondità, a quota prossima a quella del livello del mare, ovvero alla base del Tufo Grigio. Quest'ultimo, infatti, permeabile per la maggior parte per fessurazione, accoglie le aliquote di pioggia che si infiltrano nei sovrastanti terreni piroclastici e che sono lentamente trasferite verso il basso, nonché quelle trasmesse per travaso laterale dei terreni arenaceo-marnoso-argillosi emergenti nelle zone collinari geograficamente competenti il bacino idrogeologico. In definitiva, una

circolazione idrica sotterranea, anche se di portata limitata, è rinvenibile a profondità piuttosto elevate corrispondente all'incirca al piede della formazione del tufo grigio e, pertanto, del tutto ininfluyente sulle opere in progetto.

2. IDROGEOLOGIA

Per quel che concerne la valutazione delle massime portate di piena naturali e dei corrispondenti idrogrammi, si è fatto riferimento alla metodologia riportata nel Rapporto VAPI Campania (C.N.R. – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche). Di seguito si riporta la metodologia utilizzata per la valutazione delle massime di piena naturali dell’impluvio immissario della vasca di assorbimento, nel comune di Sant’Agnello.

2.1 Generalità

L’analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene in Campania è stata effettuata nel Rapporto VAPI Campania attraverso una metodologia di analisi regionale di tipo gerarchico, basata sull’uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (TCEV - Two Component Extreme Value).

Tale procedura si basa sulla considerazione che esistono zone geografiche via via più ampie che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione, man mano che il loro ordine aumenta.

Indicando con Q il massimo annuale della portata al colmo e con t_r il periodo di ritorno, cioè l’intervallo di tempo durante il quale si accetta che l’evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, la massima portata di piena Q corrispondente al prefissato periodo di ritorno t_r , può essere valutata come:

$$Q_T = K_T m(Q) \quad (1)$$

dove:

- $m(Q)$ = media della distribuzione dei massimi annuali della portata di piena (piena indice);
- K_T = fattore probabilistico di crescita, valutata in prima approssimazione come: $K_T = -0.0545 + 0.680 \ln T$ con un errore inferiore al 5% per $T \geq 10$ anni.

Nella tabella che segue vengono riportati i coefficienti di crescita delle portate per diversi periodi di ritorno (Tabella 2.1).

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T	0.87	1.29	1.63	2.03	2.17	2.47	2.61	3.07	3.53	4.15	4.52

Tabella 2.1 – Coefficienti di crescita (portate) per assegnati periodi di ritorno.

Nel dettaglio, la piena media annua $m(Q)$ è caratterizzata da una elevata variabilità spaziale che può essere spiegata, almeno in parte, ricorrendo a fattori climatici e geomorfologici. È dunque in genere necessario ricostruire modelli che consentano di mettere in relazione $m(Q)$ con i valori assunti da grandezze caratteristiche del bacino. Quando mancano i dati di portata direttamente misurati nelle sezioni di interesse, l'identificazione di tali modelli può essere ottenuta sostanzialmente attraverso due diverse metodologie:

- approcci di tipo puramente empirico, del tipo $m(Q) = aA^b$ (con A = superficie del bacino);
- approcci che si basano su modelli in cui la piena media annua viene valutata con parametri che tengano conto delle precipitazioni massime sul bacino e delle caratteristiche geomorfologiche (modelli geomorfoclimatici).

Il Rapporto VAPI Campania ha provveduto alla stima dei parametri sia per modelli empirici di vario tipo che per il modello geomorfoclimatico.

Nel presente studio, mancando dati di misura di portata nelle sezioni di interesse, il calcolo della portata media annua al colmo di piena è stato effettuato in via indiretta, in accordo con la metodologia proposta dal VAPI, a partire dalle precipitazioni intense e in particolare con il “modello geomorfoclimatico”, stimando $m(Q)$ come una frazione della massima intensità di pioggia che può verificarsi sul bacino dipendente dalle caratteristiche geomorfologiche dello stesso.

2.2 Il modello geomorfoclimatico

Ad eventi di pioggia brevi ed intensi corrispondono, di solito, deflussi di piena nella sezione terminale del bacino, dovuti essenzialmente allo scorrimento delle acque sui versanti e nei canali della rete idrografica. Per definire l'effetto dei versanti sulla determinazione della pioggia "efficace", si definisce coefficiente di afflusso di piena C_f il rapporto tra i volumi di piena e le precipitazioni totali sul bacino in un prefissato intervallo di tempo.

10

Il massimo annuale della portata al colmo di piena, che si verifica dunque per eventi di durata d_c , viene definita come:

$$m(Q) = \frac{C_f q m[I(t_r)]A}{3.6} \quad (2)$$

In cui:

- t_r è il tempo di ritardo del bacino in ore;
- C_f è il coefficiente di deflusso caratteristico del bacino;
- $m[I(t_r)]$ è la media del massimo annuale dell'intensità di pioggia areale di durata pari al tempo di ritardo t_r del bacino, in mm/ora;
- A è l'area del bacino in km^2 ;
- q è il coefficiente di attenuazione al colmo di piena.

Seguendo l'approccio sopra definito, per lo studio del bacino e per valutare la media dei massimi annuali della portata al colmo di piena $m(Q)$, risulta in definitiva necessario:

- determinare le caratteristiche morfologiche ed altimetriche dei bacini idrografici;
- definire la legge di probabilità pluviometrica areale $m[I(t_r)]$;
- calcolare i parametri del modello geomorfoclimatico C_f e t_r .

2.3 Legge di probabilità pluviometriche areale

La legge di probabilità pluviometrica areale consente di conoscere come varia la media annuale del massimo annuale dell'altezza di pioggia $m[h_A(d)]$ in funzione della durata d e dell'area di bacino A .

11

La metodologia comunemente impiegata consiste nell'ottenere la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia areale $m[h_A(d)]$ dalla media del massimo annuale dell'altezza di pioggia puntuale $m[h(d)]$; in particolare per la stima della legge di probabilità pluviometrica, il Rapporto VAPI Campania fa sostanzialmente riferimento a leggi a quattro parametri del tipo:

$$m[h(d)] = \frac{m(I_0) d}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^\beta} \quad (3)$$

In cui $m(I_0)$ rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per d che tende a 0; inoltre d e d_c vanno espressi in ore, $m[I_0]$ e $m[I(d)]$ in mm/ora e vale:

$$\beta = C - DZ \quad (4)$$

I parametri della suddetta legge sono stati determinati nel rapporto VAPI Campania, per sei aree ritenute omogenee dal punto di vista pluviometrico (Figura 2.1). Una volta nota la media del massimo annuale dell'altezza puntuale $m[h(d)]$ è possibile ottenere la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia areale $m[h_A(d)]$ attraverso un fattore di ragguglio noto come coefficiente di riduzione areale $K_A(d)$:

$$m[h_A(d)] = K_A(d) m[h(d)] \quad (5)$$

dove il fattore di riduzione areale viene ricavato attraverso la seguente relazione:

$$K_A(d) = 1 - \left[1 - e^{-c_1 A} e^{c_2 d^{c_3}}\right] \quad (6)$$

Dove: A è l'area del bacino in km^2 ; $c_1 = 0.0021$; $c_2 = 0.53$; $c_3 = 0.25$.

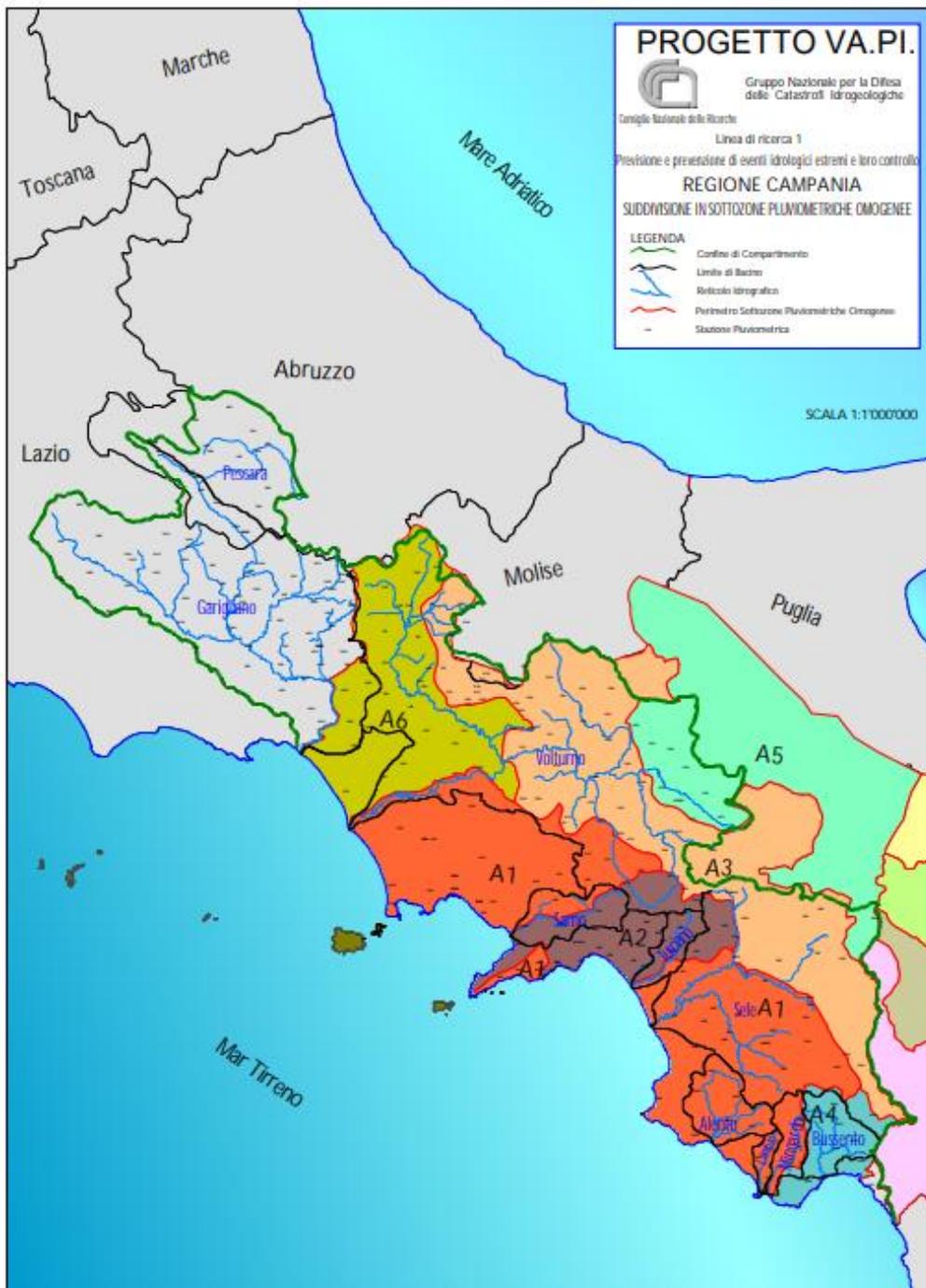


Figura 2.1 – Suddivisione in sottozone pluviometriche omogenee della Regione Campania.

Per i bacini molto piccoli K_A è praticamente pari ad 1, come è il caso del bacino relativo all'area in esame.

Nota quindi la legge $m[h_A(d)] = m[h(d)]$ è possibile definire la *media dei massimi annuali dell'intensità di pioggia areale* come:

$$m [I_A(d)] = \frac{m[h_A(d)]}{d} \quad (7)$$

2.4 Determinazione del coefficiente di deflusso e del tempo di ritardo

La metodologia proposta dal VAPI Campania per la valutazione dei parametri del modello geomorfoclimatico, e cioè del coefficiente di deflusso C_f e del tempo di ritardo del bacino t_r , assume alla base la suddivisione di ogni bacino complessi omogenei dal punto di vista idrogeologico in modo differente a seconda che si tratti di bacini di estensione ridotta o di bacini maggiormente estesi.

In particolare, per i bacini di piccola estensione, il territorio è stato suddiviso in due soli complessi omogenei:

- le aree impermeabili A_{imp} ;
- le aree permeabili $A - A_{imp}$.

Dato il significato del coefficiente di deflusso, l'ipotesi più semplice per la sua stima consiste nell'assumere che esista un valore di C_f per ogni singolo complesso omogeneo e nel considerare il valore globale come la media pesata di tali valori caratteristici. Per cui il coefficiente di deflusso sarà dato dalla seguente:

$$C_f = C_{f1} \left(1 - \frac{A_{imp}}{A}\right) + C_{f2} \left(\frac{A_{imp}}{A}\right) \quad (8)$$

Nel Rapporto VAPI Campania sono stati stimati per C_{f1} e C_{f2} i seguenti valori:

- C_{f1} = coefficiente di afflusso dell'area permeabile = 0.13;
- C_{f2} = coefficiente di afflusso dell'area impermeabile = 0.60.

Per quanto riguarda invece il calcolo del tempo di ritardo facendo sempre riferimento al Metodo VAPI – Rapporto Campania (Villani & Rossi, 1995), si utilizza la seguente espressione:

$$t_r = \frac{c_{f1}(A - A_{imp})}{c_f A} \frac{1.25}{3.6 c_1} \sqrt{A - A_{imp}} + \frac{c_{f2} A_{imp}}{c_f A} \frac{1.25}{3.6 c_2} \sqrt{A_{imp}} \quad (9)$$

Dove:

- C_f è il coefficiente di afflusso;
- c_{f1} e c_{f2} valgono rispettivamente 0.13 e 0.60;
- c_1 è la celerità media di propagazione dell'onda di piena nel reticolo idrografico relativa alle aree impermeabili 0.25 m/s;
- c_2 è la celerità media di propagazione dell'onda di piena nel reticolo idrografico relativa alle aree permeabili 1.70 m/s.

14

2.5 Studio della piena media annua

Definita la legge di probabilità pluviometrica areale e calcolati i parametri C_f e t_r , la piena media annua viene calcolata, come detto precedentemente, con la relazione:

$$m(Q) = \frac{C_f q m[I(t_r)]A}{3.6} \quad (10)$$

Dove:

$$m[I_A(t_r)] = \frac{m[h(t_r)]}{t_r} = \frac{m(I_o)}{\left(1 + \frac{t_r}{d_c}\right)^{C-DZ}} \quad (11)$$

Nella precedente il coefficiente di attenuazione del colmo di piena dipende in maniera complessa dalla forma della legge di probabilità pluviometrica e dalla risposta della rete idrografica e consente di tenere conto, tra l'altro, dell'errore che si commette nell'assumere che la durata critica del bacino, e cioè la durata della pioggia che causa il massimo annuale del colmo di piena, sia pari al tempo di ritardo t_r del bacino stesso. Esso può essere valutato, in prima approssimazione, come:

$$q = \begin{cases} 0.60 & \text{se } 0.25 \leq n' \leq 0.45 \\ 0.65 & \text{se } n' \geq 0.45 \end{cases} \quad (12)$$

Dove:

$$n' = 1 + k_1 A - \frac{\beta t_r / d_c}{1 + t_r / d_c} \quad (13)$$

In cui β ($= C - Dz$) e d_c sono i parametri della legge di probabilità pluviometrica, mentre k_1 è un coefficiente numerico pari a $1.44 \cdot 10^{-4}$ se l'area A è espressa in km^2 e il tempo di ritardo t_r in ore.

2.6 Risultati dello studio di portata massima di bacino nel comune di Sant'Agnello

Il bacino, che include il comune di Sant'Agnello, occupa un'area complessiva di $3.361 km^2$, ma per lo studio della portata di bacino affluente nell'alveo di interesse, è stata considerata un'area più piccola pari a $2.726 km^2$ (evidenziata da SEZIONE in Figura 2.2), situata precedentemente al tratto dell'alveo, così da considerare la quantità di acqua che presumibilmente può incanalarsi nell'alveo stesso.

Il bacino ha una quota massima di $327 m s.l.m.$ e una quota minima di $67 m s.l.m.$, di cui si è provveduto a calcolarne una media ponderata e si è ottenuto quindi un valore di quota media del bacino pari a $150 m s.l.m.$.

Dal punto di vista pluviometrico, il comune di Sant'Agnello ricade nell'area omogenea A2 (come si può vedere nella Figura 2.1), i cui parametri derivati dalla legge di probabilità pluviometrica sono stati determinati nel rapporto VAPI Campania, riportati nella tabella che segue:

<i>Area omogenea</i>	<i>$m(I_o)$ [mm/ora]</i>	<i>d_c [ore]</i>	<i>C</i>	<i>D [1/m]</i>
A2	83.75	0.3312	0.7031	7.7381×10^{-5}

Tabella 2.2 – Parametri della legge di probabilità pluviometrica.

Noti questi parametri è possibile definire la media dei massimi annuali dell'intensità di pioggia areale (7), il coefficiente di deflusso (8) e il tempo di ritardo del bacino (9).

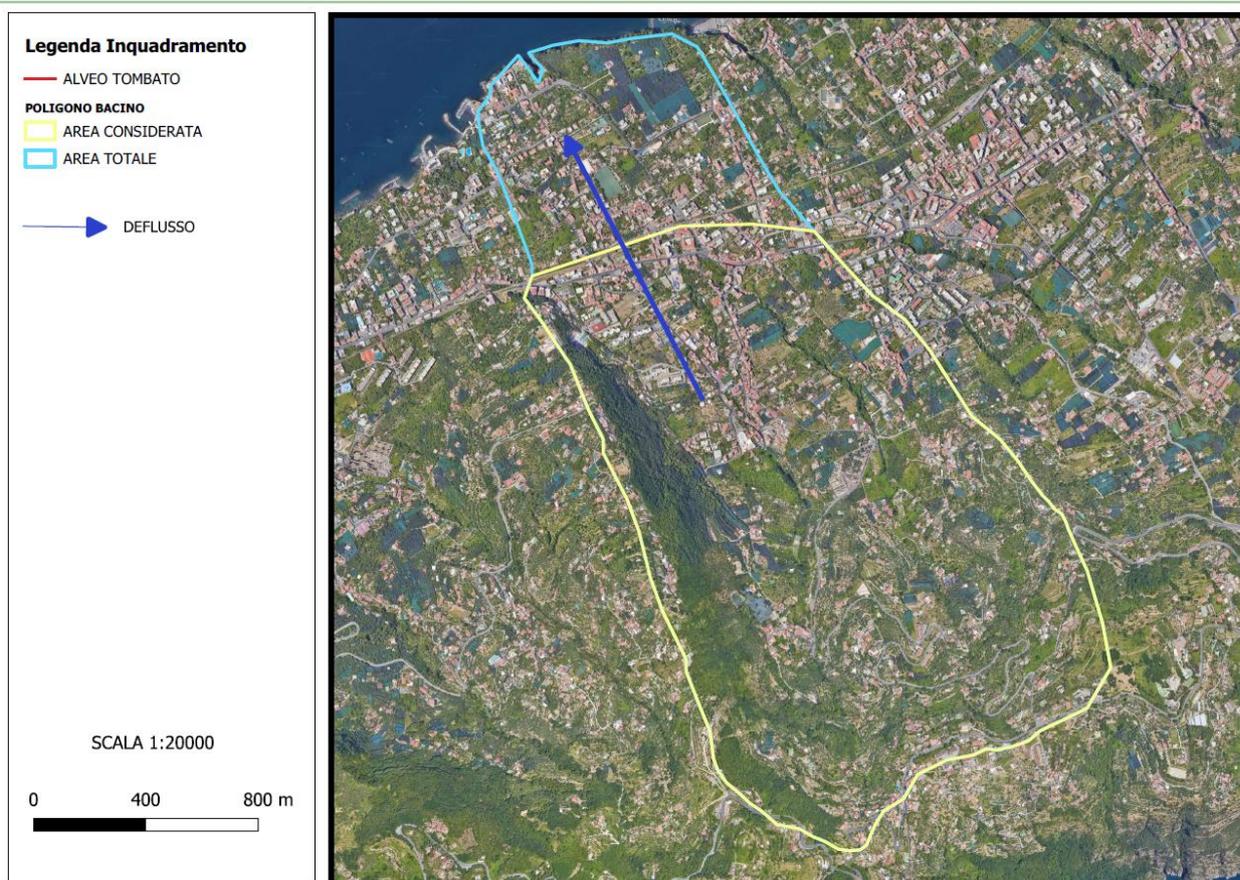


Figura 2.2 – Inquadramento del bacino considerato.

Per la determinazione del coefficiente di deflusso si è resa necessaria la suddivisione dell'area in complessi omogenei permeabili e impermeabili (Figura 2.3), in particolare l'area occupata dalle zone permeabili è pari a 2.22 km^2 , mentre l'area occupata dalle zone impermeabili è pari a 0.50 km^2 .

Prima di poter effettuare il calcolo della media dei massimi annuali di intensità di pioggia è stato calcolato il valore del coefficiente areale, per l'area di bacino considerata, ottenendo un valore di $K_A(d) = 0.99$, come ci si aspettava per aree di bacino molto piccole. Per tanto è stato possibile assumere:

$$m[h_A(d)] \approx m[h(d)] \quad (14)$$

In sunto sono riportati nella Tabella 2.3 i risultati ottenuti per il bacino di studio.



Figura 2.3 – Complessi Omogenei Permeabili e Impermeabili nell'area del bacino.

PARAMETRI		RISULTATI
C_f	Coefficiente di deflusso	0.2162
t_r	Tempo di ritardo (ore)	1.0909
K_A	Coefficiente di riduzione areale	0.9914
$m(h_d)$	Media dei massimi annuali dell'altezza di pioggia (mm)	33.355
β	$C - Dz$	0.6914
$m[I(t_r)]$	Media dei massimi annuali dell'intensità di pioggia areale (mm/ora)	30.57

Tabella 2.3 – Parametri ottenuti dallo studio idrogeologico.

La verifica del coefficiente di attenuazione del colmo di piena q è stata effettuata secondo

la (12) ed è stato ottenuto un valore di $n' = 0.47$, per tanto nella relazione (10) è stato utilizzato un valore $q = 0.65$.

Il massimo della portata annuale al colmo di piena nella sezione di chiusura del bacino a monte dell'area oggetto di studio è pari a **3.25 mc/s**.

Moltiplicando tale valore per il coefficiente di crescita K_T si ottengono, per il bacino in questione, le portate al colmo di piena con assegnato periodo di ritorno (Tabella 2.4).

Per un periodo di ritorno di 200 anni, la portata al colmo di piena è pari a **11.48 mc/s**.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$m(Q)$ [mc/s]	2.83	4.19	5.30	6.60	7.06	8.03	8.49	9.98	11.48	13.5	14.70

Tabella 2.4 – Valori della portata al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno.

3. VERIFICA IDRAULICA DELL'ALVEO

Per risalire in maniera agevole alla capacità di convogliamento del predetto alveo e quindi individuare la sua “officiosità” è possibile, in prima approssimazione, fare riferimento alle scale di deflusso di moto permanente per un canale a sezione rettangolare.

19

3.1 Stime di deflusso a moto uniforme

Le verifiche a moto uniforme sono state condotte sulla base della formula di Gauckler-Strickler. La presente verifica ha lo scopo di stabilire qual è la massima portata smaltibile a pelo libero. In prima battuta, in termini prudenziali, si imposta un'analisi a moto uniforme, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler e valutando il tratto meno pendente, ovvero quello maggiormente critico lungo tutto il tracciato.

La formula di Gauckler-Strickler ha la seguente espressione:

$$Q = k_s i^{1/2} \sigma R_h^{2/3} \quad (15)$$

Dove:

- Q è la portata espressa in m^3/s ;
- k_s è il coefficiente di scabrezza delle sponde del canale, misurato in $m^{1/3}/s$;
- i è la pendenza del fondo di condotta (m/m);
- σ è l'area bagnata dalla sezione occupata dall'acqua espressa in m^2 ;
- R è il raggio idraulico, pari al rapporto fra l'area bagnata e il contorno bagnato (espressa in metri).

3.2 Risultati ottenuti

Per la verifica idraulica dell'alveo, si considera la sezione AA' (Figura 3.1) lungo l'intero canale, che rappresenta la sezione più piccola dell'alveo; in particolare esso ha una sezione geometrica irregolare che può essere scomposta come la somma di due sezioni di forma geometrica diversa (Figura 3.2):

20

- la più grande di tipo paraboloidale, con un'altezza $h = 3.9\text{ m}$ e una base $b = 3.28\text{ m}$, la cui area ha un valore totale pari a $A_{PAR} = 8.6\text{ m}^2$;
- la più piccola di tipo trapezoidale, con un'altezza $h' = 0.57\text{ m}$, la base maggiore pari a $B' = 1.45\text{ m}$ e la base minore pari a $b' = 0.88\text{ m}$, la cui area ha un valore totale pari a $A_{TRA} = 0.66\text{ m}^2$;

L'area totale della sezione di alveo presa in considerazione sarà data dalla somma delle aree: $A_{tot} = A_{PAR} + A_{TRA} = 9.5\text{ m}^2$.

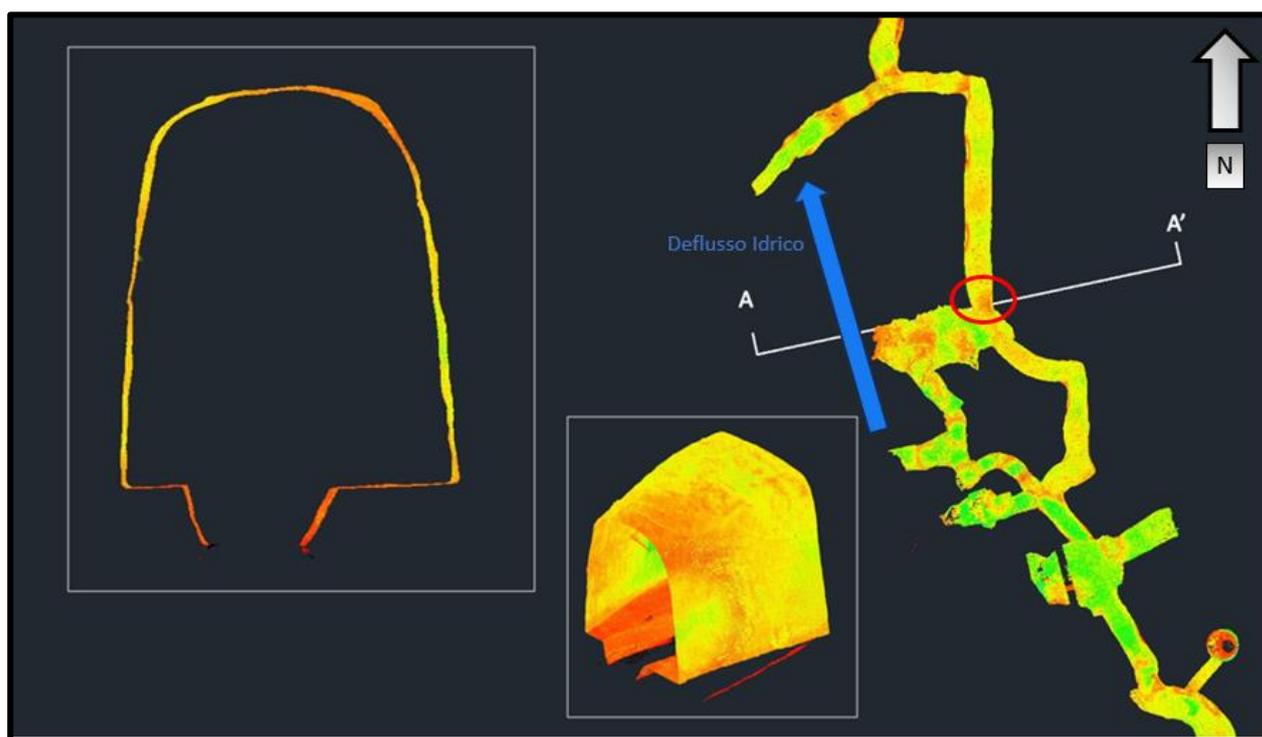


Figura 3.1 – Sezione dell'alveo (in rosso la sezione scelta).

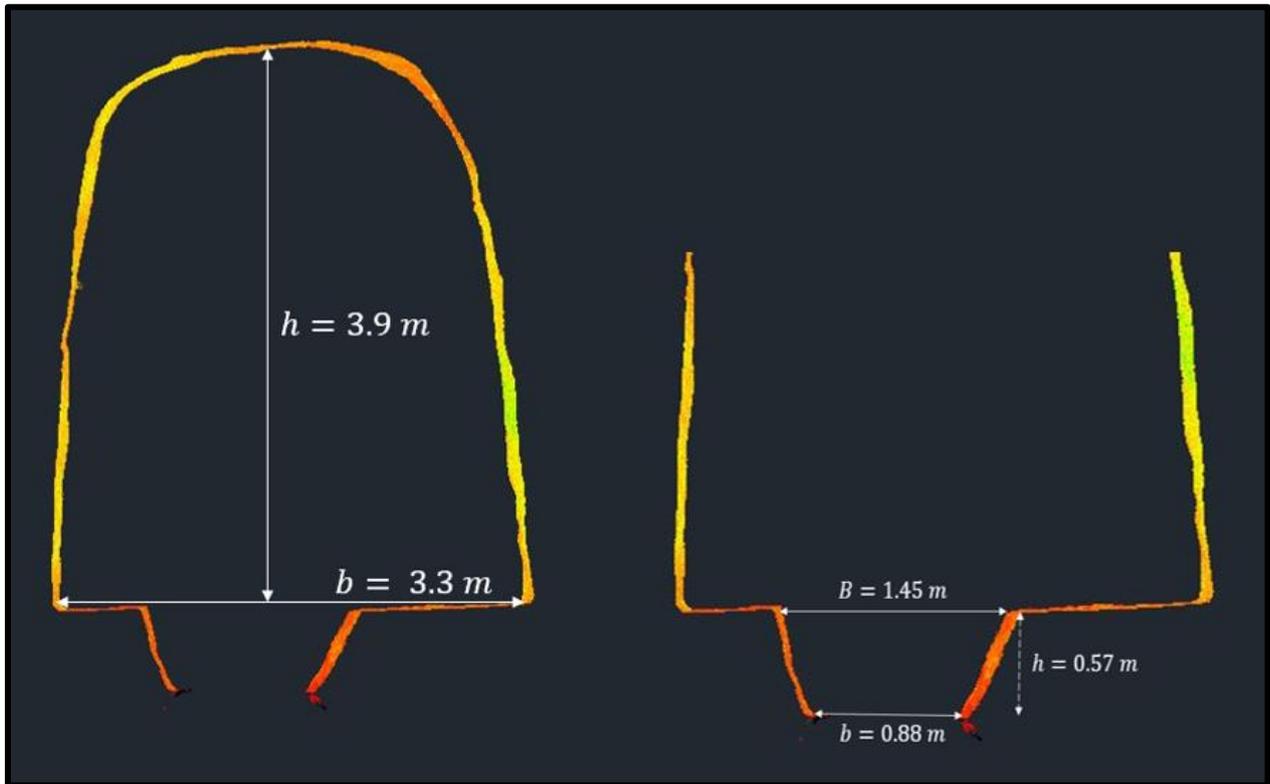


Figura 3.2 – Somma delle due aree della sezione di alveo selezionata.

In prima approssimazione ed a vantaggio della sicurezza, è possibile trascurare l'area della parte più piccola dell'alveo, e considerare la sezione dell'alveo di tipo rettangolare, visto che la verifica idraulica si vuole fare con un riempimento massimo dell'80% del canale a pelo libero. Si considera quindi una base di $b_{rett} = 3.3 \text{ m}$ e un'altezza di $h_{rett} = 2.6 \text{ m}$, così da ottenere un'area della sezione rettangolare pari all'area effettiva dell'alveo ($A_{rett} = 8.6 \text{ m}^2$).

In una sezione rettangolare di larghezza b , in cui il tirante idraulico è pari ad h_i , il perimetro bagnato è $P = b + 2h_i$, mentre l'area bagnata è $A = b h_i$, il raggio idraulico R_h viene calcolato attraverso il seguente rapporto:

$$R_h = \frac{b h_i}{b + 2h_i} \quad (16)$$

Assumendo inoltre un coefficiente di scabrezza pari a 25 (valido per alvei in roccia irregolari), e una pendenza di 0.035 m/m (3%) si ottengono le scale di deflusso per l'alveo nelle dimensioni attuali (Figura 3.3).

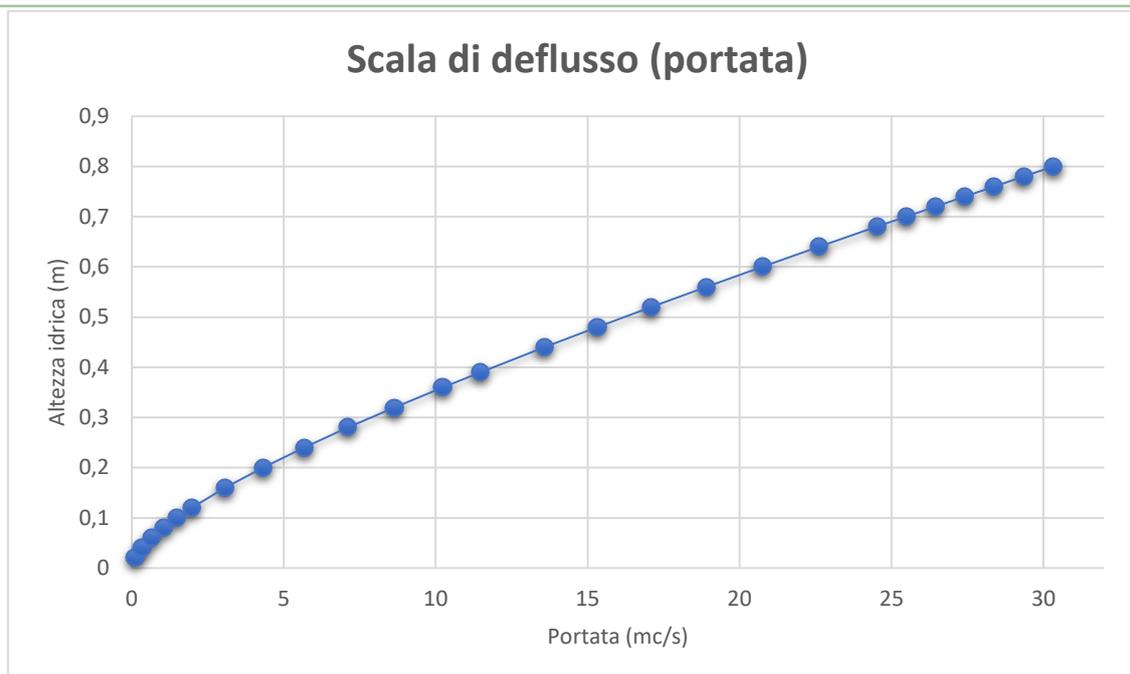


Figura 3.3 – Scala di deflusso della sezione rettangolare corrispondente all'alveo.

Tutto quanto sopra premesso e illustrato, l'alveo è in grado di convogliare la portata calcolata corrispondente ad un periodo di ritorno di 200 anni (**11.48 mc/s**) con un tirante pari a 1.014 (equivalente al 34% dell'altezza considerata), pertanto, l'alveo nelle condizioni attuali è ampiamente sufficiente a regimentare le acque provenienti dal bacino a monte dell'area di studio.

Si è quindi proceduto con lo stesso studio, andando però a considerare una riduzione via via sempre maggiore delle dimensioni dell'alveo (dal 10% fino al 40%).

Per il calcolo della riduzione della sezione dell'alveo, si è ridotto man mano sia l'altezza che la base della sezione del 10% fino al 40%. In riferimento ai dati iniziali, si è proceduto con il calcolo della nuova base della nuova altezza di alveo, ottenendo i dati raccolti nella Tabella 3.1.

Una volta ridimensionato l'alveo rispetto all'originale, si è proceduto con la stima di deflusso per ogni nuova sezione, attraverso la formula di Gauckler-Strickler. In particolare, per ogni nuova sezione l'alveo è in grado di incanalare la portata calcolata corrispondente ad un periodo di ritorno di 200 anni (**11.48 mc/s**) con un tirante idraulico pari a:

1. **1.11 m** (equivalente a circa il 47% dell'altezza considerata) per una riduzione di circa il 20% dell'area iniziale;
2. **1.21 m** (equivalente a circa il 60% dell'altezza considerata) per una riduzione di circa il 40% dell'area iniziale;
3. **1.42 m** (equivalente a circa il 78% dell'altezza considerata), per una riduzione di circa il 50% dell'area iniziale;
4. **1.68 m > 1.56 m** (superiore al valore dell'altezza considerata), per una riduzione di circa il 60% dell'area iniziale.

		Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Tirante idraulico (m)	Percentuale Riduzione Area
0	PARAMETRI INIZIALI	3.3	2.6	8.58	1.014	0%
1	RIDUZIONE DEL 10%	2.97	2.34	6.94	1.11	20%
2	RIDUZIONE DEL 20%	2.64	2.08	5.49	1.21	40%
3	RIDUZIONE DEL 30%	2.31	1.82	4.20	1.42	50%
4	RIDUZIONE DEL 40%	1.98	1.56	3.08	1.68	60%

Tabella 3.1 – Valori della base e dell'altezza dell'alveo ridotti per diverse percentuali e risultati ottenuti circa il tirante idraulico, per un periodo di ritorno di 200 anni.

Si può notare che il tirante idraulico aumenta man mano che le dimensioni dell'alveo vengono ridotte, come riportato nella Figura 3.4. In Figura 3.5 è mostrata in forma grafica quanto descritto nella Tabella 3.1, paragonando il riempimento dell'alveo allo stato iniziale con una riduzione dello stesso del 20 % e del 40%.

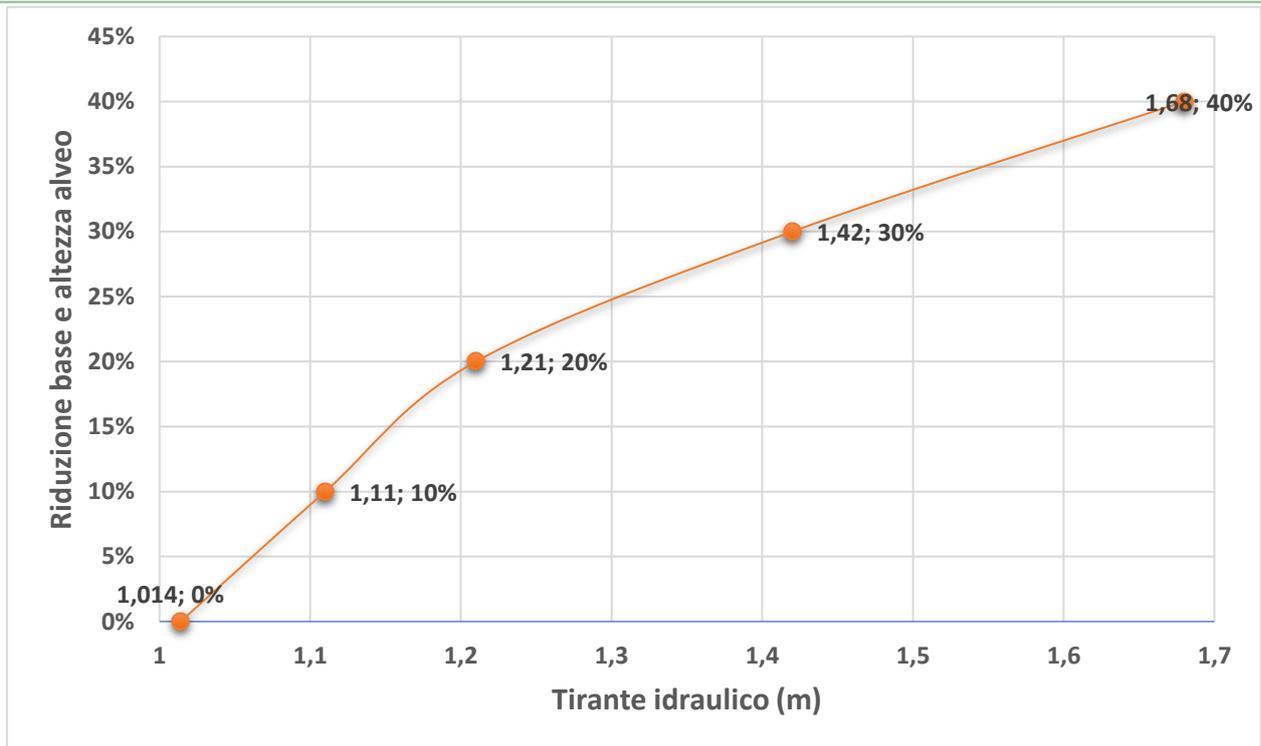


Figura 3.4 – Curva di andamento del tirante idraulico con un periodo di ritorno pari a 200 anni.

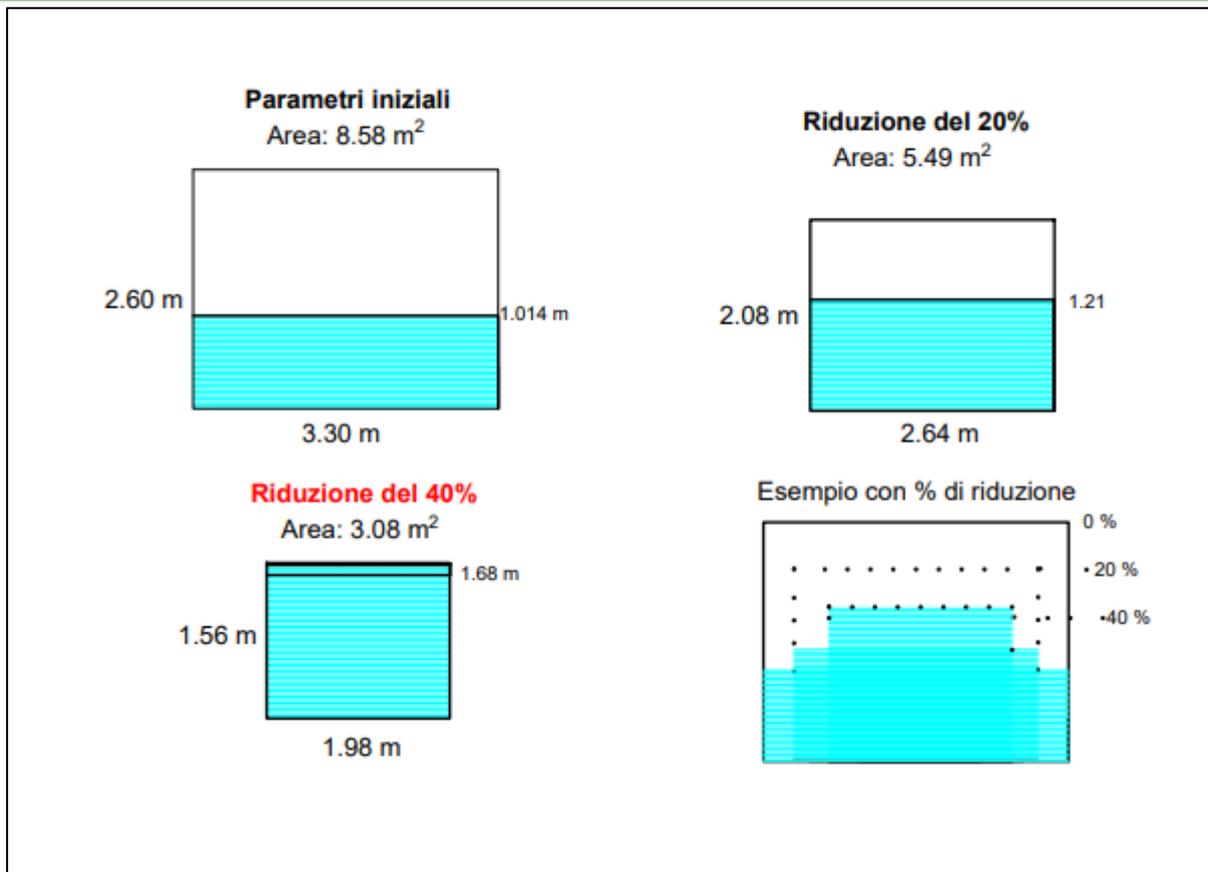


Figura 3.5 – Schemi di riduzione dell'alveo per periodi di ritorno pari a 200 anni.

In forma cautelativa viene ripetuto lo stesso studio per un periodo di ritorno di **500 anni**, che corrisponde ad avere una portata al colmo di piena del bacino pari a **13.50 m³/s**.

Sulla base degli stessi parametri utilizzati nello studio precedente, l'alveo è in grado di convogliare la portata calcolata corrispondente ad un periodo di ritorno di 500 anni (**13.50 mc/s**) con un tirante pari a circa **1.14** (equivalente al 44% dell'altezza considerata), pertanto, l'alveo nelle condizioni attuali è ampiamente sufficiente a regimentare le acque provenienti dal bacino a monte dell'area di studio.

26

Si è quindi proceduto con lo stesso studio, andando però a considerare una riduzione via via sempre maggiore delle dimensioni dell'alveo (dal 10% fino al 40%).

Per il calcolo della riduzione della sezione dell'alveo, si è ridotto man mano sia l'altezza che la base della sezione del 10% fino al 40%. In riferimento ai dati iniziali, si è proceduto con il calcolo della nuova base della nuova altezza di alveo, ottenendo i dati raccolti nella Tabella 3.2, in cui vengono riportati anche i valori del tirante idraulico ricavati. Infatti, una volta ridimensionato l'alveo rispetto all'originale, si è proceduto con la stima di deflusso per ogni nuova sezione, attraverso la formula di Gauckler-Strickler.

In particolare, per ogni nuova sezione l'alveo è in grado di incanalare la portata calcolata corrispondente ad un periodo di ritorno di 500 anni (**13.50 mc/s**) con un tirante idraulico pari a:

1. **1.26 m** (equivalente a circa il 53% dell'altezza considerata) per una riduzione di circa il 20% dell'area iniziale;
2. **1.41 m** (equivalente a circa il 68% dell'altezza considerata) per una riduzione di circa il 40% dell'area iniziale;
3. **1.62 m** (equivalente a circa il 89% dell'altezza considerata), per una riduzione di circa il 50% dell'area iniziale;
4. **1.93 m > 1.56 m** (superiore al valore dell'altezza considerata), per una riduzione di circa il 60% dell'area iniziale.

		Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Tirante idraulico (m)	Percentuale Riduzione Area
0	PARAMETRI INIZIALI	3.3	2.6	8.58	1.14	0%
1	RIDUZIONE DEL 10%	2.97	2.34	6.94	1.26	20%
2	RIDUZIONE DEL 20%	2.64	2.08	5.49	1.41	40%
3	RIDUZIONE DEL 30%	2.31	1.82	4.20	1.62	50%
4	RIDUZIONE DEL 40%	1.98	1.56	3.08	1.93	60%

Tabella 3.2 – Valori della base e dell'altezza dell'alveo ridotti per diverse percentuali e risultati ottenuti circa il tirante idraulico, per un periodo di ritorno di 500 anni.

Si può notare che il tirante idraulico aumenta man mano che le dimensioni dell'alveo vengono ridotte, come riportato nella Figura 3.6.

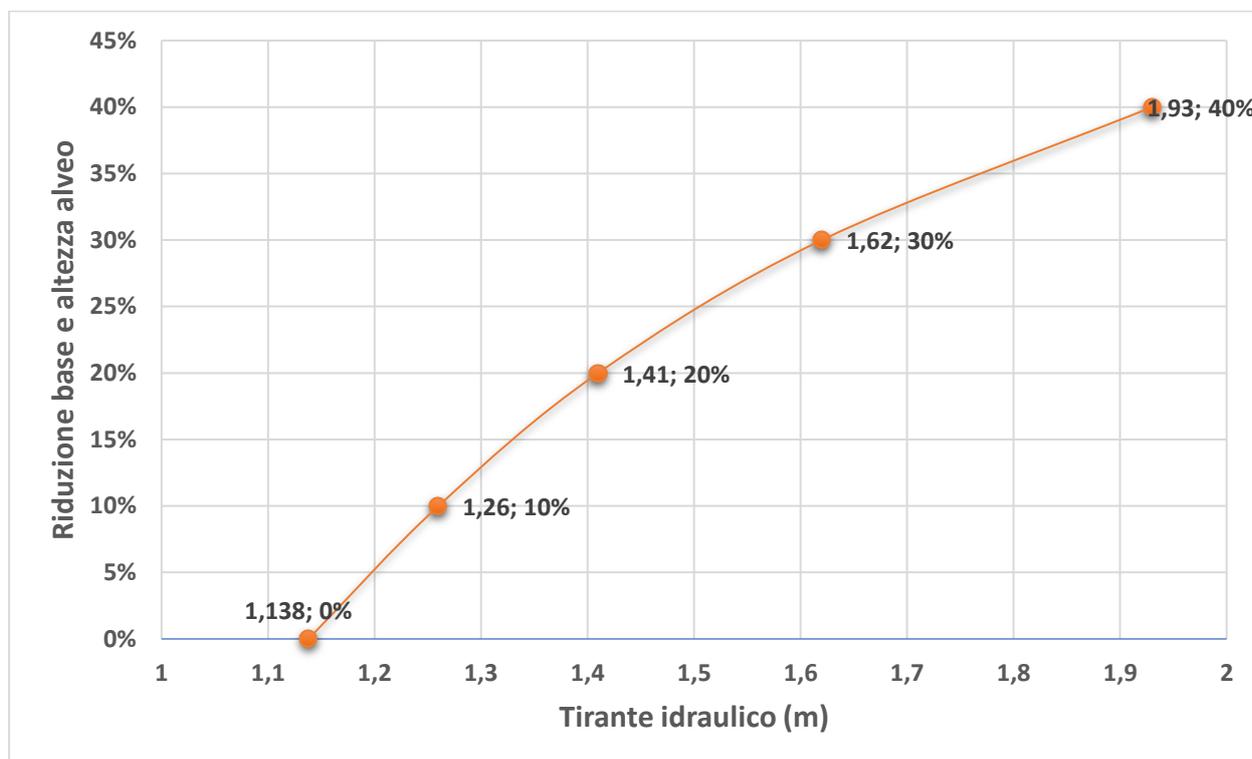


Figura 3.6 – Curva di andamento del tirante idraulico con un periodo di ritorno pari a 500 anni.

CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stata effettuata un'analisi idraulica dell'alveo croce, situato al di sotto dell'area nella quale è prevista la progettazione del "Nuovo ospedale Unico della Penisola Sorrentina e della Costiera Amalfitana" nel comune di Sant'Agello (NA).

28

È stata anzitutto stimata la media dei massimi annuali della portata al colmo di piena del bacino idrografico nell'area di studio e si è ottenuto una portata di bacino pari a **11.48 mc/s**, per un periodo di ritardo di **200 anni** e una portata al colmo di piena pari al **13.50 mc/s** per un periodo di ritorno di **500 anni**.

Successivamente è stata effettuata una verifica idraulica dell'alveo croce, e quindi una stima di deflusso a moto uniforme della sezione di alveo ritenuta più piccola lungo l'intero canale, avente altezza $h = 3.9 \text{ m}$ e una base $b = 3.3 \text{ m}$.

In prima approssimazione ed a vantaggio della sicurezza, è possibile trascurare l'area della parte più piccola dell'alveo (vero canale di scolo posto alla base ed in posizione centrale), e considerare la sezione dell'alveo di tipo rettangolare, visto che la verifica idraulica si vuole fare con un riempimento massimo dell'80% del canale a pelo libero. **La sezione rettangolare considerata ha la base e l'area coincidente con quella reale dell'alveo** di forma paraboloidale ($b = 3.3 \text{ m}$; $A = 8.58 \text{ m}^2$), e quindi un valore dell'altezza ridotto pari ad: $h = \frac{A}{b} = 2.6 \text{ m}$.

Attraverso la formula di Gauckler-Strickler sono state ricavate **le scale di deflusso**, andando a **scalare** rispettivamente **la base e l'altezza dell'alveo** fino a **ridurre le dimensioni del 40%**, corrispondente a ridurre l'area del 60 %.

In particolare, **l'alveo ridimensionato è in grado di convogliare la portata** calcolata corrispondente ad un periodo di ritorno di 200 anni (**11.48 mc/s**) **fino a una riduzione del 30%**, con un tirante idraulico variabile e crescente al diminuire della sezione interna dell'alveo; in particolare:

		Tirante idraulico (m)	Percentuale dell'altezza h
0	PARAMETRI INIZIALI	1.014	18%
1	RIDUZIONE DEL 10%	1.11	21%
2	RIDUZIONE DEL 20%	1.21	26%
3	RIDUZIONE DEL 30%	1.42	34%
4	RIDUZIONE DEL 40%	1.68	45%

Data la bassa entità del tirante idraulico nelle condizioni in cui l'alveo tombato si trova attualmente, data la geometria e le diverse supposizioni effettuate (soggette a margine di errore anche se in minima percentuale), è possibile dire che:

- L'alveo sia **nelle condizioni attuali** che in dimensioni di base e di altezza **ridotte fino al 30%** (area di circa $4.20 m^2$, corrispondente a una riduzione del 50% dell'area), è **ampiamente sufficiente** a regimentare le acque provenienti dal bacino a monte dell'area di studio, **per un periodo di ritorno di 200**.
- **Per un periodo di ritorno di 500 anni, fino** a una riduzione del **20 %** delle dimensioni originali, l'alveo è **ampiamente sufficiente** a regimentare le acque proveniente dal bacino a monte dell'area. Oltre il 20% corrispondente quindi a una riduzione dell'area maggiore del 40%, il tirante idraulico supera l'80% del riempimento del canale a pelo libero, posto come limite massimo.

ALLEGATI

- **Allegato 1:** Tabelle di calcolo;
- **Allegato 2:** Inquadramento bacino in scala 1:20000.

ALLEGATO 1

Caratteristiche morfologiche del bacino						
BACINO	A	A_{eff}	H_{max}	H_{min}	H_{med}	L
	Area di bacino	Area effettiva considerata	Quota massima del bacino	Quota minima del bacino	Quota media del bacino	Lunghezza asta principale
	[km^2]	[km^2]	[m s. l. m.]	[m s. l. m.]	[m s. l. m.]	[km]
	3.361	2.726	327	66.55	150	2.18

Parametri della legge di probabilità pluviometrica del bacino					
BACINO	$m(I_0)$	d_c	C	D	β
	[mm/ora]	[ore]		[1/m]	
	83.75	0.3312	0.7031	0.00007738	0.691493

Studio della portata massima di bacino

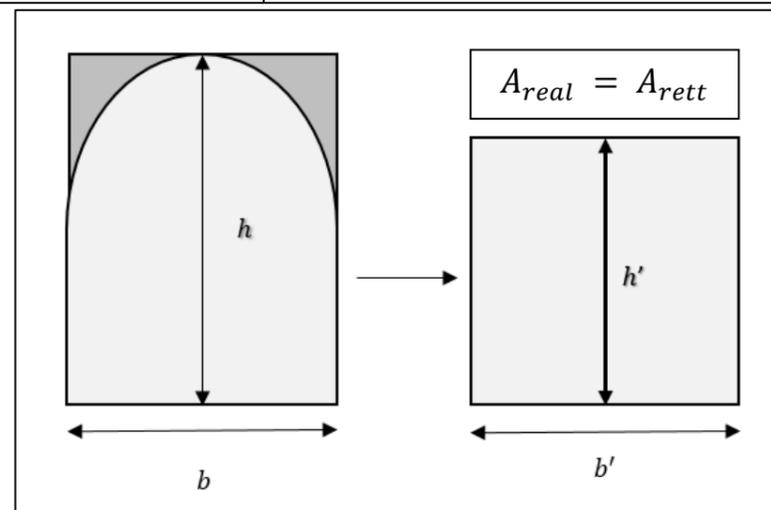
PARAMETRI DERIVATI						
COEFFICIENTE DI RIDUZIONE AREALE		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO			TEMPO DI RITARDO	
C_1	0.0021	A_{imp} [km^2]	0.5	AREA ZONA IMPERMEABILE	c_1 [m/s]	0.25
C_2	0.53	A_{per} [km^2]	2.22	AREA ZONA PERMEABILE		
C_3	0.25	C_{f1}	0.13	COEFF. DI AFFL. AREA PERMEABILI	c_2 [m/s]	1.70
$K_A(d) = 0.9915$		C_{f2}	0.6	COEFF. DI AFFL. AREA IMPERMEABILI		
		$C_f = 0.2162$			$t_r = 1.090$ [ore]	
$K_A(d) = 1 - [(1 - \exp(-C_1 A) \exp(C_2 d^{C_3}))]$		$C_f = C_{f1} \left(1 - \frac{A_{imp}}{A}\right) + C_{f2} \left(\frac{A_{imp}}{A}\right)$			$t_r = \frac{c_{f1}(A - A_{imp})}{c_f A} \frac{1.25}{3.6 c_1} \sqrt{A - A_{imp}} + \frac{c_{f2} A_{imp}}{c_f A} \frac{1.25}{3.6 c_2} \sqrt{A_{imp}}$	

Valutazione della media dei massimi annuali delle portate di piena					
RISULTATI FINALI	$m(h_d)$	$m(i_{tr})$	n'	q	$m(Q)$
	Media dei massimi annuali dell'altezza di pioggia	Media max annuali dell'intensità di pioggia areale	Coefficiente per la valutazione approssimata di q	Coefficiente di attenuazione del colmo di piena	Media del max annuali delle portate di piena
	[mm]	[mm/ora]			[mc/s]
	$m(h_d) = \frac{m(I_0) t_r}{\left(1 + \frac{t_r}{d_c}\right)^\beta}$	$m(i_{tr}) = \frac{m(h_d)}{t_r}$	$n' = 1 + k_1 A \frac{\beta t_r / d_c}{1 + t_r / d_c}$	$q = \begin{cases} 0.60 & \text{se } 0.25 \leq n' \leq 0.45 \\ 0.65 & \text{se } n' \geq 0.45 \end{cases}$	$m(Q) = \frac{C_f q m[I(t_r)]A}{3.6}$
	33.35	30.575	0.469	0.650	3.253

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$m(Q)$ [mc/s]	2.83	4.19	5.30	6.60	7.06	8.03	8.49	9.98	11.48	13.5	14.70

Stima di deflusso a moto uniforme

DIMENSIONI REALI - TRATTO ALVEO CONSIDERATO	b	h	A_{real}
	Base dell'alveo	Altezza dell'alveo	Area dell'alveo
	[m]	[m]	[m²]
	3.3	3.6	8.58
DIMENSIONI APPROSSIMATE - TRATTO ALVEO CONSIDERATO	b'	h'	A_{rett}
	Base	Altezza	Area
	[m]	[m]	[m²]
	3.3	2.6	8.58
PARAMETRI DELLA FORMULA DI GAUCKLER-STRICKLER	i	k_s	R_h
	Pendenza del fondo alveo	Coefficiente di scabrezza delle sponde dell'alveo	Raggio idraulico
	[m/m]	$\frac{1}{[m^{3/3}/s]}$	[m]
	0.035	25	$R_h = \frac{bh_i}{b + 2h_i}$
	h_i	σ	Q
	Tirante idraulico	Area bagnata dalla sezione occupata dall'acqua	Portata dell'alveo
	[m]	[m²]	[m³/s]
	$h_i = h_{0\%}h$	$\sigma = b'h_i$	$Q = k_s \sigma R_h^{2/3} i^{1/2}$



Scala di deflusso della portata dell'alveo nelle dimensioni reali

$h_{\%}$	h_i (m)	σ (m ²)	R_h	Q (m ³ /s)
0.02	0.052	0.1716	0.05041	0.1094
0.04	0.104	0.3432	0.09783	0.34042
0.06	0.156	0.5148	0.14252	0.65622
0.08	0.208	0.6864	0.18471	1.04006
0.1	0.26	0.858	0.22461	1.4811
0.12	0.312	1.0296	0.26239	1.97141
0.179	0.416	1.3728	0.33224	3.07648
0.2	0.52	1.716	0.39539	4.31868
0.24	0.624	2.0592	0.45277	5.67239
0.28	0.728	2.4024	0.50513	7.11863
0.32	0.832	2.7456	0.5531	8.64283
0.36	0.936	3.0888	0.59722	10.2335
0.4	1.014	3.3462	0.62804	11.4646
0.44	1.1388	3.75804	0.67377	13.4933
0.48	1.248	4.1184	0.71056	15.3207
0.52	1.352	4.4616	0.7431	17.1004
0.56	1.456	4.8048	0.77347	18.9141
0.6	1.56	5.148	0.80187	20.7582
0.64	1.664	5.4912	0.82849	22.6294
0.68	1.768	5.8344	0.85348	24.5249
0.7	1.82	6.006	0.86542	25.4811
0.72	1.872	6.1776	0.877	26.4425
0.74	1.924	6.3492	0.88825	27.4088
0.76	1.976	6.5208	0.89917	28.3799
0.78	2.028	6.6924	0.90979	29.3556
0.8	2.08	6.864	0.92011	30.3355

Stima delle scale di deflusso con base e altezza ridotta del 10%

$h_{\%}$	h_i (m)	σ (m ²)	R_h	Q (m ³ /s)
0.02	0.0468	0.138996	0.045370153	0.08260336
0.04	0.0936	0.277992	0.088050171	0.25704018
0.06	0.1404	0.416988	0.128272425	0.49548176
0.08	0.1872	0.555984	0.166243272	0.78530843
0.1	0.234	0.69498	0.202146597	1.11831764
0.12	0.2808	0.833976	0.236146789	1.48852738
0.179	0.3744	1.111968	0.299012585	2.32291782
0.215	0.5031	1.494207	0.375787687	3.63513916
0.24	0.5616	1.667952	0.407493404	4.28297805
0.28	0.6552	1.945944	0.454617325	5.37497239
0.32	0.7488	2.223936	0.497792103	6.52583664
0.36	0.8424	2.501928	0.5374942	7.72691094
0.4	0.936	2.77992	0.574126394	8.97124157
0.44	1.0296	3.057912	0.608031496	10.2531571
0.48	1.1115	3.301155	0.635693241	11.4019611
0.52	1.2168	3.613896	0.668794137	12.9117725
0.56	1.2636	3.752892	0.682691552	13.5934908
0.6	1.404	4.16988	0.721682243	15.6736261
0.64	1.4976	4.447872	0.745636693	17.086471
0.68	1.5912	4.725864	0.768133411	18.5177223
0.7	1.638	4.86486	0.778876081	19.2396796
0.72	1.6848	5.003856	0.789301533	19.9655837
0.74	1.7316	5.142852	0.799423615	20.6952457
0.76	1.7784	5.281848	0.809255378	21.4284886
0.78	1.8252	5.420844	0.818809135	22.1651465
0.8	1.872	5.55984	0.828096515	22.905064

AREA (m ²)	6.9498
b' (m)	2.97
h' (m)	2.34

Stima delle scale di deflusso con base e altezza ridotta del 20%

$h_{\%}$	h_i (m)	σ (m ²)	R_h	Q (m ³ /s)
0.02	0.0416	0.10982	0.04033	0.06034
0.04	0.0832	0.21965	0.07827	0.18776
0.06	0.1248	0.32947	0.11402	0.36193
0.08	0.1664	0.4393	0.14777	0.57363
0.1	0.208	0.54912	0.17969	0.81688
0.12	0.2496	0.65894	0.20991	1.0873
0.16	0.3328	0.87859	0.26579	1.69679
0.213	0.44304	1.16963	0.33171	2.61838
0.266	0.55328	1.46066	0.38987	3.64173
0.28	0.5824	1.53754	0.4041	3.92617
0.32	0.6656	1.75718	0.44248	4.76683
0.36	0.7488	1.97683	0.47777	5.64416
0.4	0.832	2.19648	0.51033	6.55309
0.44	0.9152	2.41613	0.54047	7.48947
0.48	0.9984	2.63578	0.56845	8.44988
0.52	1.0816	2.85542	0.59448	9.43146
0.56	1.1648	3.07507	0.61878	10.4318
0.6	1.248	3.29472	0.6415	11.4489
0.64	1.3312	3.51437	0.66279	12.4809
0.68	1.4144	3.73402	0.68279	13.5264
0.7	1.456	3.84384	0.69233	14.0537
0.72	1.4976	3.95366	0.7016	14.584
0.74	1.5392	4.06349	0.7106	15.1169
0.76	1.5808	4.17331	0.71934	15.6525
0.78	1.6224	4.28314	0.72783	16.1906
0.8	1.664	4.39296	0.73609	16.7311

AREA (m ²)	5.4912
b' (m)	2.64
h' (m)	2.08

Stima delle scale di deflusso con base e altezza ridotta del 30%

$h_{\%}$	h_i (m)	σ (m ²)	R_h	Q (m ³ /s)
0.02	0.0364	0.08408	0.03529	0.04226
0.04	0.0728	0.16817	0.06848	0.13151
0.06	0.1092	0.25225	0.09977	0.2535
0.08	0.1456	0.33634	0.1293	0.40178
0.1	0.182	0.42042	0.15723	0.57215
0.12	0.2184	0.5045	0.18367	0.76156
0.16	0.2912	0.67267	0.23257	1.18845
0.213	0.38766	0.89549	0.29024	1.83395
0.26	0.4732	1.09309	0.33567	2.46652
0.28	0.5096	1.17718	0.35359	2.74995
0.34	0.6188	1.42943	0.40293	3.64303
0.36	0.6552	1.51351	0.41805	3.95325
0.4	0.728	1.68168	0.44654	4.58987
0.455	0.8008	1.84985	0.47291	5.24573
0.48	0.8736	2.01802	0.49739	5.91841
0.52	0.9464	2.18618	0.52017	6.60593
0.56	1.0192	2.35435	0.54143	7.30659
0.6	1.092	2.52252	0.56131	8.01895
0.64	1.1648	2.69069	0.57994	8.74179
0.7	1.274	2.94294	0.60579	9.84342
0.74	1.3468	3.11111	0.62177	10.5881
0.785	1.4287	3.3003	0.63868	11.4346
0.8	1.456	3.36336	0.64408	11.7187
0.843	1.53426	3.54414	0.65894	12.5379
0.894	1.627	3.7585	0.67549	13.5181
0.90	1.646	3.8027	0.67876	13.721

AREA (m ²)	4.2042
b' (m)	2.31
h' (m)	1.82

Legenda

— ALVEO TOMBATO

AREA BACINO

□ AREA CONSIDERATA

□ AREA TOTALE

— CURVE LIVELLO 5m

RischioIdraulico_region_region

□ R1

□ R2

□ R3

□ R4

SCALA 1:20000

0 400 800 m

