



Comune di San Benedetto del Tronto

PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

**PIANO PARTICOLAREGGIATO
DI INIZIATIVA PUBBLICA
IN ATTUAZIONE AL PRG VIGENTE
ZONA MARINA DI SOTTO - PIAZZA SAN PIO X**

PPSPX

PROGETTAZIONE

SETTORE SVILUPPO E QUALITA' DEL TERRITORIO E
DELL'ECONOMIA LOCALE

DIRIGENTE DEL SETTORE

ing. G.Polidori

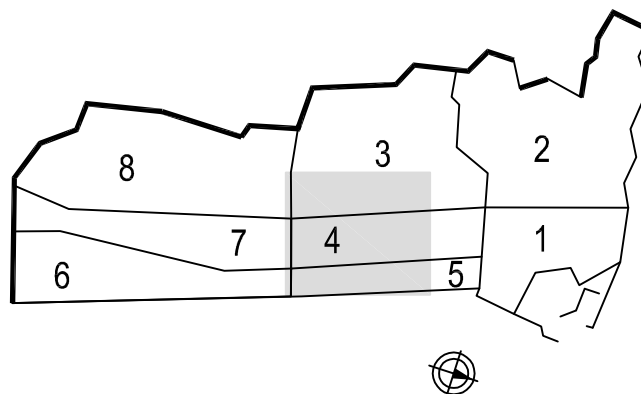
Servizio Pianificazione Urbanistica, Sviluppo Sostenibile e S.I.T.

ing. M.Cicchi

per.ed. G.Ciarrocchi

geom. M.Forlini

dott. G.Tiburtini



TECNICO INCARICATO

STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA E GEOTECNICA MARUCCI

Dott.Geol. Cinzia Marucci

Collaboratore

ing. Massimo Livio Maravalle

VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

(ai sensi dell art. 10 L.R. 22/2011)

ELAB. 22

Relazione tecnica

Scale varie

Giugno 2014

Indice generale

1. PREMESSA.....	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	5
3. VERIFICA PRELIMINARE.....	5
3.1 INDIVIDUAZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO.....	6
3.2 ANALISI BIBLIOGRAFICA.....	7
3.3 ANALISI STORICA.....	7
3.4 POTENZIALI CRITICITÀ DEL RETICOLO IDROGRAFICO.....	8
3.5 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA PRELIMINARE.....	9
4. VERIFICA SEMPLIFICATA.....	10
4.1 ANALISI GEOMORFOLOGICA.....	10
4.1.1 Fosso dell'Acquachiarà.....	10
4.1.2 Fosso della Fornace.....	11
4.2 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA SEMPLIFICATA.....	11
5. VERIFICA COMPLETA.....	13
5.1. STIMA DEL CARICO IDRAULICO.....	13
5.1.1 Elaborazione statistica dei dati di pioggia.....	16
5.1.2 Curve ipsografiche e determinazione delle quote medie dei bacini.....	22
5.1.3 Idrologia sottobacino B1.....	25
5.1.3.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso.....	25
5.1.3.2. Modello di trasformazione afflussi-deflussi.....	31
5.1.4 Idrologia sottobacini B1+B2.....	34
5.1.4.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso.....	34
5.1.4.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi.....	36
5.1.5. Idrologia sottobacino B1+B2+B3.....	38
5.1.5.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso.....	38
5.1.5.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi.....	40
5.1.6 Incremento del carico idraulico in corrispondenza della sezione 18.....	41
5.1.7 Riepilogo dei carichi idraulici determinati.....	42
5.2 VERIFICHE IDRAULICHE.....	43
5.2.1 Condizioni al contorno.....	43
5.2.2 Il profilo di piena.....	48
5.2.2.1 Metodologia di calcolo.....	48
5.2.2.2 Determinazione del profilo di piena.....	51
5.3 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA COMPLETA.....	53
5.4 MISURE DI MITIGAZIONE.....	56
5.4.1 Descrizione delle misure.....	56
5.4.2. Valutazione preliminare dei costi di controllo-monitoraggio e manutenzione delle opere.....	57
6. INDICAZIONI DEL METODO DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	58
7. CONCLUSIONI.....	59
ALLEGATO 1: PROFILO, SEZIONI E RISULTATI TABELLARI.....	

1. PREMESSA

Il Comune di San Benedetto del Tronto, nell'ambito della progettazione del “**Piano particolareggiato di iniziativa pubblica, in attuazione al P.R.G. vigente Zona Marina di sotto – San Pio X**”, con Determinazione n°437 del 29/04/2014 (Reg-SETT_SVILTERR 2014/35 Classifica XI.4.3) ha incaricato la dott. Geol. Cinzia Marucci dello Studio Associato di Geologia e Geotecnica Marucci di redigere la **Verifica di compatibilità idraulica**, ai sensi dell' art. 10 della L.R. 22 del 23.11.2011.

Lo studio, redatto con la collaborazione dell'ing. Massimo Maravalle, è stato condotto sulla base delle seguenti norme:

- art.10, commi 1 e 2 della **Legge Regionale n.22/2011** (Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico e modifiche alle Leggi regionali 5 agosto 1992, n. 34 "Norme in materia urbanistica, paesaggistica e di assetto del territorio" e 8 ottobre 2009, n. 22)
- **D.G.R. n.53 del 21.01.2014** (Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica della trasformazioni territoriali), pubblicata sul B.U.R. della Regione Marche n.19 del 17.02.2014 (d'ora in avanti *Criteri*).

Inoltre sono stati perseguiti, per quanto possibile, i principi contenuti nelle:

- “LINEE GUIDA” generali, pubblicate in data 04.04.2014, e richiamate nel Titolo I della D.G.R. n.53/2014, seppur non vincolanti, ma di natura esplicativa dei contenuti dei *Criteri*; nello specifico si è consultata la parte “A” (Sviluppo della Verifica di compatibilità idraulica) delle Linee Guida.

La L.R. n.22/2011, all'articolo 10, comma 1 prevede che *"Gli strumenti di pianificazione del territorio e le loro varianti, da cui derivi una trasformazione territoriale in grado di modificare il regime idraulico, contengono una verifica di compatibilità idraulica, volta a riscontrare che non sia aggravato il livello di rischio idraulico esistente, né pregiudicata la riduzione, anche futura, di tale livello."*

Allo stesso articolo, comma 2 prevede che *"Ai fini di cui al comma 1, la verifica di compatibilità valuta l'ammissibilità degli interventi di trasformazione considerando le interferenze con le pericolosità idrauliche presenti e la necessità di prevedere interventi per la mitigazione del rischio, indicandone l'efficacia in termini di riduzione della specifica pericolosità."*

La D.G.R. n.53/2014 contiene i criteri tecnici utili alla definizione delle Verifiche di Compatibilità

Idraulica (V.C.I.), nonché i principi per il perseguimento dell'Invarianza idraulica (I.I.), il tutto in attuazione di quanto previsto all'art.10, comma 4 della L.R. n.22/2011.

L'intervento proposto interessa una superficie di circa 17 ettari, in un contesto già fortemente urbanizzato e consiste nella realizzazione di edifici residenziali e pubblici, verde pubblico e privato, parcheggi, nuova viabilità ecc. ecc.

Tale strumento di pianificazione comporta “una trasformazione territoriale in grado di modificare il regime idraulico” e pertanto, ai sensi del titolo 2.2 dei *Criteri*, si rende necessaria la Verifica di compatibilità Idraulica.

Come specificato al titolo 2.4 dei *Criteri*, la Verifica si sviluppa su tre diversi livelli di approfondimento:

- **Verifica preliminare:** Analisi Idrografica – bibliografica – storica
- **Verifica Semplificata:** Analisi Idrografica – bibliografica – storica e Analisi geomorfologica
- **Verifica Completa:** Analisi Idrografica – bibliografica – storica, Analisi Geomorfologica e analisi Idrologica – idraulica di dettaglio.

Alla presente relazione vengono allegati i seguenti elaborati grafici:

- **Elaborato 22.1** – *Inquadramento territoriale dell'intervento con individuazione del reticolo idrografico*
- **Elaborato 22.2** – *Carte tematiche*
- **Elaborato 22.3** – *Planimetria con individuazione delle aree individuabili mappate nei PAI e in altri strumenti e studi disponibili*
- **Elaborato 22.4** – *Carta geomorfologica*
- **Elaborato 22.5** – *Individuazione del bacino naturale e reale del fosso dell'Acquachiara*
- **Elaborato 22.6** – *Carta delle fasce altimetriche, delle permeabilità, dell'uso del suolo e delle acclività*
- **Elaborato 22.7** – *Stralcio planimetrico con tracce delle sezioni di verifica idraulica*
- **Elaborato 22.8** – *Planimetria individuazione delle fasce a diversa pericolosità idraulica, ante e post operam*
- **Elaborato 22.9** – *Intervento di mitigazione della pericolosità idraulica*

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area interessata dal “**Piano particolareggiato di iniziativa pubblica in attuazione al P.R.G. vigente Zona Marina di sotto – Piazza San Pio X**” è situata nella zona sud di S. Benedetto del Tronto capoluogo; confina a sud con il fosso dell'Acquachiara, ad est con la linea ferroviaria “Ancona- Pescara”; ad ovest si estende poco oltre la Strada Statale n. 16 e verso Nord, fino a via Sempieri.

L'area d'intervento ha un'estensione di circa 17 ettari ed interessa aree ancora libere inserite in un contesto densamente urbanizzato.

L'area è suddivisa in n. 5 ambiti che comprendono edifici residenziali, edifici pubblici, verde pubblico e privato, parcheggi, nuova viabilità, piste ciclabili, orti urbani ecc.

Nella nuova Carta Tecnica Regionale, l'area in oggetto è individuata nella sezione 32707 mentre catastalmente è compresa nei fogli 16a, 16b e 17.

3. VERIFICA PRELIMINARE

La verifica preliminare viene condotta attraverso l'analisi idrografica-bibliografica-storica con lo scopo di:

- individuare il reticolo idrografico storico e recente,
- individuare le aree inondabili mappate in strumenti di programmazione esistenti (PAI, PRG, Piano Comunale di protezione civile, o altri studi disponibili)
- raccogliere eventuali informazioni/segnalazioni di criticità per inondazioni/allagamenti, a seguito di passati eventi.

Dalle risultanze della verifica preliminare scaturisce la necessità o meno dell'eventuale assoggettamento ai successivi livelli di analisi della Verifica di Compatibilità idraulica.

A tal fine sono stati reperiti tutti i dati esistenti per ricostruire il reticolo idrografico attuale e storico (analisi idrografica), sono state raccolte le informazioni disponibili per l'individuazione delle aree inondabili (analisi bibliografica) e sono state raccolte le informazioni-segnalazioni relative a criticità ed eventi passati (analisi storica).

3.1 INDIVIDUAZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Il reticolo idrografico principale e secondario è stato individuato secondo i criteri contenuti nella D.G.R. 53/2014 e nelle linee guida, nonché sulla base di una verifica puntuale sul territorio della rete idrografica esistente.

A tale scopo, sono state reperite le seguenti cartografie, i cui stralci sono riportati nell'allegata **Tavola 22.2 “Carte tematiche”**:

- 2.1- Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 (anno 2000) – Sezz. 32707
- 2.2- Carta Tecnica Comunale scala 1:2.000 (anno 2007)
- 2.3- Carta IGM scala 1:25.000 (anno 1953) – foglio 133 I° Quadrante NE
- 2.4- Carta IGM scala 1:25.000 (anno 1995) – foglio 133 I° Quadrante NE
- 2.6 – Mappe catastali scala 1:2.000 – Fogli 6a-16b-17

Dalla sovrapposizione delle varie rappresentazioni planimetriche è stato possibile definire il reticolo idrografico principale e secondario, come riportato nell'allegata **Tav. 22.1 “Inquadramento territoriale dell'intervento con individuazione del reticolo idrografico”**.

I corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico principale che si rilevano nella zona comprendente l'area d'intervento sono:

- **Torrente Ragnola**
- **Fosso dell'Acquachiara**
- **Fosso della Fornace**

Essi corrispondono anche ai corsi d'acqua demaniali individuati nelle mappe catastali.

Detti corsi d'acqua principali, nel tratto interessato dallo strumento urbanistico, e quindi nella fascia litoranea, non hanno affluenti e pertanto il reticolo secondario naturale è assente.

Oltre ai corsi d'acqua principali, il territorio in esame, è interessato da una diffusa rete di canali che sono stati individuati attraverso la cartografia storica (tavoleta IGM in scala 1:25.000 dell'anno 1953).

Alcuni di questi erano stati realizzati in passato per la regimazione delle acque meteoriche e, data la morfologia pianeggiante dell'intero territorio, avevano la funzione di convogliare le acque verso il mare o verso il reticolo principale. Nel tempo, la progressiva industrializzazione dell'agricoltura, accompagnata alla necessità di far spazio a nuovi insediamenti, ha determinato la quasi totale scomparsa di tali elementi del reticolo storico minore.

Come accertato mediante l'osservazione della cartografia esistente, delle foto aeree e dei sopralluoghi,

alcuni sono stati tombati, altri sono stati oblitterati, altri ancora sono divenuti porzione della rete fognaria, per cui non risultano più visibili.

L'area oggetto del Piano Particolareggiato confina a sud con il fosso dell'Acquachiara, e dista mediamente 1300 m dal Torrente Ragnola che scorre a sud, e mediamente 400 m dal Fosso della Fornace che scorre a nord.

Ai fini della valutazione del rischio idraulico dell'area d'intervento, si ritiene di dover considerare solamente il fosso dell'Acquachiara e il fosso della Fornace.

Infatti il reticolo storico minore, oggi spesso tombato, interessa aree poste poco più a nord, per cui eventuali criticità (che effettivamente si manifestano ciclicamente), vista le esiguità delle portate loro afferenti, si svilupperanno a livello microlocale, non interessando la sicurezza idraulica delle aree in esame.

3.2 ANALISI BIBLIOGRAFICA

Come previsto nelle linee guida, sono state raccolte le informazioni disponibili relative alla individuazione di aree inondabili mappate negli strumenti di pianificazione esistenti e in altri studi disponibili.

In particolare sono state consultate le seguenti cartografie, i cui stralci sono riportati nella tav. 2 allegata:

- 2.5 - Stralcio del PTA scala 1:100.000 (anno 2007)
- 2.7 - Carta geomorfologica - Elaborato AG.4 della variante generale PRG (anno 1999)
- 2.8 - Carta delle pericolosità geologiche - Elaborato AG.7 variante gen. PRG (anno 1999)
- 2.9 - Carta idrogeologica – Elaborato AG.5 della variante generale del PRG (anno 1999)
- 2.10 - Sistema idrografico – Elaborato AG.6 della variante generale del PRG (anno 1999)
- 2.11 - Carta rischio idrogeologico del Piano Comunale di Emergenza – scala 1:10.000
- 2.12 - Stralcio PAI del Bacino del Fiume Tronto (come modificato dal D.S.G. n. 11/2009)

3.3 ANALISI STORICA

L'analisi storica ha permesso di reperire le seguenti informazioni che di seguito vengono riportate per ogni corso d'acqua:

- **Fosso della Fornace:**
 - 15 ottobre 1970: *“a seguito di un violento nubifragio, l’Albula esondò trascinandosi appresso Carlo Fares. Alla morte del Fares si aggiunse una stima impietosa dei danni. Esondò infatti anche il **fosso delle Fornaci** e le famiglie senza tetto furono cinquanta. I sottopassi si allagarono rapidamente diventando veri e propri pantani e impedendo dunque il transito alle auto. La città fu depredata dalle acque, entrate nelle botteghe e nelle abitazioni e il poco che si salvò giaceva nel fango.”*

- **Fosso dell'Acquachiara:**
 - i terreni limitrofi al fosso, nel tratto ad est della S.S. 16 sono stati invasi più volte dalle acque del fosso; tuttavia tali fenomeni erano il frutto di esondazioni indotte artificialmente, allo scopo di rendere maggiormente fertili i terreni che avevano una forte componente sabbiosa.

3.4 POTENZIALI CRITICITÀ DEL RETICOLO IDROGRAFICO

Dalla sovrapposizione delle rappresentazioni cartografiche sopra elencate è stata elaborata la tavola 3 allegata **“Planimetria con individuazione delle aree inondabili mappate nei PAI e in altri strumenti e studi disponibili”**.

Come rappresentato nella tavola, nel tratto di territorio comunale preso in esame, non sono presenti aree perimetrate né dal PAI dell'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Tronto né dal PAI dell'Autorità di Bacino della Regione Marche.

Il PAI del Bacino del Fiume Tronto individua una zona a rischio moderato di esondazione E1 che si estende in sinistra idrografica del fiume, fino al torrente Ragnola e quindi circa 1,3 Km a sud dell'area interessata dal piano particolareggiato.

Tale perimetrazione scaturisce da uno studio di dettaglio finalizzato alla richiesta di modifica delle aree esondabili, proposta dal Comune di San Benedetto ed accolta dall'Autorità di bacino con D.S.G. 11/2009.

I corsi d'acqua compresi tra Tronto e Albula non sono mai stati oggetto di studi finalizzati alla perimetrazione delle aree esondabili.

Per il Torrente Albula, il Comune ha presentato una richiesta per il nuovo inserimento di aree a rischio esondazione, sulla base di uno studio di dettaglio e di interventi di mitigazione, accolto con

D.S.G. n. 35/2011. Pertanto in base al PAI regionale vigente, il torrente Albula, nella zona d'intervento, non presenta aree a rischio.

Nella stessa tavola 3 di sintesi, sono anche riportati i perimetri delle aree classificate “a rischio esondazione” nella tavola 5 “Rischio idrogeologico”, del Piano Comunale di Emergenza della Protezione Civile. Tali aree non interessano la zona del Piano Particolareggiato.

3.5 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA PRELIMINARE

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti, sulla base dei risultati dell'analisi idrografica-bibliografica- storica, sintetizzati nella tavola 3 allegata, e visti:

- la posizione dell'area interessata dallo strumento di pianificazione in oggetto, rispetto al reticolo idrografico
- il rapporto plano-altimetrico con il reticolo idrografico esistente
- la morfologia pianeggiante dell'area di intervento
- le informazioni storiche su precedenti eventi di esondazione/allagamenti

non è possibile affermare che l'area interessata dalla strumento di pianificazione *“non sia sicuramente interessabile da potenziali fenomeni di inondazione/allagamento da parte del reticolo idrografico e non sia sicuramente interessabile dalle dinamiche fluviali, anche in un orizzonte temporale di lungo periodo”*.

Pertanto si ritiene **necessario sviluppare i successivi livelli di analisi della Verifica di Compatibilità Idraulica**, come suggerito anche nelle conclusioni del paragrafo A.2.3. delle Linee guida dei *Criteria*.

4. VERIFICA SEMPLIFICATA

Scopo della verifica Semplificata è definire la *Fascia di pertinenza fluviale su base geomorfologica*, integrando l'analisi idrografica-bibliografica-storica della Verifica preliminare, con *l'analisi geomorfologica*.

Tale fascia è la “*zona che comprende le aree inondabili per piene eccezionali, le aree interessate/interessabili dall'evoluzione-mobilità dell'alveo e delle scarpate fluviali*”.

4.1 ANALISI GEOMORFOLOGICA

L'analisi geomorfologica ha come obiettivo quello di individuare le forme principali che caratterizzano il sistema idrografico naturale: alveo attuale, piana inondabile, sponde, argini, scarpate principali e bordi di terrazzo. Inoltre vengono individuati eventuali fenomeni di incisione o sovralluvionamento o erosione delle sponde.

Infine vengono individuati anche elementi antropici (tipo ponti, argini artificiali, difese di sponda, traverse, rilevati nella piana inondabile) che possono influenzare lo sviluppo di fenomeni di inondazione.

I corsi d'acqua potenzialmente in grado di interferire con l'area interessata dal Piano Particolareggiato, sono il Fosso dell'Acquachiara e il fosso della Fornace; limitatamente a questi due corsi d'acqua, dalla foce fino alla Strada Panoramica – Via di S. Lucia, viene effettuata l'analisi geomorfologica, i cui risultati vengono schematizzati nell'allegata tavola 4 "**Carta geomorfologica**"

4.1.1 Fosso dell'Acquachiara

Il fosso dell'Acquachiara ha un bacino idrografico naturale di circa 2,0 kmq e una lunghezza dell'asta principale pari a 3,25 km. Il fosso, nell'insieme, presenta una morfologia dell'alveo "unicursale", rettilineo.

A partire da ovest, immediatamente a valle della Strada Panoramica, dopo un primo tratto di circa 100 m, l'alveo del fosso risulta rivestito in c.a. sia sulle sponde che sul fondo; immediatamente a monte del ponte sulla S.S. 16 è presente una briglia che presenta un'altezza di circa 1.7 m. Circa 50 m a valle della S.S. 16 “Adriatica”, si ha una diminuzione della pendenza ed il tratto cementato lascia spazio ad un tratto in terra con argini in terra di altezza considerevole, per una lunghezza di circa 400 m .

Per un breve tratto, di circa 100 m, è presente un muro in c.a. solamente in sinistra idrografica e continuando verso valle l'alveo è nuovamente cementato sul fondo con difese arginali in c.a. fino poco

oltre il lungomare.

Il tratto terminale è interessato da 4 importanti attraversamenti: Viale dello Sport, Linea ferroviaria Bologna-Lecce, Via Volta e Lungomare Marconi.

Per quanto riguarda i fenomeni di erosione, data l'attuale sistemazione del fosso, è possibile escludere interferenze con le aree di intervento.

In alveo sono presenti sedimenti alluvionali di granulometria prevalentemente sabbioso-limosa con rari ciottoli. Dopo eventi di piena di una certa entità, data la bassa pendenza del profilo del fosso, si possono accumulare quantità di sedimenti che possono parzialmente ridurre la sezione di deflusso del fosso.

Anche la vegetazione, costituita prevalentemente da canneti e cespugli, in determinati periodi dell'anno può ostruire parzialmente la sezione di deflusso del fosso.

Nella carta geomorfologica vengono riportati gli elementi geomorfologici significativi del corso d'acqua, sopra descritti.

4.1.2 Fosso della Fornace

Il fosso della Fornace, che scorre con andamento ovest-est parallelo a quello dell'Acquachiara, ha un bacino idrografico naturale di circa 2,0 kmq e una lunghezza dell'asta principale di circa 2,5 Km.

Tutto il tratto esaminato, fino alla foce, presenta alveo e sponde in c.a. e risulta in discreto stato di manutenzione.

A seguito di eventi di piena di una certa entità, si possono depositare sedimenti in alveo che devono essere rimossi per evitare di ridurre la sezione di deflusso.

La vegetazione è pressoché assente.

Si rileva la presenza di un tratto coperto in prossimità della S.S. 16, vari attraversamenti e la copertura del tratto terminale in prossimità del lungomare, dove è stata realizzata la piccola chiesetta dell'Immacolata ("chiesetta di legno").

4.2 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA SEMPLIFICATA

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti, visti:

- la morfologia pianeggiante dell'area d'intervento ed il suo rapporto plano-altimetrico con il reticolo idrografico;
- la mancanza di elementi morfologici ben definiti per la delimitazione delle aree inondabili;

- la presenza di strutture arginali che in base al paragrafo 2.4.3 non “*possono essere considerate quali elementi di confinamento per la delimitazione della fascia di pertinenza fluviale....*”

non è possibile definire *la fascia di pertinenza fluviale su base geomorfologica* e pertanto si ritiene necessario sviluppare il successivo livello di analisi della **Verifica di Compatibilità Idraulica.**

5. VERIFICA COMPLETA

Dalle risultatnze delle precedenti fasi di analisi, scaturisce la necessità di sviluppare la Verifica completa mediante uno studio idrologico ed idraulico di dettaglio, i cui risultati sono riportati nei paragrafi che seguono.

5.1. STIMA DEL CARICO IDRAULICO

La stima del carico idraulico è stata differenziata discretizzando il fosso in quattro tratti:

1. tratto posto a monte della sezione trasversale n.18
2. tratto compreso tra le sezione n.18 e n.15
3. tratto compreso tra le sezioni n.15 e n.9
4. tratto compreso tra la sezione n.9 e la foce

Per il tratto 1 si è considerato il carico idraulico correlato al bacino idrografico sotteso dall'attraversamento della S.S.16 (sottobacino B1).

Per il tratto 2 si è considerato il carico idraulico del tratto precedente a cui va sommato il contributo dello sversamento proveniente dal complesso costituito dal Comando dei Carabinieri e dagli edifici ad esso asserviti.

Per il tratto 3 si è considerato il carico idraulico correlato al bacino idrografico sotteso dall'attraversamento ferroviario (sottobacini B1+B2).

Per il tratto 4 si è considerato il carico idraulico correlato al bacino idrografico sotteso dalla foce (sottobacini B1+B2+B3).

La stima del calcolo idraulico è stata elaborata per i seguenti tempi di ritorno:

- $Tr = 30$ anni
- $Tr = 100$ anni.

Per quanto concerne la esatta individuazione dei bacini idrografici sottesi, si è dapprima individuato, su base cartografica, il perimetro del bacino idrografico naturale ed apparente (si veda Elaborato 22.5 "Individuazione del bacino naturale e reale"). Successivamente, in seguito a dettagliata ricognizione sul territorio, sono state considerate tutte le situazioni che hanno determinato delle modifiche al perimetro naturale del bacino.

Tra queste si evidenziano:

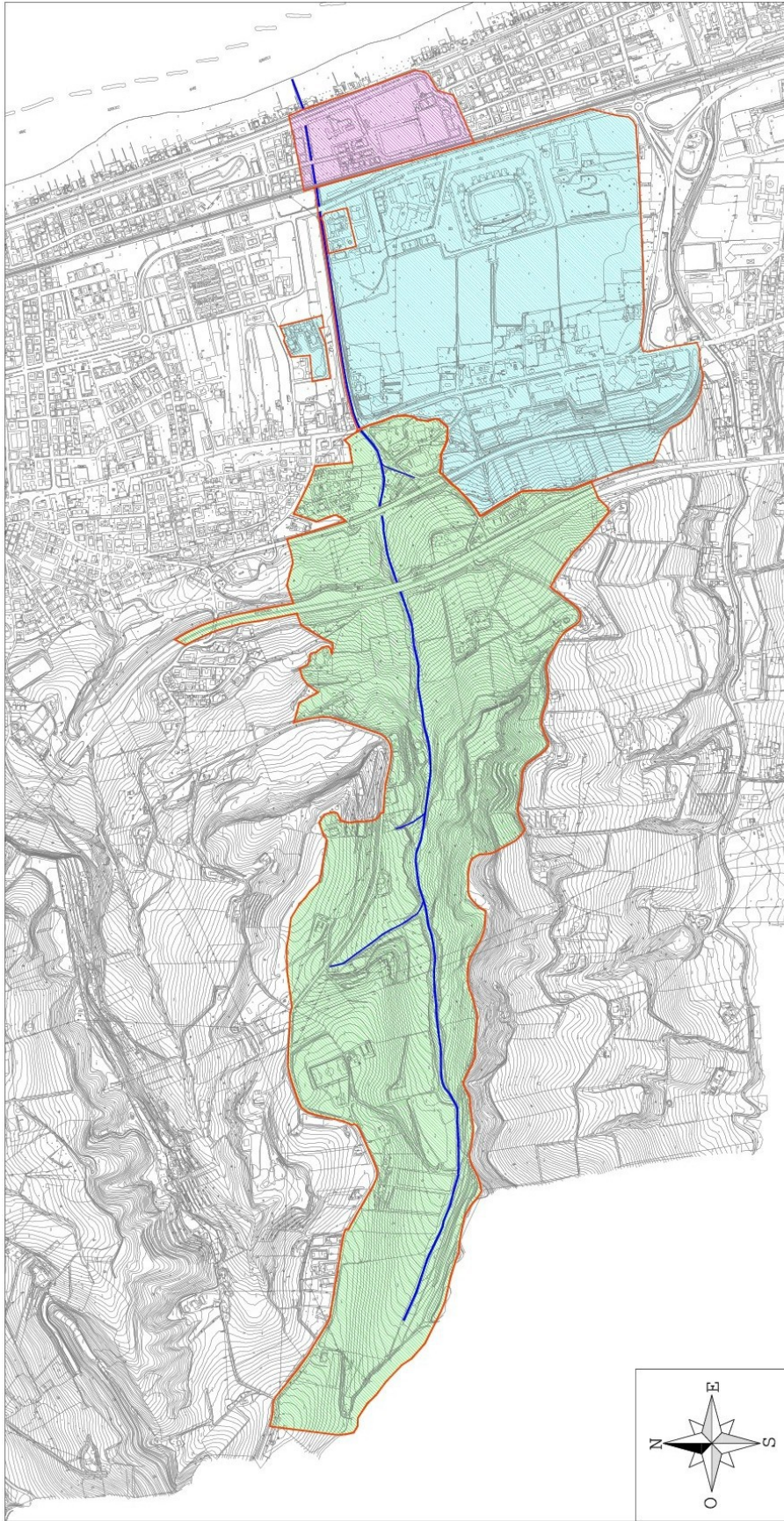
per il semibacino nord:

- mediamente una riduzione di superficie rispetto al bacino naturale, determinata dalla viabilità della Strada Provinciale "Panoramica"; essa intercetta parte delle acque ruscellanti verso il Fosso Acquachiara deviandole verso il bacino del Fosso Fornace

- un incremento di superficie rispetto al bacino naturale determinato dalla viabilità austrostradale A14

per il semibacino sud:

- un generale incremento di superficie rispetto al bacino naturale, determinato dalla viabilità comunale, nonché dalla viabilità austrostradale A14
- un incremento di superficie rispetto al bacino naturale determinato dalla rete fognaria esistente.



LEGENDA

-  Sottobacino 1
-  Sottobacino 2
-  Sottobacino 3

5.1.1 Elaborazione statistica dei dati di pioggia

Ai fini del calcolo della portata idraulica defluente nel Fosso Acquachiara sono stati raccolti ed utilizzati i valori annuali delle altezze di piogge di massima intensità di precipitazione, pubblicati negli Annali idrologici.

L'elaborazione degli Annali Idrologici è stata curata storicamente (periodo 1932-2002) dagli Uffici Compartimentali dell'ex Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), inizialmente afferente al Genio Civile del Ministero dei Lavori Pubblici e successivamente al Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali. A fine 2002 gli uffici compartimentali e le stazioni distaccate del SIMN sono stati trasferiti alle Regioni, in attuazione del processo di decentramento amministrativo previsto dalla Legge 59/97, così come disciplinato dal D.Lgs 112/98.

Per le stazioni pluviometriche della Regione Marche gli Annali Idrologici sono stati elaborati dal Servizio Idrografico di Bologna fino al 2002; dal 2003 la competenza è della Protezione Civile della Regione Marche.

Osservando l'ubicazione sul territorio delle varie stazioni di misura pluviometrica sono state individuate le seguenti stazioni di interesse:

- Ragnola
- Grottammare
- Pedaso
- Fermo
- Ripatransone

Per quanto concerne la stazione di Ragnola, la più rappresentativa per il bacino in esame, si ha un significativo numero di anni di osservazione relativamente alle piogge orarie (n.35 anni), ma si hanno a disposizione solo n.6 anni di osservazione per quanto concerne le piogge di durata inferiore all'ora. Tale condizione non garantisce l'attendibilità dell'elaborazione statistica dei dati di pioggia, per cui non è possibile prendere a riferimento codesta stazione pluviometrica.

Anche i dati relativi alla stazione di Grottammare (n.15 anni per le piogge orarie e n.6 anni per le piogge di durata inferiore all'ora) risultano insufficienti per un'attendibile elaborazione statistica.

I dati relativi alle stazioni pluviometriche di Pedaso, Fermo e Ripatransone risultano sufficienti. Tra queste si è presa a riferimento la stazione di Pedaso, in quanto ubicata in zona costiera e dunque maggiormente rappresentativa del bacino in esame.

I dati registrati presso la stazione pluviometrica di Pedaso vanno dall'anno 1951 all'anno 1989 e dall'anno 1998 all'anno 2007. Si hanno a disposizione n.45 dati per quanto concerne le piogge orarie e

n.23 dati per le piogge di durata inferiore all'ora.

Di seguito si riporta, per la stazione pluviometrica di Pedaso, l'elaborazione statistica dei dati di pioggia.

A tal fine, sono stati utilizzati i valori massimi annuali delle altezze di pioggia per le piogge orarie (1, 3, 6, 12, 24 ore) e per le piogge di durata inferiore all'ora.

STAZIONE IDROGRAFICA DI:

Pedaso

Bacino: Aso

Quota (m s.s.m.): 4

Coordinate geografiche: **LAT 43° 05' 45" N; LONG 1° 23' 27" E**

ANNO	PIOGGE ORARIE					SCROSCI		
	1ORA	3ORE	6ORE	12ORE	24ORE	15MIN	30MIN	45MIN
1940	9	20	35,8	47,6	60,4			
1951	49,6	69,6	69,8	69,8	73			
1952	30,2	30,8	38,2	49	72,6			
1953	20	25,8	39	54,6	65			
1954	18,6	28	29,8	35	57,8			
1955	26	26,6	26,6	28,6	42,4	22		
1956	16	20,6	37,2	54,8	93,4			
1957	19,6	24	28,6	59	62	16		
1958	53,8	103	180	258,6	280			
1959	27,6	46,8	56,4	58,6	101,4	10		26
1960	30,2	38	51,4	76,6	96,8	12,6		
1961	22,6	37,6	52,4	60,4	91,2	10,4	19	
1962	22,6	31,4	33,4	36,4	44,8			
1964	15,2	25,2	28,6	36,8	47,4	13,4		
1965	24,8	25,6	25,6	25,6	40,6	14	24	
1966	48	73,4	77,6	84,8	94,6	10,8		
1967	30,2	42,2	42,6	53,2	70,8		20	
1969	40,8	42,2	42,4	43,2	56,8	10		40
1971	14,6	35	40,4	41,8	41,8			
1972	28,8	32,4	46,6	61,6	67,8		22,4	
1973	11,8	25,8	37,6	47,2	60			
1974	25,4	25,8	35	60,8	65,2	24,6	21	
1975	27,6	31,6	36	59	63,8		20	
1977	21,4	29,8	37,4	41,6	47		12,4	
1978	31,6	44,2	56,6	87,2	101,8		19,6	
1979	21	27	41,6	53,8	53,8		19,4	
1980	58,2	67,8	77,6	83	119			
1981	14	21,4	29	37,2	42,4	14		
1982	50,4	55,4	67	67	80	16,8		39
1983	17,6	18,4	21,8	23,4	24,4			
1984	17,6	21,4	28,2	29,8	49,2	10,6		
1985	17,4	29,6	34	34,8	44,4		17,4	
1986	27	42	70,2	74	87			
1987	13	18,4	22,2	22,8	40,2			
1988	22	28,4	36,2	41,4	60,4			
1989							22,2	
1998	22,6	29,4	57,4	82,8	99	11,2	17	
1999	36,6	60,2	60,4	62	85	14,4	22,2	
2000	35,8	43,8	62,8	63,2	64,2	16	27,4	
2001	12,4	32	45,6	52,2	65	9,2	10,2	
2002	18,4	23,8	38,8	49,6	61,4	8,2	11,6	
2003	25,4	26,6	43,6	61,4	61,4	12,6	17,6	
2004	16,4	26	32	43,4	51	7,6	11,6	
2005	50,6	68,8	68,8	68,8	80,4	18,4	32,8	
2006	15,2	25,4	32	32	39,6	6,4	10,6	
2007	12,6	28	41	50	51	4,6	8	

Dati relativi alle piogge orarie ed agli scrosci di pioggia registrati alla stazione pluviometrica di Pedaso.

Calcolo dei valori estremi e dell'equazione di possibilità pluviometrica

Alle precipitazioni di massima durata, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, si applica la seguente relazione:

$$X(Tr) = \bar{X} + F \cdot S_x \quad (1)$$

dove: $X(Tr)$ = valore dell'evento con tempo di ritorno Tr , ossia l'evento che è uguagliato o superato, mediamente, ogni Tr anni;

\bar{X} = valore medio degli eventi considerati;

F = fattore di frequenza;

S_x = scarto quadratico medio della variabile in esame.

Ad F si assegna l'espressione: $F = \frac{Y(Tr) - \bar{Y}_N}{S_N} \quad (2)$

dove: $- Y(Tr) = \text{variabile ridotta} = -\ln\left(-\ln\frac{Tr-1}{Tr}\right) \quad (3)$

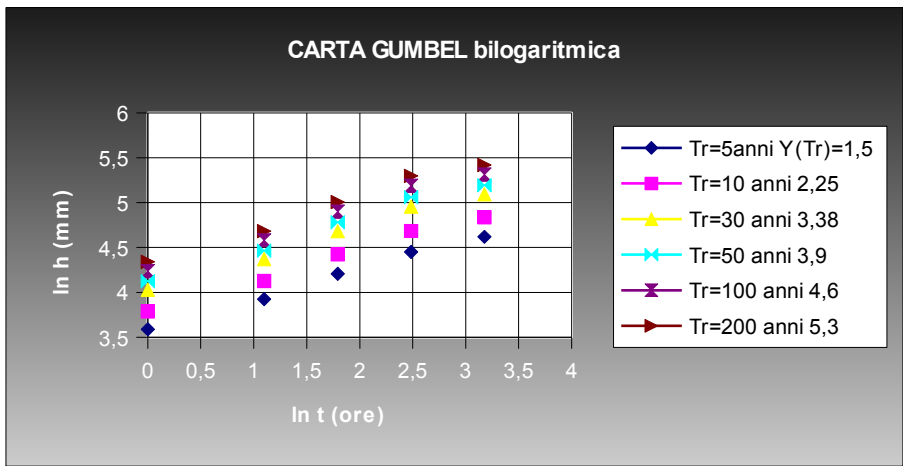
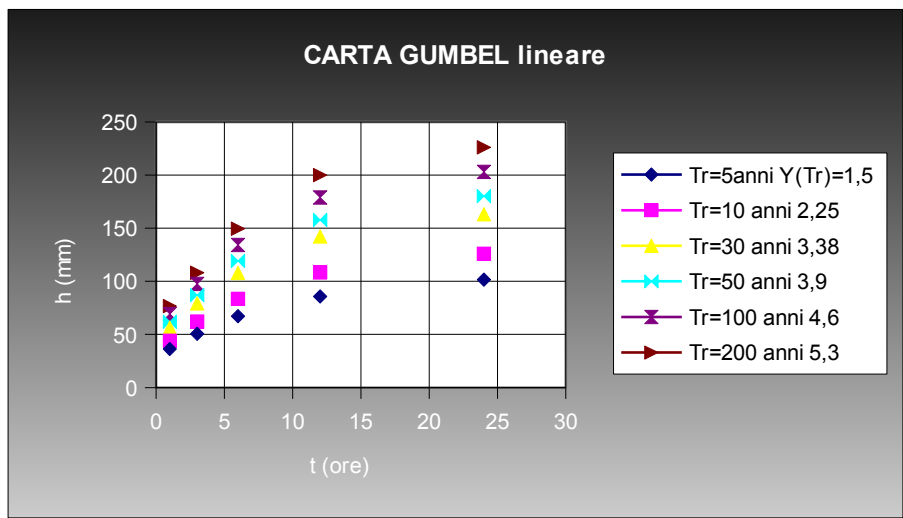
- \bar{Y}_N e S_N = media e scarto quadratico medio della variabile ridotta.

La (1) diventa:
$$X(Tr) = \underbrace{\bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \bar{Y}_N}_{MODA} + \underbrace{\frac{S_x}{S_N} Y(Tr)}_{ALFA} \quad (4)$$

I valori estremi sono stati calcolati per le varie durate degli eventi e relativamente ai tempi di ritorno di 5, 10, 30, 50, 100, 200 anni.

Si riportano i grafici delle possibilità pluviometriche (per le piogge orarie) in forma lineare e bilogarithmica ed il riepilogo dei coefficienti “a” ed “n” ricavati.

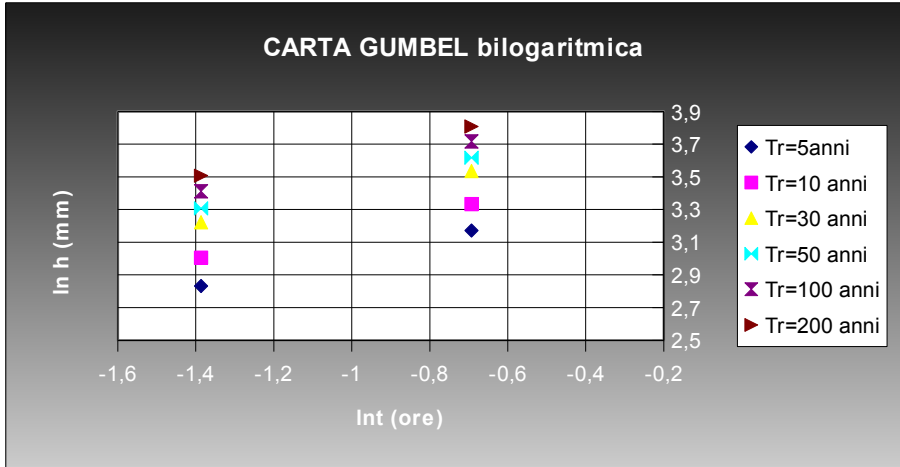
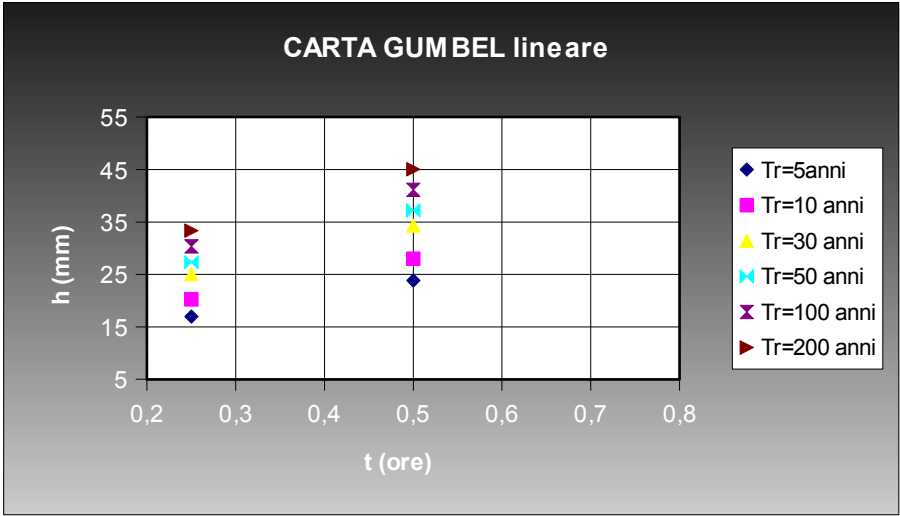
Riepilogo elaborazione di GUMBEL per precipitazioni orarie



	a	n	r
Tr=5anni	36,118103	0,3340403	
Tr=10anni	44,087292	0,3425172	
Tr=30anni	56,095998	0,3505269	
Tr=50anni	61,622534	0,3531199	
Tr=100anni	69,062352	0,3559309	
Tr=200anni	76,502376	0,3581771	

Si riportano i grafici delle possibilità pluviometriche (per scrosci di pioggia) in forma lineare e bilogarithmica ed il riepilogo dei coefficienti “a” ed “n” ricavati.

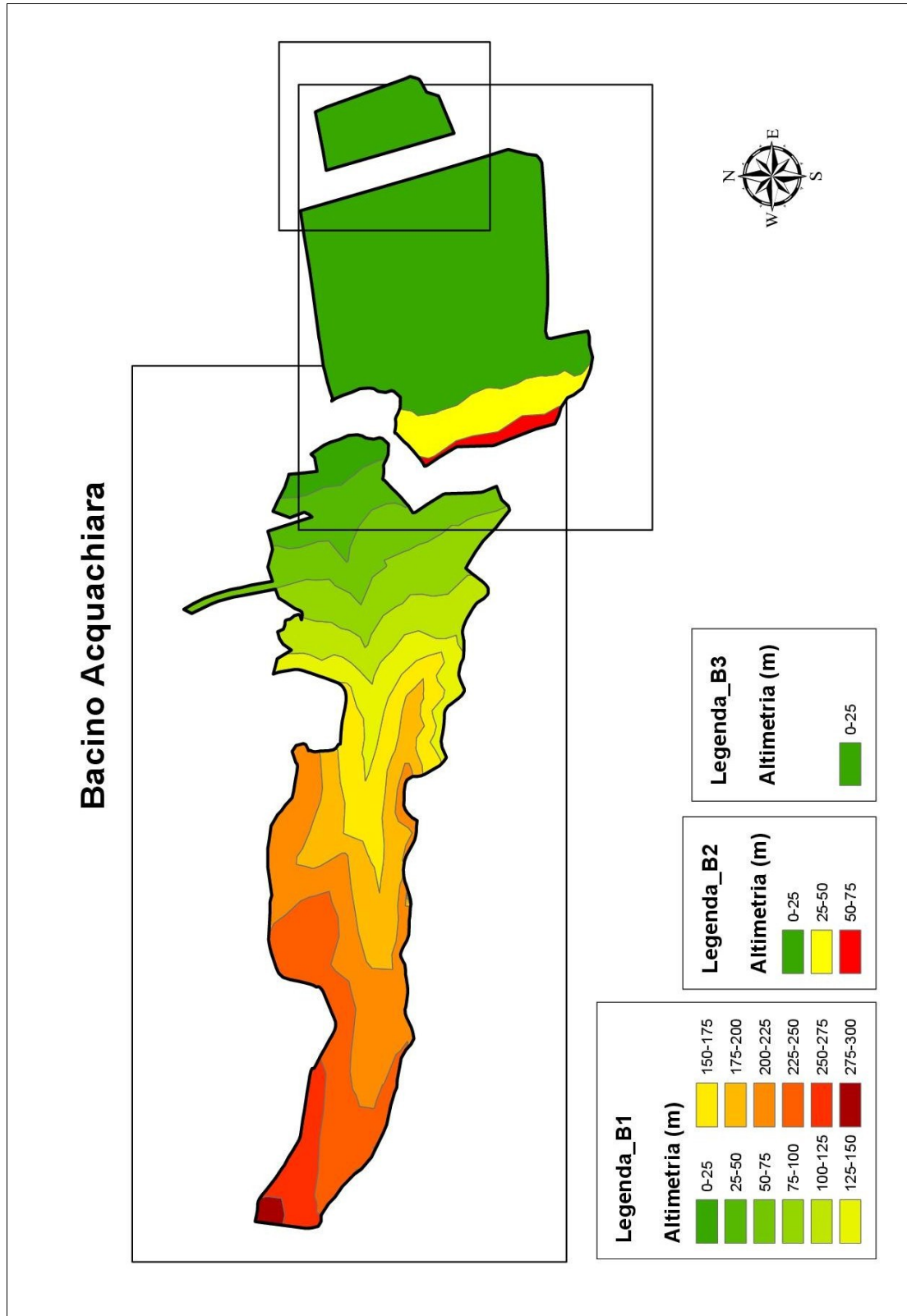
Riepilogo elaborazione di GUMBEL per scrosci di pioggia



	a	n	r
Tr=5anni	33,499891	0,4908479	
Tr=10anni	38,881422	0,472451	
Tr=30anni	47,005961	0,4534505	
Tr=50anni	50,748792	0,4469269	
Tr=100anni	55,789939	0,4396334	
Tr=200anni	60,833434	0,4336325	

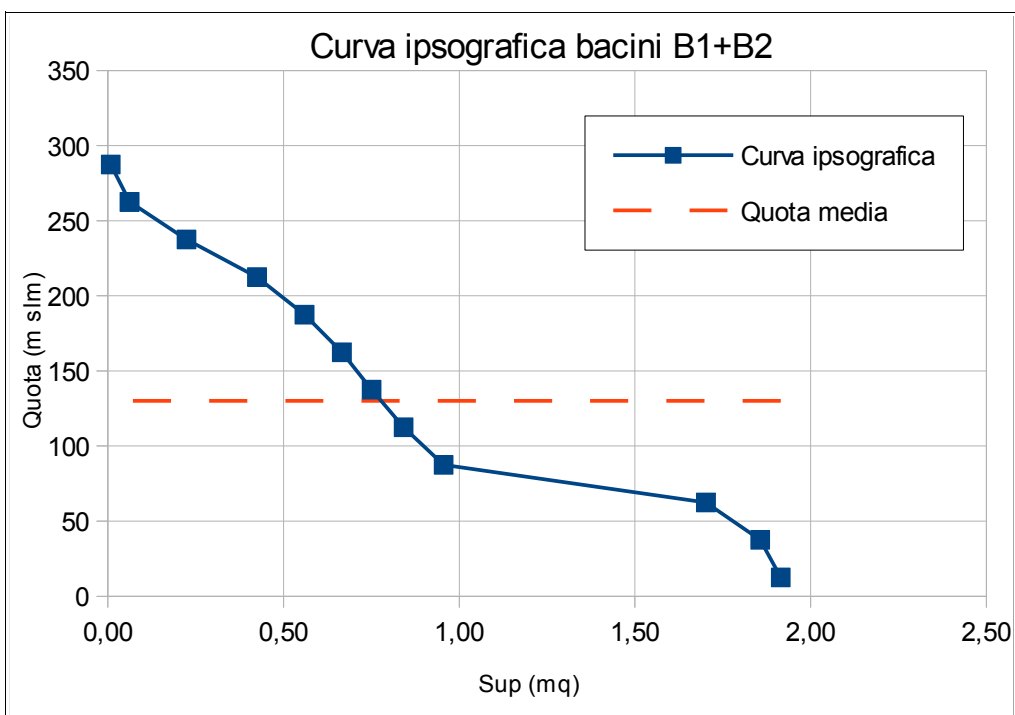
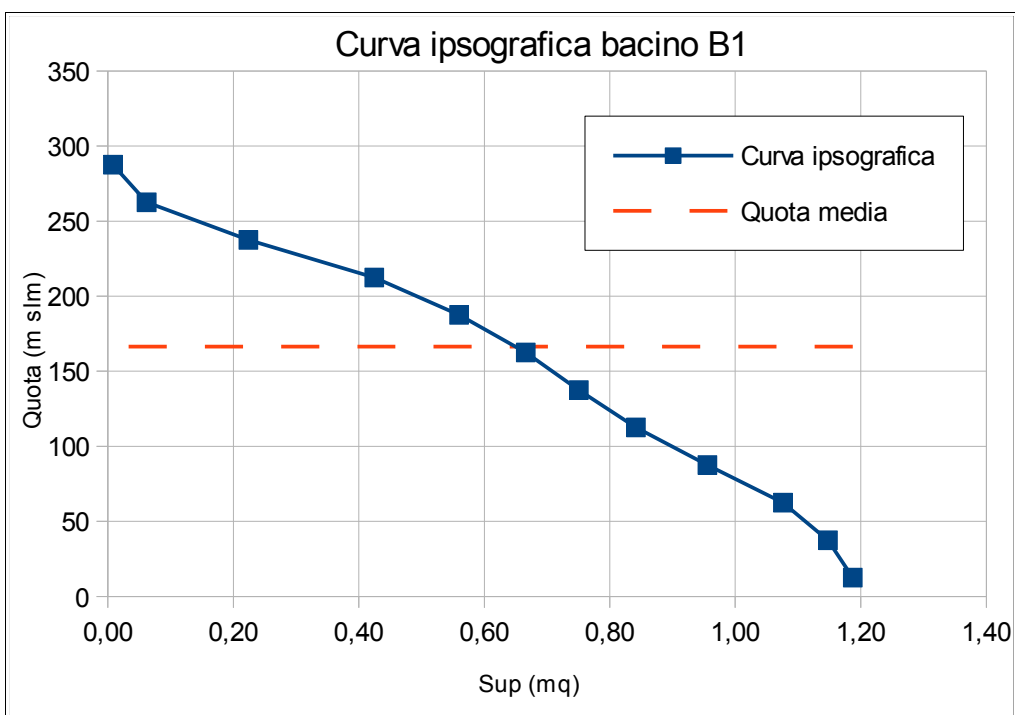
5.1.2 *Curve ipsografiche e determinazione delle quote medie dei bacini*

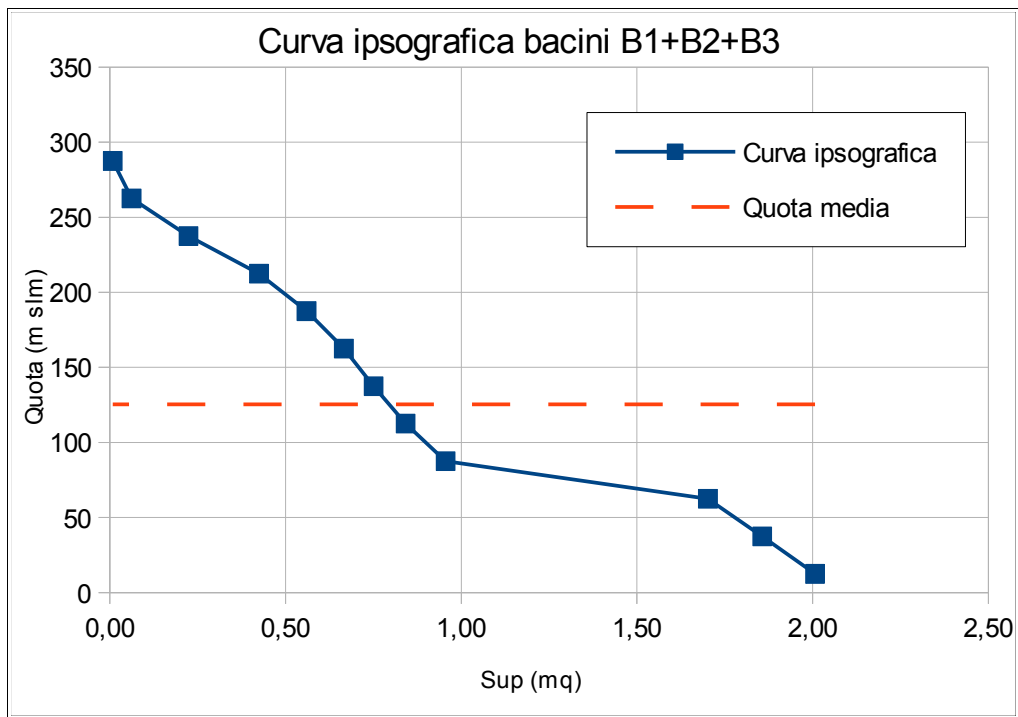
Allo scopo di determinare la quota media pesata del bacino idrografico si è reso necessario cartografare le diverse fasce altimetriche ricadenti all'interno del bacino e calcolarne le relative superfici.



Graficizzazione delle fasce altimetriche per i sottobacini B1, B2 e B3

Si riportano le curve ipsografiche per i tre sottobacini considerati, con determinazione delle relative quote medie.





Le quote medie determinate per i tre bacini sono rispettivamente:

- 166,43m s.l.m per il bacino B1
- 130,11m s.l.m per il bacino B1+B2
- 125,29m s.l.m per il bacino B1+B2+B3.

5.1.3 Idrologia sottobacino B1

5.1.3.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso

Per la determinazione del carico idraulico che grava sul tratto di torrente in esame, occorre definire con esattezza quale sia il bacino idrografico afferente il corso d'acqua in quel punto. Esso è graficizzato nell'Elaborato 22.5 "Individuazione del bacino naturale e reale" ed è caratterizzato da una superficie complessiva (proiezione orizzontale) pari ad 1,19 kmq circa.

Le diverse metodologie a disposizione per la stima delle portate afferenti una determinata sezione (e che sottende un determinato bacino) permettono di tener conto delle caratteristiche del bacino attraverso dei coefficienti di deflusso. Poiché l'influenza di tali coefficienti sul risultato finale è significativa, si è deciso di effettuare un'indagine specifica sulle caratteristiche del bacino in oggetto.

Il volume di acqua di origine meteorica genera un deflusso superficiale la cui entità dipende dalle proprietà di permeabilità della superficie che la pioggia incontra. Il coefficiente di deflusso è dato dal rapporto tra il volume di acqua che, anziché infiltrarsi in profondità, defluisce superficialmente ed il volume apportato complessivamente dalle precipitazioni. In generale, questo coefficiente è sempre compreso tra 0 ed 1. Raramente tale rapporto può risultare superiore all'unità (pioggia che investe il suolo quando questo risulta coperto da un manto nevoso in fase di fusione).

Il bacino idraulico urbano considerato può essere suddiviso in tante microaree o areole, ciascuna caratterizzata da un coefficiente di deflusso calcolato in funzione di:

- permeabilità dei terreni
- acclività dei terreni
- uso del suolo

Una media dei diversi coefficienti, ciascuno pesato sulla somma delle rispettive aree di competenza, fornisce il coefficiente di deflusso relativo all'intero bacino o all'area tributaria considerata. In altre parole:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^N \varphi_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^N S_i}$$

dove:

- S_i = area somma delle superfici delle areole corrispondenti all'i-esimo uso del suolo.
- φ_i = coefficiente di deflusso relativo all'i-esimo uso del suolo.

- N = numero dei diversi usi del suolo riscontrati nell'area tributaria

Di seguito si illustra la metodologia adottata per la valutazione dei coefficienti di deflusso relativamente ad eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 10 anni.

All'interno del bacino sono state individuate tre classi di pendenza (si veda Elaborato 22.6: *Carta delle acclività*):

- zone in cui la pendenza del suolo è inferiore al 5%;
 - zone in cui la pendenza è compresa tra il 5% ed il 25%;
- zone in cui la pendenza è compresa tra il 25% ed il 45%;
- ed infine zone in cui la pendenza del suolo supera il 45%.

Parallelamente sono state individuate delle classi di permeabilità (si veda Elaborato 22.6: *Carta delle permeabilità*), nonché di utilizzo del suolo (si veda Elaborato 22.: *carta dell'uso del suolo*).

Queste tre caratteristiche (acclività, permeabilità, uso del suolo), sovrapposte, permettono di valutare i coefficienti di deflusso più rispondenti alle singole sotto-unità del bacino in esame.

Una prima valutazione del coefficiente di deflusso è stata effettuata con la tabella che segue. In essa vengono presi in esame l'acclività dei versanti e la permeabilità del suolo. Incrociando i dati relativi ad acclività e permeabilità del suolo si ottiene un primo valore del coefficiente di deflusso che andrà poi corretto tenendo conto dell'utilizzo del suolo.

PERMEABILITÀ	ACCLIVITA'			
	< 5%	5% ÷ 25%	25% ÷ 45%	> 45%
Permeabilità alta	0.03 (A.1)	0.07 (A.2)	0.11 (A.3)	0.14 (A.4)
Permeabilità media	0.06 (B.1)	0.10 (B.2)	0.13 (B.3)	0.17 (B.4)
Permeabilità medio-bassa	0.07 (C.1)	0.11 (C.2)	0.14 (C.3)	0.18 (C.4)
Permeabilità molto bassa	0.11 (D.1)	0.14 (D.2)	0.18 (D.3)	0.22 (D.4)

Coefficiente di deflusso parziale (x) in funzione dell'acclività e della permeabilità del suolo

Il coefficiente di deflusso finale (φ) si ottiene tenendo conto dell'utilizzo del suolo attraverso la relazione:

$$\varphi = x + (1 - x) \cdot \alpha$$

dove:

- x è il coefficiente di deflusso parziale appena trovato
- α è un coefficiente che dipende dall'utilizzo del suolo e vale (indicativamente):

USO DEL SUOLO	coefficiente α
Edificato intensivo	0.85
Edificato semintensivo	0.65
Agricolo o case sparse	0.35
Aree verdi o incolto	0.25
Corsi d'acqua o laghi, strade e piazzali	1

Valori indicativi del coefficiente α in funzione dell'utilizzo del suolo

In tal modo si ottiene un valore puntuale del coefficiente di deflusso. Il valore da utilizzare nelle relazioni analitiche deve però tener conto di tutto il bacino sotteso dalla sezione oggetto di studio. Per questo si andrà poi a considerare una media pesata dei coefficienti di deflusso presenti nel bacino.

Si riporta nella tabella che segue, il riepilogo dei coefficienti di deflusso, ricavati per ogni singola areola.

Nella tabella sono state elencate dapprima le microareole appartenenti alla porzione di bacino caratterizzata da permeabilità alta (macroarea A), poi quelle appartenenti alla porzione di bacino caratterizzata da permeabilità media (macroarea B), poi quelle appartenenti alla porzione di bacino caratterizzata da permeabilità medio-bassa (macroarea C), ed infine quelle appartenenti alla porzione di bacino caratterizzata da permeabilità bassa (macroarea D). All'interno di ciascuna classe di permeabilità, le microareole sono state ordinate secondo l'appartenenza alle quattro classi di acclività crescenti.

DATI RELATIVI ALLE MICROAREE (AREOLE)									
CODICE MACRO-AREA (permeabilità)	CODICE AREA (acclività)	COEFF. DEFLUSSO PARZIALE (x)	Codice microarea (areola)	Uso del suolo	Coeff. di uso del suolo (alfa)	Superficie Si (mq)	Coeff. Deflusso phi	Si·phi	%area
A (permalta)	A.1	0,03	A.1.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8545	0,0	0
		0,03	A.1.2	Edificato semintensivo	0,65	1.500	0,6605	990,8	0,12611401
		0,03	A.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	18.500	0,3695	6.835,8	1,55540609
		0,03	A.1.4	Incolto	0,25	0	0,2725	0,0	0
		0,03	A.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	3.600	1	3.600,0	0,30267362
	A.2	0,07	A.2.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8605	0,0	0
		0,07	A.2.2	Edificato semintensivo	0,65	5.800	0,6745	3.912,1	0,48764083
		0,07	A.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	84.000	0,3955	33.222,0	7,0623844
		0,07	A.2.4	Incolto	0,25	4.300	0,3025	1.300,8	0,36152682
		0,07	A.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	17.700	1	17.700,0	1,48814528
	A.3	0,11	A.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8665	0,0	0
		0,11	A.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6885	0,0	0
		0,11	A.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	5.100	0,4215	2.149,7	0,42878762
		0,11	A.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,3325	465,5	0,11770641
		0,11	A.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	2.800	1	2.800,0	0,23541281
	A.4	0,14	A.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,871	0,0	0
		0,14	A.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,699	0,0	0
		0,14	A.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	0	0,441	0,0	0
		0,14	A.4.4	Incolto	0,25	0	0,355	0,0	0
		0,14	A.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
B (permmedia)	B.1	0,06	B.1.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,859	0,0	0
		0,06	B.1.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,671	0,0	0
		0,06	B.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	43.000	0,389	16.727,0	3,6152682
		0,06	B.1.4	Incolto	0,25	4.500	0,295	1.327,5	0,37834202
		0,06	B.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	9.400	1	9.400,0	0,79031444
	B.2	0,1	B.2.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,865	0,0	0
		0,1	B.2.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,685	0,0	0
		0,1	B.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	395.100	0,415	163.966,5	33,2184295
		0,1	B.2.4	Incolto	0,25	44.200	0,325	14.365,0	3,71615941
		0,1	B.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	20.700	1	20.700,0	1,7403733
	B.3	0,13	B.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8695	0,0	0
		0,13	B.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6955	0,0	0
		0,13	B.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	30.500	0,4345	13.252,3	2,56431814
		0,13	B.3.4	Incolto	0,25	22.200	0,3475	7.714,5	1,8664873
		0,13	B.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	200	1	200,0	0,0168152
	B.4	0,17	B.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8755	0,0	0
		0,17	B.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,7095	0,0	0
		0,17	B.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	500	0,4605	230,3	0,042038
		0,17	B.4.4	Incolto	0,25	900	0,3775	339,8	0,0756684
		0,17	B.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
D (permolto bassa)	D.1	0,11	D.1.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8665	0,0	0
		0,11	D.1.2	Edificato semintensivo	0,65	2.900	0,6885	1.996,7	0,24382041
		0,11	D.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	12.900	0,4215	5.437,4	1,08458046
		0,11	D.1.4	Incolto	0,25	0	0,3325	0,0	0
		0,11	D.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	11.900	1	11.900,0	1,00050446
	D.2	0,14	D.2.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,871	0,0	0
		0,14	D.2.2	Edificato semintensivo	0,65	33.500	0,699	23.416,5	2,81654616
		0,14	D.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	340.700	0,441	150.248,7	28,6446948
		0,14	D.2.4	Incolto	0,25	13.900	0,355	4.934,5	1,16865647
		0,14	D.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	49.100	1	49.100,0	4,12813183
	D.3	0,18	D.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,877	0,0	0
		0,18	D.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,713	0,0	0
		0,18	D.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	6.300	0,467	2.942,1	0,52967883
		0,18	D.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,385	539,0	0,11770641
		0,18	D.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	900	1	900,0	0,0756684
	D.4	0,22	D.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,883	0,0	0
		0,22	D.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,727	0,0	0
		0,22	D.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	0	0,493	0,0	0
		0,22	D.4.4	Incolto	0,25	0	0,415	0,0	0
		0,22	D.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
TOT						1.189.400		499.637,6	87,8

Riepilogo dei coefficienti di deflusso ricavati per le singole areole appartenenti al bacino analizzato

In conclusione, per ricavare il **coefficiente di deflusso** relativo all'intero bacino, non rimane che applicare la formula:

$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^N \varphi_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^N S_i}$$

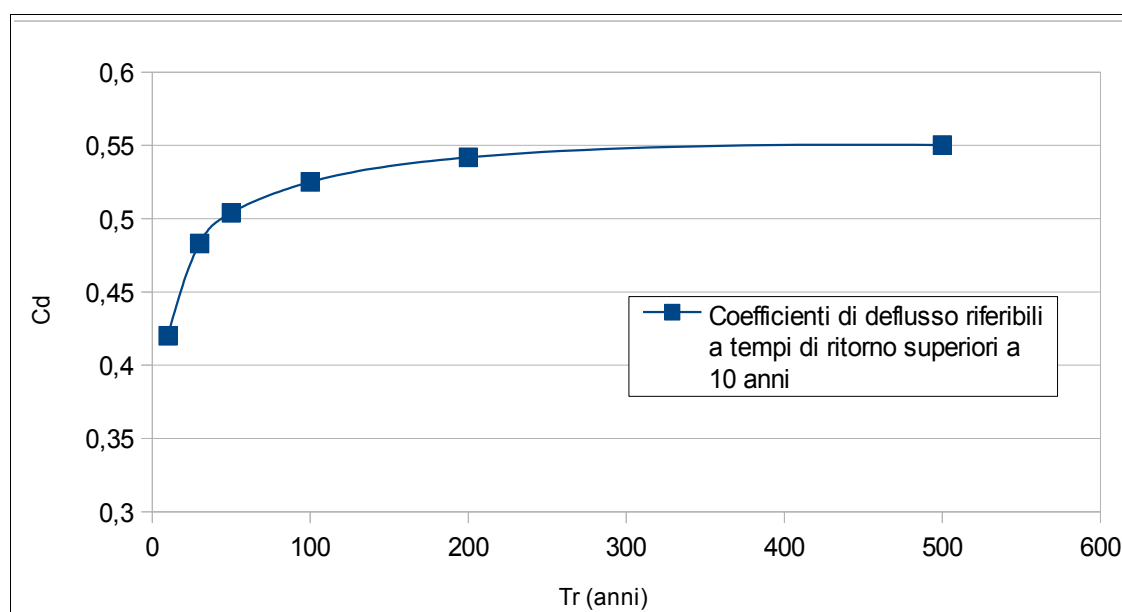
La sommatoria dei prodotti tra coefficienti di deflusso delle singole areole e le relative superfici, risulta pari a 499.637,6; mentre la semplice sommatoria delle superfici delle areole è pari a 1.189.400mq.

Pertanto si ottiene il coefficiente di deflusso globale pari a 0,42.

Tale valore, essendo ottenuto come media pesata dei valori puntuali, può ritenersi rappresentativo dell'intero bacino e come tale verrà usato nelle elaborazioni che seguono.

Occorre poi tener conto del fatto che il valore determinato è relativo ad eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 10 anni.

Per stimare il coefficiente di deflusso correlato ad eventi caratterizzati da maggiore eccezionalità si utilizza il grafico che segue.



A vantaggio della sicurezza si adotteranno i seguenti coefficienti di deflusso:

$$\varphi = 0,49 \text{ (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$\varphi = 0,53 \text{ (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

5.1.3.2. Modello di trasformazione afflussi-deflussi

I modelli di trasformazione afflussi-deflussi adottati sono basati sul metodo razionale di Turazza.

Con essi si tiene conto delle caratteristiche della superficie scolante, attraverso i coefficienti di deflusso.

Con il metodo del Turazza, una volta valutato il tempo di corrivazione, si calcola l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione ed in funzione del tempo di ritorno. A questo punto si calcola la portata con la relazione:

$$Q_{\max} = 278 \cdot \varphi \cdot \frac{S\bar{h}}{\tau_c}$$

dove φ è il coefficiente di deflusso ed \bar{h} è l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione.

La valutazione del coefficiente di deflusso è illustrata al paragrafo precedente.

Per quanto concerne il tempo di corrivazione sono state utilizzate diverse formule empiriche che sono state poi confrontate tra loro, scartando valori anomali e determinando la media dei rimanenti valori.

La determinazione del tempo di corrivazione presuppone la conoscenza della quota media del bacino così come determinata nel paragrafo 5.1.2.

Si riporta di seguito un riepilogo tabellare della determinazione del tempo di corrivazione.

Occorre precisare che i tempi di corrivazione stimati vanno corretti in funzione del tempo di ritorno dell'evento di riferimento, poichè al crescere dell'eccezionalità dell'evento decresce il tempo di corrivazione.

Determinazione del tempo di corrivazione

Bacino: Fosso Acquachiara

Sezione: Ponte SS16

Determinazione del tempo di corrivazione (Tr 10 anni)
--

<i>Parametri bacino:</i>		<i>u.m.</i>	<i>Note</i>
S (sup bacino)	1,1900	(kmq)	
Hmax	228,0000	(m smm)	quota max dell'asta
Z	11,0000	(m smm)	quota della sezione di chiusura
Hmed	166,4300	(m smm)	quota media del bacino
Hmed – Z	155,4300	(m smm)	
l	2,4440	(km)	lunghezza asta principale
L	2,9340	(km)	max distanza da cui proviene acqua
p	0,0888	(fraz)	pendenza media asta principale

Giandotti	0,8051	(ore)	adatto a bacini > 170kmq
Ventura	0,4657	(ore)	
Pasini	0,5155	(ore)	
Pezzoli	0,5416	(ore)	adatto a piccoli bacini montani
Kirpich	0,4408	(ore)	adatto a piccoli bacini
Ongaro	0,2560	(ore)	canali di pianura
media	0,4909	(ore)	valor medio esclusi valori estremi

Tempo di ritorno (anni)	Tempo corrivazione (ore)
10	0,4909
30	0,4835
50	0,4787
100	0,4739
200	0,4692

Si sono adottati i seguenti tempi di corrivazione:

$$t_c = 0,49 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$t_c = 0,47 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

Noto il tempo di corrivazione, è stata calcolata l'altezza di pioggia e quindi sono state stimate le portate col metodo di Turazza per tempo di ritorno di 30 e 100 anni.

Calcolo portata di progetto (Turazza)			
<i>Equazione climatica</i>			
Tr (anni)			30
n=			0,4535
a=			47,006
<i>Tempo di corrivazione</i>			
t _c =		0,49	ore
<i>Altezza massima di pioggia</i>			
h(τ _c)=		34,0	mm
Portata di progetto			
	h =	34,0	mm
	φ=	0,4900	
	Q=	11,252498814	m ³ /s

Calcolo portata di progetto (Turazza)			
<i>Equazione climatica</i>			
Tr (anni)			100
n=			0,4396
a=			55,7899
<i>Tempo di corrivazione</i>			
t _c =		0,47	ore
<i>Altezza massima di pioggia</i>			
h(τ _c)=		40,0	mm
Portata di progetto			
	h =	40,0	mm
	φ=	0,5300	
	Q=	14,934117717	m ³ /s

Le portate di progetto adottate nelle verifiche per il sottobacino B1 sono le seguenti:

$$Q_{30} = 11,3 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$Q_{100} = 14,95 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

5.1.4 Idrologia sottobacini B1+B2

5.1.4.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso

Analogamente a quanto elaborato per il sottobacino B1, vengono definiti i coefficienti di deflusso per ogni singola microareola anche per il sottobacino B1+B2.

CODICE MACRO-AREA (permeabilità)	CODICE AREA (acclività)	COEFF. DEFLUSSO PARZIALE (c)	DATI RELATIVI ALLE MICROAREE (AREOLE)						
			Codice microarea (areola)	Uso del suolo	Coeff. di uso del suolo (alfa)	Superficie Si (mq)	Coeff. Deflusso ϕ	Si- ϕ	%area
A (perm alta)	A.1	0,03	A.1.1	Edificato intensivo	0,85	94.600	0,8545	80.835,7	4,90926169
		0,03	A.1.2	Edificato semintensivo	0,65	81.400	0,6605	53.764,7	4,22424843
		0,03	A.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	222.500	0,3695	82.213,8	11,546625
		0,03	A.1.4	Incolto	0,25	0	0,2725	0,0	0
		0,03	A.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	197.200	1	197.200,0	10,2336829
	A.2	0,07	A.2.1	Edificato intensivo	0,85	15.900	0,8605	13.682,0	0,82512961
		0,07	A.2.2	Edificato semintensivo	0,65	5.900	0,6745	3.979,6	0,30618017
		0,07	A.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	94.700	0,3955	37.453,9	4,91445119
		0,07	A.2.4	Incolto	0,25	4.300	0,3025	1.300,8	0,22314826
		0,07	A.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	19.900	1	19.900,0	1,03270938
	A.3	0,11	A.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8665	0,0	0
		0,11	A.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6885	0,0	0
		0,11	A.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	5.100	0,4215	2.149,7	0,26466421
		0,11	A.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,3325	465,5	0,07265292
		0,11	A.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	2.800	1	2.800,0	0,14530584
	A.4	0,14	A.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,871	0,0	0
		0,14	A.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,699	0,0	0
		0,14	A.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	0	0,441	0,0	0
		0,14	A.4.4	Incolto	0,25	0	0,355	0,0	0
		0,14	A.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
B (perm media)	B.1	0,06	B.1.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,859	0,0	0
		0,06	B.1.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,671	0,0	0
		0,06	B.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	43.000	0,389	16.727,0	2,23148259
		0,06	B.1.4	Incolto	0,25	4.500	0,295	1.327,5	0,23352725
		0,06	B.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	9.400	1	9.400,0	0,48781247
	B.2	0,1	B.2.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,865	0,0	0
		0,1	B.2.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,685	0,0	0
		0,1	B.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	395.100	0,415	163.966,5	20,5036923
		0,1	B.2.4	Incolto	0,25	44.200	0,325	14.365,0	2,29375652
		0,1	B.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	20.700	1	20.700,0	1,07422534
	B.3	0,13	B.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8695	0,0	0
		0,13	B.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6955	0,0	0
		0,13	B.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	30.500	0,4345	13.252,3	1,58279579
		0,13	B.3.4	Incolto	0,25	22.200	0,3475	7.714,5	1,15206775
		0,13	B.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	200	1	200,0	0,01037899
	B.4	0,17	B.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8755	0,0	0
		0,17	B.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,7095	0,0	0
		0,17	B.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	500	0,4605	230,3	0,02594747
		0,17	B.4.4	Incolto	0,25	900	0,3775	339,8	0,04670545
		0,17	B.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
D (perm molto bassa)	D.1	0,11	D.1.1	Edificato intensivo	0,85	1.100	0,8665	953,2	0,05708444
		0,11	D.1.2	Edificato semintensivo	0,65	2.900	0,6885	1.996,7	0,15049534
		0,11	D.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	14.300	0,4215	6.027,5	0,7420977
		0,11	D.1.4	Incolto	0,25	0	0,3325	0,0	0
		0,11	D.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	18.400	1	18.400,0	0,95486697
	D.2	0,14	D.2.1	Edificato intensivo	0,85	10.800	0,871	9.406,8	0,56046539
		0,14	D.2.2	Edificato semintensivo	0,65	33.500	0,699	23.416,5	1,73848062
		0,14	D.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	450.200	0,441	198.538,2	23,3631037
		0,14	D.2.4	Incolto	0,25	13.900	0,355	4.934,5	0,72133972
		0,14	D.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	53.100	1	53.100,0	2,75562152
	D.3	0,18	D.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,877	0,0	0
		0,18	D.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,713	0,0	0
		0,18	D.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	9.500	0,467	4.436,5	0,49300197
		0,18	D.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,385	539,0	0,07265292
		0,18	D.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	920	1	920,0	0,04774335
	D.4	0,22	D.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,883	0,0	0
		0,22	D.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,727	0,0	0
		0,22	D.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	50	0,493	24,7	0,00259475
		0,22	D.4.4	Incolto	0,25	0	0,415	0,0	0
		0,22	D.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
TOT					TOT	1.926.970	570.916,2	61,3	

Riepilogo dei coefficienti di deflusso ricavati per le singole areole appartenenti al bacino analizzato

Il coefficiente di deflusso relativo all'intero bacino, ricavato applicando la formula:

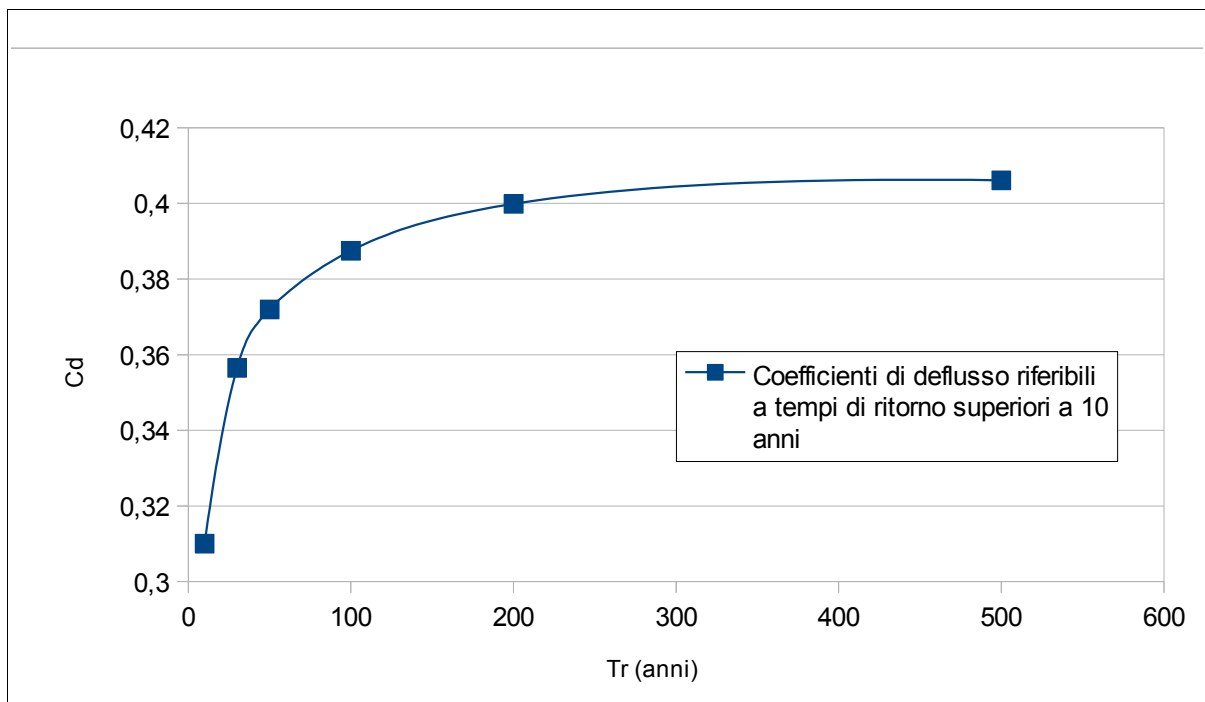
$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^N \varphi_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^N S_i}$$

è pari a 0,31.

Tale valore, essendo ottenuto come media pesata dei valori puntuali, può ritenersi rappresentativo dell'intero bacino e come tale verrà usato nelle elaborazioni che seguono.

Occorre poi tener conto del fatto che il valore determinato è relativo ad eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 10 anni.

Per stimare il coefficiente di deflusso correlato ad eventi caratterizzati da maggiore eccezionalità si utilizza lo schema che segue.



A vantaggio della sicurezza si adotteranno i seguenti coefficienti di deflusso per il sottobacino B1+B2:

$\varphi = 0,36$ (tempo di ritorno pari a 30 anni)

$\varphi = 0,39$ (tempo di ritorno pari a 100 anni)

5.1.4.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Per la valutazione della portata è necessario determinare il tempo di corrivazione. In questo caso il tempo di corrivazione relativo al bacino sotteso dalla sezione n.10 non si è fatto riferimento alle formule empiriche in quanto è stato già calcolato il tempo di corrivazione del bacino sotteso dalla sezione n.33, ed il tratto di fosso compreso tra le sezioni 10 e 33 è canalizzato, quindi si è sommato al tempo di corrivazione relativo alla sezione n.33 il tempo di percorrenza del tratto 10-33. tale tratto ha una lunghezza pari a circa 650, per cui si è stimato un tempo di percorrenza pari a circa 0,1 ore

Pertanto vengono adottati i seguenti tempi di corrivazione:

$$t_c = 0,59 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$t_c = 0,57 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

Nota il tempo di corrivazione viene calcolata l'altezza di pioggia e vengono stimate le portate con il Metodo di Turazza per tempi di ritorno di 30 e 100 anni.

Calcolo portata di progetto (Turazza)				Calcolo portata di progetto (Turazza)			
Equazione climatica				Equazione climatica			
Tr (anni)			30	Tr (anni)			100
n=			0,4535	n=			0,4396
a=			47,006	a=			55,7899
Tempo di corrivazione				Tempo di corrivazione			
t_c =			0,59 ore	t_c =			0,57 ore
Altezza massima di pioggia				Altezza massima di pioggia			
$h(\tau_c)$ =			37,0 mm	$h(\tau_c)$ =			43,6 mm
Portata di progetto				Portata di progetto			
		h =	37,0 mm			h =	43,6 mm
		φ =	0,3600			φ =	0,3900
		Q =	12,051225065 m ³ /s			Q =	15,913801826 m ³ /s

Le portate di progetto adottate nelle verifiche per il sottobacino B1+B2 sono:

$$Q_{30} = 12,1 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$Q_{100} = 16,0 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

5.1.5. Idrologia sottobacino B1+B2+B3

5.1.5.1 Il bacino idraulico afferente ed il coefficiente di deflusso

Anche per il sottobacino B1+B2+B3 vengono definiti i coefficienti di deflusso per ogni singola microarea, come riportato nella tabella che segue:

CODICE MACRO-AREA (permeabilità)	CODICE AREA (acclività)	COEFF. DEFLUSSO PARZIALE (c)	DATI RELATIVI ALLE MICROAREE (AREOLE)						
			Codice microarea (areola)	Uso del suolo	Coeff. di uso del suolo (alfa)	Superficie Si (mq)	Coeff. Deflusso ϕ	Si $\cdot \phi$	%area
A (perm alta)	A.1	0,03	A.1.1	Edificato intensivo	0,85	94.600	0,8545	80.835,7	4,68404947
		0,03	A.1.2	Edificato semintensivo	0,65	81.400	0,6605	53.764,7	4,03046118
		0,03	A.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	222.500	0,3695	82.213,8	11,016924
		0,03	A.1.4	Incolto	0,25	0	0,2725	0,0	0
		0,03	A.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	197.250	1	197.250,0	9,76668878
	A.2	0,07	A.2.1	Edificato intensivo	0,85	24.900	0,8605	21.426,5	1,2329052
		0,07	A.2.2	Edificato semintensivo	0,65	38.100	0,6745	25.698,5	1,8864935
		0,07	A.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	94.700	0,3955	37.453,9	4,6890009
		0,07	A.2.4	Incolto	0,25	26.200	0,3025	7.925,5	1,29727374
		0,07	A.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	49.400	1	49.400,0	2,44600469
	A.3	0,11	A.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8665	0,0	0
		0,11	A.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6885	0,0	0
		0,11	A.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	5.100	0,4215	2.149,7	0,25252275
		0,11	A.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,3325	465,5	0,06931997
		0,11	A.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	2.800	1	2.800,0	0,13863994
	A.4	0,14	A.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,871	0,0	0
		0,14	A.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,699	0,0	0
		0,14	A.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	0	0,441	0,0	0
		0,14	A.4.4	Incolto	0,25	0	0,355	0,0	0
		0,14	A.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
B (perm media)	B.1	0,06	B.1.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,859	0,0	0
		0,06	B.1.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,671	0,0	0
		0,06	B.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	43.000	0,389	16.727,0	2,1291134
		0,06	B.1.4	Incolto	0,25	4.500	0,295	1.327,5	0,22281419
		0,06	B.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	9.400	1	9.400,0	0,46543409
	B.2	0,1	B.2.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,865	0,0	0
		0,1	B.2.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,685	0,0	0
		0,1	B.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	395.100	0,415	163.966,5	19,5630861
		0,1	B.2.4	Incolto	0,25	44.200	0,325	14.365,0	2,18853052
		0,1	B.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	20.700	1	20.700,0	1,02494529
	B.3	0,13	B.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8695	0,0	0
		0,13	B.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,6955	0,0	0
		0,13	B.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	30.500	0,4345	13.252,3	1,51018508
		0,13	B.3.4	Incolto	0,25	22.200	0,3475	7.714,5	1,09921668
		0,13	B.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	200	1	200,0	0,00990285
	B.4	0,17	B.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,8755	0,0	0
		0,17	B.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,7095	0,0	0
		0,17	B.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	500	0,4605	230,3	0,02475713
		0,17	B.4.4	Incolto	0,25	900	0,3775	339,8	0,04456284
		0,17	B.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
D (perm molto bassa)	D.1	0,11	D.1.1	Edificato intensivo	0,85	1.100	0,8665	953,2	0,05446569
		0,11	D.1.2	Edificato semintensivo	0,65	2.900	0,6885	1.996,7	0,14359137
		0,11	D.1.3	Agricolo o case sparse	0,35	14.300	0,4215	6.027,5	0,70805399
		0,11	D.1.4	Incolto	0,25	0	0,3325	0,0	0
		0,11	D.1.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	18.400	1	18.400,0	0,91106248
	D.2	0,14	D.2.1	Edificato intensivo	0,85	10.800	0,871	9.406,8	0,53475406
		0,14	D.2.2	Edificato semintensivo	0,65	33.500	0,699	23.416,5	1,65872788
		0,14	D.2.3	Agricolo o case sparse	0,35	450.200	0,441	198.538,2	22,2913221
		0,14	D.2.4	Incolto	0,25	13.900	0,355	4.934,5	0,68824828
		0,14	D.2.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	53.100	1	53.100,0	2,62920747
	D.3	0,18	D.3.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,877	0,0	0
		0,18	D.3.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,713	0,0	0
		0,18	D.3.3	Agricolo o case sparse	0,35	9.500	0,467	4.436,5	0,47038552
		0,18	D.3.4	Incolto	0,25	1.400	0,385	539,0	0,06931997
		0,18	D.3.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	920	1	920,0	0,04555312
	D.4	0,22	D.4.1	Edificato intensivo	0,85	0	0,883	0,0	0
		0,22	D.4.2	Edificato semintensivo	0,65	0	0,727	0,0	0
		0,22	D.4.3	Agricolo o case sparse	0,35	50	0,493	24,7	0,00247571
		0,22	D.4.4	Incolto	0,25	0	0,415	0,0	0
		0,22	D.4.5	Corsi d'acqua, strade, piazzali impermeabili	1	0	1	0,0	0
TOT					TOT	2.019.620	570.916,2	58,5	

Riepilogo dei coefficienti di deflusso ricavati per le singole areole appartenenti al bacino analizzato

Il coefficiente di deflusso relativo all'intero bacino, ricavato applicando la formula

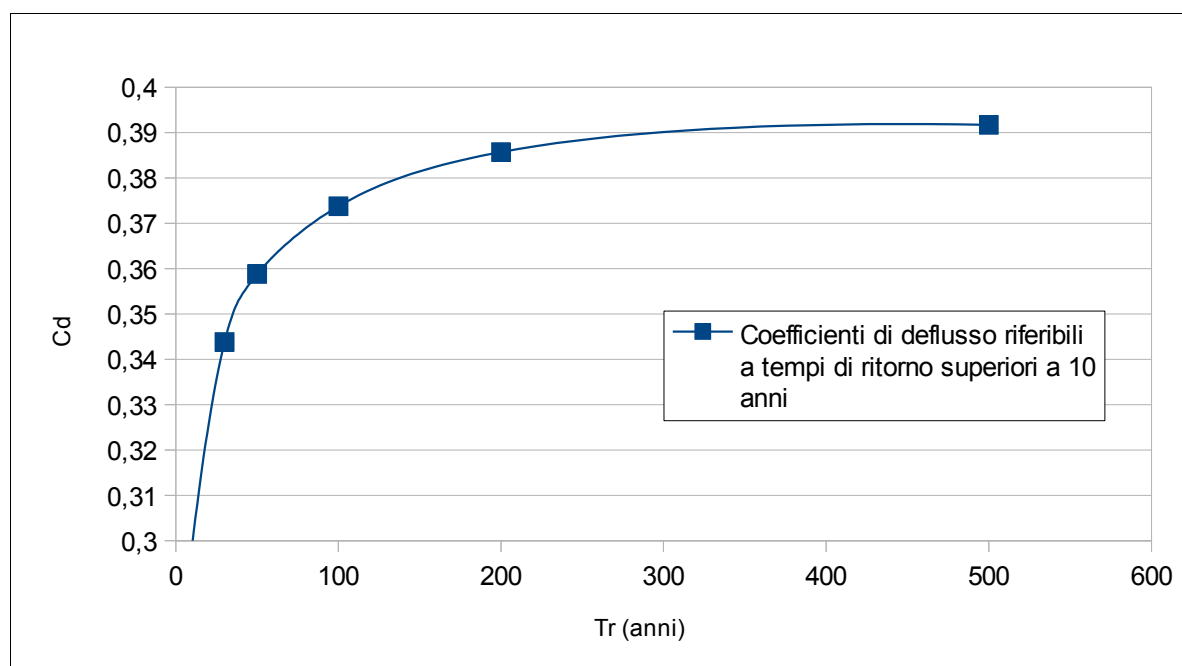
$$\varphi = \frac{\sum_{i=1}^N \varphi_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^N S_i}$$

è pari a 0,299.

Tale valore, essendo ottenuto come media pesata dei valori puntuali, può ritenersi rappresentativo dell'intero bacino e come tale verrà usato nelle elaborazioni che seguono.

Occorre poi tener conto del fatto che il valore determinato è relativo ad eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 10 anni.

Per la stima del coefficiente di deflusso correlato ad eventi caratterizzati da maggiore eccezionalità si utilizza lo schema che segue.



A vantaggio della sicurezza si adotteranno i seguenti coefficienti di deflusso:

$\varphi = 0,35$ (tempo di ritorno pari a 30 anni)

$\varphi = 0,38$ (tempo di ritorno pari a 100 anni)

5.1.5.2 Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Per la valutazione della portata è necessario determinare il tempo di corrivazione. Anche per questo sottobacino (B1+B2+B3), non si è fatto ricorso a formule empiriche in quanto, noto il tempo di corrivazione correlato al bacino sotteso dalla sezione n.10, è sufficiente sommare il tempo di percorrenza del tratto compreso tra la sezione n.10 e la foce. Tale tratto ha una lunghezza pari a circa 280 m, per cui si è stimato un tempo di percorrenza pari a circa 0,04 ore

In conclusione, per il sottobacino B1+B2+B3, vengono adottati i seguenti tempi di corrivazione:

$$t_c = 0,63 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$t_c = 0,61 \text{ ore (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

Noto il tempo di corrivazione si procede al calcolo dell'altezza di pioggia e quindi delle portate col metodo di Turazza, per tempi di ritorno di 30 e 100 anni.

Calcolo portata di progetto (Turazza)		Calcolo portata di progetto (Turazza)																	
<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Equazione climatica</i></th></tr> <tr><td>Tr (anni)</td><td>30</td></tr> <tr><td>n=</td><td>0,4535</td></tr> <tr><td>a=</td><td>47,006</td></tr> </table>		<i>Equazione climatica</i>		Tr (anni)	30	n=	0,4535	a=	47,006	<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Equazione climatica</i></th></tr> <tr><td>Tr (anni)</td><td>100</td></tr> <tr><td>n=</td><td>0,4396</td></tr> <tr><td>a=</td><td>55,7899</td></tr> </table>		<i>Equazione climatica</i>		Tr (anni)	100	n=	0,4396	a=	55,7899
<i>Equazione climatica</i>																			
Tr (anni)	30																		
n=	0,4535																		
a=	47,006																		
<i>Equazione climatica</i>																			
Tr (anni)	100																		
n=	0,4396																		
a=	55,7899																		
<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Tempo di corrivazione</i></th></tr> <tr><td>$t_c =$</td><td>0,63 ore</td></tr> </table>		<i>Tempo di corrivazione</i>		$t_c =$	0,63 ore	<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Tempo di corrivazione</i></th></tr> <tr><td>$t_c =$</td><td>0,61 ore</td></tr> </table>		<i>Tempo di corrivazione</i>		$t_c =$	0,61 ore								
<i>Tempo di corrivazione</i>																			
$t_c =$	0,63 ore																		
<i>Tempo di corrivazione</i>																			
$t_c =$	0,61 ore																		
<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Altezza massima di pioggia</i></th></tr> <tr><td>$h(\tau_c) =$</td><td>38,1 mm</td></tr> </table>		<i>Altezza massima di pioggia</i>		$h(\tau_c) =$	38,1 mm	<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Altezza massima di pioggia</i></th></tr> <tr><td>$h(\tau_c) =$</td><td>44,9 mm</td></tr> </table>		<i>Altezza massima di pioggia</i>		$h(\tau_c) =$	44,9 mm								
<i>Altezza massima di pioggia</i>																			
$h(\tau_c) =$	38,1 mm																		
<i>Altezza massima di pioggia</i>																			
$h(\tau_c) =$	44,9 mm																		
<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Portata di progetto</i></th></tr> <tr><td>$h =$</td><td>38,1 mm</td></tr> <tr><td>$\varphi =$</td><td>0,3500</td></tr> <tr><td>$Q =$</td><td>12,363624913 m³/s</td></tr> </table>		<i>Portata di progetto</i>		$h =$	38,1 mm	$\varphi =$	0,3500	$Q =$	12,363624913 m ³ /s	<table border="1"> <tr><th colspan="2"><i>Portata di progetto</i></th></tr> <tr><td>$h =$</td><td>44,9 mm</td></tr> <tr><td>$\varphi =$</td><td>0,3800</td></tr> <tr><td>$Q =$</td><td>16,326926238 m³/s</td></tr> </table>		<i>Portata di progetto</i>		$h =$	44,9 mm	$\varphi =$	0,3800	$Q =$	16,326926238 m ³ /s
<i>Portata di progetto</i>																			
$h =$	38,1 mm																		
$\varphi =$	0,3500																		
$Q =$	12,363624913 m ³ /s																		
<i>Portata di progetto</i>																			
$h =$	44,9 mm																		
$\varphi =$	0,3800																		
$Q =$	16,326926238 m ³ /s																		

Le portate di progetto adottate nelle verifiche per il sottobacino B1+B2+B3 sono le seguenti:

$$Q_{30} = 12,4 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 30 anni)}$$

$$Q_{100} = 16,4 \text{ mc/s (tempo di ritorno pari a 100 anni)}$$

5.1.6 Incremento del carico idraulico in corrispondenza della sezione 18

In corrispondenza della sezione n.18 occorre sommare considerare l'incremento del carico idraulico dovuto alla restituzione del sistema fognario delle acque bianche del vicino complesso della Comando dei Carabinieri ed edifici di servizio.

L'area ha un'estensione pari a circa 8.000mq.

Per un evento caratterizzato da tempo di ritorno pari a 30 anni si è considerato un coefficiente di deflusso medio pari a 0,75 e quindi un contributo di portata trentennale pari a 0,2mc/s.

Per un evento caratterizzato da tempo di ritorno pari a 100 anni, si è considerato un coefficiente di deflusso medio pari a 0,8 e quindi, un contributo di portata centennale pari a 0,24mc/s.

5.1.7 Riepilogo dei carichi idraulici determinati

Nella tabella di seguito riportata, vengono riepilogati i carichi idraulici stimati per ogni sottobacino:

Sezione	Portata Tr 30 anni (mc/s)	Portata Tr 100 anni (mc/s)
SS16 (Sottobacino B1)	11,3	14,95
Sez 18 (B1+ Area carabinieri)	11,6	15,2
FF.SS. (Sottobacino B1+B2)	12,1	16
focce (Sottobacino B1+B2+B3)	12,4	16,4

5.2 VERIFICHE IDRAULICHE

Le verifiche idrauliche di seguito descritte sono riferite alla condizione attuale, ossia allo stato rilevato e riscontrato in data 30 maggio 2014, in seguito ad un intervento manutentivo e di pulizia del fosso che viene effettuato periodicamente dal comune.

E' stato eseguito un dettagliato rilievo topografico con strumentazione GPS e sono state restituite n.40 sezioni trasversali, come indicato nell'elaborato 22.7.

Il rilievo è stato effettuato a partire da poco a monte della Strada Statale S.S. 16 “Adriatica”, fino alla foce.

Le condizioni al contorno, valutate per l'elaborazione delle verifiche idrauliche, tengono conto dello stato del corso d'acqua riscontrato al momento del rilievo (si veda documentazione fotografica allegata)

5.2.1 Condizioni al contorno

Condizione di moto

Si è imposto un deflusso in condizioni di moto subcritico.

Tirante idraulico alla foce

Il tirante idraulico alla foce viene imposto con livello liquido noto. Tale condizione al contorno risulta fondamentale alla luce della natura subcritica della corrente di deflusso.

Si sono adottati i seguenti valori:

- 1,9 m slm per $Tr = 30$ anni
- 2,1m slm per $Tr = 100$ anni

Scabrezze

Per quanto concerne le scabrezze è stata effettuata un'analisi di dettaglio, definendo le scabrezze sezione per sezione e, per ogni sezione, distinguendo tra l'alveo centrale e le restanti zone della sezione utile al deflusso.

Si riporta di seguito un riepilogo tabellare delle scabrezze adottate.

Sez	Note	Progressiva	Parziale rispetto sezione di valle	Quota talweg	Pendenza tratto di valle (frazione)	Scabrezze stato attuale							
						Gauckler-Strickler (m ^{1/3} s ⁻¹)				Manning (s m ^{-1/3})			
						golena sx	alveo	golena dx	tombini in dx	golena sx	alveo	golena dx	tombini in dx
9		228,1	36,3	1,55	0,0102	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
10	ponte FF.SS. – DOWN	242,1	14	1,64	0,0064	50	48	50	10	0,020	0,021	0,020	0,100
11	ponte FF.SS – UP	252,8	10,7	1,65	0,0009	50	48	50	10	0,020	0,021	0,020	0,100
12	fine brusco restringimento	268,3	15,5	1,77	0,0077	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
13	inizio brusco restringimento	269,8	1,5	1,77	0,0000	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
14		283,6	13,8	1,84	0,0051	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
15	ponte V.le Sport – DOWN	302,2	18,6	2,04	0,0108	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
16	ponte V.le Sport – UP	318,3	16,1	2,33	0,0180	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
16,5	soglia	318,4	0,1	2,81	4,8000	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
17		322,1	3,7	2,87	0,1459	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
18	valle traliccio	339,9	17,8	3,54	0,0376	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
19	inizio muro ca in dx	364,3	24,4	3,85	0,0127	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
20	fine sponda dx in terra	365,45	1,15	3,85	0,0000	50	48	30		0,020	0,021	0,033	
21		398,15	32,7	4,28	0,0131	50	48	30		0,020	0,021	0,033	
22	inizio muro ca in sx	446,85	48,7	4,99	0,0146	50	48	30		0,020	0,021	0,033	
23	fine sponda sx in terra	449,2	2,35	4,9	-0,0383	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
24		470,2	21	4,92	0,0010	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
25	aligned V.Togliatti	528,5	58,3	5,77	0,0146	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
26		609,9	81,4	6,91	0,0140	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
27	traliccio	625,8	15,9	7,08	0,0107	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
28		710,9	85,1	8,23	0,0135	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
29		795,6	84,7	9,45	0,0144	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
30	inizio sponde in terra	856	60,4	9,82	0,0061	30	40	30		0,033	0,025	0,033	
31	fine sponde ca	858,35	2,35	9,89	0,0298	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
32		881,15	22,8	10,15	0,0114	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
33	ponte SS16 – DOWN	899,55	18,4	10,35	0,0109	40	48	40		0,025	0,021	0,025	
34	ponte SS16 – UP	909,45	9,9	10,44	0,0091	40	48	40		0,025	0,021	0,025	
35	valle briglia	913,25	3,8	10,54	0,0263	40	48	40		0,025	0,021	0,025	
36	monte briglia	913,95	0,7	12,35	2,5857	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
37		945,05	31,1	14,31	0,0630	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
38		977,25	32,2	16,41	0,0652	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
39		990,65	13,4	17,16	0,0560	50	48	50		0,020	0,021	0,020	
40		1011,65	21	18,38	0,0581	50	48	50		0,020	0,021	0,020	

Di seguito si riportano le riprese fotografiche dei punti corrispondenti ad alcune delle sezioni di riferimento.



Sezione n.37



Sezione n.36



Sezione n.33



Sezione n.31



Sezione n.32



Sezione n.29



Sezione n.28



Sezione n.27



Sezione n.25-26



Sezione n.21



Sezione n.20



Sezione n.16-17



Sezione n.15



Sezione n.11



Sezione n.9

5.2.2 Il profilo di piena

5.2.2.1 *Metodologia di calcolo*

La determinazione del profilo di piena, ossia del livello liquido in corrispondenza delle diverse sezioni, è stata effettuata mediante modellazione di un deflusso in condizioni di moto permanente. È stato utilizzato il programma di calcolo HEC-RAS, che permette di effettuare verifiche idrauliche in condizioni di moto permanente, lasciando all'utente la possibilità di fissare la condizione di moto: ipercritica, subcritica, o mista.

Per il tratto in oggetto si è determinato il profilo di piena supponendo, a vantaggio di sicurezza, che il deflusso avvenga in condizioni di corrente subcritica; in altre parole, anche nei tratti in cui la corrente dovesse assumere carattere veloce il tirante liquido non verrà mai assunto inferiore a quello critico.

L'ipotesi di moto permanente non è del tutto esatta in quanto, a causa della variazione di alimentazione idrica proveniente dai bacini idrografici, il moto è generalmente di tipo vario.

Tuttavia, per la lenta evoluzione delle onde di piena, spesso è lecito considerare in moto permanente il tratto di corso d'acqua considerato, ipotizzando che in tutte le sezioni la portata sia la stessa. Tale

assunzione permette di semplificare notevolmente la procedura di calcolo ottenendo, comunque, un risultato soddisfacentemente esatto.

L'ipotesi di moto permanente viene implementata applicando il metodo di integrazione per differenze finite. Con tale metodo si procede da valle verso monte, ritenendo che la corrente sia di tipo lento (tale condizione sarà verificata di volta in volta) e che dunque il moto sia comandato da valle.

Sfruttando l'ipotesi di moto permanente, considerando il bilancio energetico fra due sezioni successive del fiume,

$$E(= y + z + \frac{\alpha v^2}{2g})$$

e considerando che le equazioni di De Saint Venant, per il moto permanente con portata costante, si riducono a

$$\frac{\partial E}{\partial x} = -J$$

si calcola la variazione dell'energia in un punto

$$\delta E = \bar{J} \cdot l = \frac{J_1 + J_2}{2} \cdot l$$

e si considera che, se la quota liquida di monte che si vuol trovare (di monte in quanto essendo la corrente subcritica le condizioni al contorno note sono quelle di valle) è giusta, allora

$$\delta E = 0$$

Quindi la variazione di E calcolata in y_2 corretto è:

$$\delta E(y_2) = 0 = \delta E(y_2' + \Delta y_2)$$

con Δy_1 scarto del valore di tentativo y_1' da quello giusto.

Sviluppando in serie di Taylor l'espressione di δE se ne ottiene una per Δy_2 , e precisamente:

$$\Delta y_2 = - \frac{E_2' - E_1 - \frac{J_1 + J_2}{2} \cdot l}{1 - \frac{\alpha_2 Q^2}{g A_2^3} \cdot b_2}$$

con b corda della sezione considerata, pedice 2 per la sezione immediatamente più a monte della sezione con pedice 1.

Introduciamo:

- capacità di portata (con Gauckler-Strickler)

$$C = \frac{Q}{\sqrt{J}} = K_S A R_H^{2/3}$$

- per sezioni con golene si ha

$$C_{TOT} = \frac{Q_{TOT}}{\sqrt{J}} = C_{SX} + C_C + C_{DX}$$

- coefficiente di Coriolis per sezioni composte

$$\alpha = \frac{A_{TOT}^2}{C_{TOT}^3} \cdot \left(\frac{C_{SX}^3}{A_{SX}^2} + \frac{C_C^3}{A_C^2} + \frac{C_{DX}^3}{A_{DX}^2} \right)$$

La procedura, di tipo iterativa, segue questi passi:

1. Si assume y_2' di primo tentativo pari alla quota liquida nota della sezione più a valle (ossia y_1).
2. Dall'equazione che fornisce il coefficiente α di Coriolis se ne ricava il valore;
3. Nota la portata di progetto si calcola la velocità nella sezione di valle come:

$$v'_2 = \frac{Q}{A'_2}$$

4. In possesso di questi dati è noto anche il valore di:

$$E'_2 = y'_2 + z_2 + \alpha'_2 \frac{v'^2_2}{2g}$$

5. Dalla definizione di capacità di portata si ottiene:

$$J = \frac{Q_{TOT}^2}{C_{TOT}^2} = \frac{Q_{TOT}^2}{(C_{SX} + C_c + C_{DX})^2}$$

sia per J_1 che per J_2

6. Si calcola anche E_1 :

$$E_1 = y_1 + z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

Avendo calcolato E_2 con il valore di primo tentativo $y_2' = y_1$, si trova il valore dello scarto $\Delta y_2'$;

7. Si fissa un valore di seconda iterazione:

$$y''_2 = y'_2 + \Delta y_2'$$

8. Si ripete il procedimento descritto;

9. La procedura si arresta quando:

$$\delta E = E_1 - E_2 - \frac{J_1 + J_2}{2} \cdot l < 1/100 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

10. Dopo ciò si riparte con la sezione più a monte, considerando come condizioni al contorno note di valle quelle appena trovate.

Sviluppando questo procedimento è possibile ricavare il profilo di moto permanente.

5.2.2.2 Determinazione del profilo di piena

Si riportano di seguito, in forma tabellare, i risultati delle elaborazioni condotte per eventi di piena caratterizzati da tempo di ritorno pari a 30 anni e 100 anni. Vengono evidenziati anche i franchi di sicurezza residui in sinistra idraulica.

Sez	Note	Progressiva (m)	Parziale rispetto sezione di valle (m)	Quota talweg (m slm)	Pendenza tratto di valle (frazione)	Massimo profilo liquido		Quota argine sx (m slm)	Franco sicurezza sx idraulica	
						Tr 30 anni	Tr 100 anni		Tr 30 anni	Tr 100 anni
						(m slm)	(m slm)	(m slm)	(m slm)	(m slm)
9		228,1	36,3	1,55	0,0102	2,74	3,47	3,61	0,87	0,14
10	ponte FF.SS. – DOWN	242,1	14	1,64	0,0064	2,83	3,52	4,77	1,94	1,25
11	ponte FF.SS – UP	252,8	10,7	1,65	0,0009	2,86	3,53	4,71	1,85	1,18
12		268,3	15,5	1,77	0,0077	2,91	3,57	3,83	0,92	0,26
13		269,8	1,5	1,77	0,0000	2,92	3,58	3,83	0,91	0,25
14		283,6	13,8	1,84	0,0051	2,99	3,62	3,93	0,94	0,31
15	ponte V.le Sport – DOWN	302,2	18,6	2,04	0,0108	2,94	3,59	6,08	3,14	2,49
16	ponte V.le Sport – UP	318,3	16,1	2,33	0,0180	3,04	3,58	5,89	2,85	2,31
16,5	soglia	318,4	0,1	2,81	4,8000	3,48	3,62	5,89	2,41	2,27
17		322,1	3,7	2,87	0,1459	3,59	3,73	5,69	2,10	1,96
18	valle traliccio	339,9	17,8	3,54	0,0376	4,51	4,70	5,53	1,02	0,83
19	inizio muro ca in dx	364,3	24,4	3,85	0,0127	4,82	5,01	5,94	1,12	0,93
20	fine sponda dx in terra	365,45	1,15	3,85	0,0000	5,05	5,31	5,95	0,90	0,64
21		398,15	32,7	4,28	0,0131	5,12	5,29	6,41	1,29	1,12
22	inizio muro ca in sx	446,85	48,7	4,99	0,0146	5,99	6,15	7	1,01	0,85
23	fine sponda sx in terra	449,2	2,35	4,9	-0,0383	6,05	6,46	7,19	1,14	0,73
24		470,2	21	4,92	0,0010	6,36	6,39	7,25	0,89	0,86
25	aligned V.Togliatti	528,5	58,3	5,77	0,0146	6,91	7,10	8,52	1,61	1,42
26		609,9	81,4	6,91	0,0140	8,20	8,42	9,95	1,75	1,53
27	traliccio	625,8	15,9	7,08	0,0107	8,49	8,74	9,4	0,91	0,66
28		710,9	85,1	8,23	0,0135	9,60	9,81	11,51	1,91	1,70
29		795,6	84,7	9,45	0,0144	10,84	11,06	12,79	1,95	1,73
30	inizio sponde in terra	856	60,4	9,82	0,0061	11,22	11,47	13,77	2,55	2,30
31	fine sponde ca	858,35	2,35	9,89	0,0298	11,66	11,96	13,71	2,05	1,75
32		881,15	22,8	10,15	0,0114	11,67	11,98	13,61	1,94	1,63
33	ponte SS16 – DOWN	899,55	18,4	10,35	0,0109	11,71	12,04	13,66	1,95	1,62
34	ponte SS16 – UP	909,45	9,9	10,44	0,0091	11,73	12,06	13,66	1,93	1,60
35	valle briglia	913,25	3,8	10,54	0,0263	11,65	11,99	14,41	2,76	2,42
36	monte briglia	913,95	0,7	12,35	2,5857	13,19	13,35	14,47	1,28	1,12
37		945,05	31,1	14,31	0,0630	15,14	15,31	16,4	1,26	1,09
38		977,25	32,2	16,41	0,0652	17,23	17,39	18,51	1,28	1,12
39		990,65	13,4	17,16	0,0560	17,98	18,14	19,22	1,24	1,08
40		1011,65	21	18,38	0,0581	19,23	19,39	20,55	1,32	1,16

Nell'appendice 1 della presente relazione vengono riportati: la tabella dei risultati, il profilo idraulico e le sezioni.

5.3 CONCLUSIONI DELLA VERIFICA COMPLETA

Gli elementi del reticolo idrografico presi a riferimento sono il Fosso Acquachiara ed il Fosso Fornace.

Il Fosso Acquachiara è stato analizzato dal punto di vista idrologico ed idraulico nell'ambito del presente studio; il Fosso della Fornace è stato analizzato nell'ambito del “progetto di adeguamento dell'ex Tribunale” per il quale è stata redatta la verifica completa dall'ing. Gesualdo Bavecchi su cui il Genio Civile ha espresso parere favorevole (prot. n. 22499 del 21/05/2014).

La D.G.R. 53/2014 prevede, per i bacini di estensione inferiore a 25kmq, quali il Fornace e l'Acquachiara, verifiche idrauliche per eventi con tempi di ritorno di 30 e 100 anni.

In base ai risultati delle verifiche devono essere individuate le aree a differente pericolosità idraulica come indicato nella tabella riportata di seguito:

FASCIA DI PERICOLOSITA'	TEMPO DI RITORNO DI RIFERIMENTO	CRITERI DI RIFERIMENTO	
		CON DETERMINAZIONE DEI SOLI TIRANTI	CON DETERMINAZIONE DEI TIRANTI E DELLE VELOCITÀ DELLA CORRENTE
elevata	Tr = 30 anni	Aree interessate da piena con tr = 30 anni o fascia rispetto corpi arginali o aree interessabili dalla possibile divagazione dell'alveo	
media	Tr = 100 anni	Tiranti $h(m) > 0,30$	Prodotto tirante per la velocità della corrente $vh (m^2s^{-1}) > 0,4$ e comunque con $h(m) > 0,50m$ o $v > 2,0m/s$
bassa	Tr = 100 anni	Tiranti $h(m) \leq 0,30$	Prodotto tirante per la velocità della corrente $vh (m^2s^{-1}) \leq 0,4$ purchè $h(m) \leq 0,50m$ e $v \leq 2,0m/s$

L'individuazione delle fasce è stata effettuata:

- per le aree a nord del Fosso Acquachiara e perimetrare dal Piano in esame;
- considerando la potenziale influenza delle criticità originate sia dal Fosso Acquachiara che dal Fosso Fornace.

Per quanto concerne il Fosso Fornace, lo studio citato non ha evidenziato criticità, per cui sono da escludersi interazioni con lo stesso, né le aree del Piano in esame ricadono nella fascia di rispetto

idraulica del fosso.

Per quanto concerne il Fosso Acquachiara, le verifiche effettuate con tempi di ritorno di 30 e 100 anni, come previsto dai *Criteri*, hanno messo in evidenza la sufficienza idraulica, dal punto di vista geometrico, degli argini e delle sponde in sinistra idraulica nel tratto analizzato (dalla sezione n.40 fino al ponte ferroviario).

Per quanto riguarda il tratto compreso tra le sezioni 30 e 23, l'argine sinistro in terra risulta non rivestito, né difeso da opere spondali. Alla luce della esigua durata temporale dell'onda di piena, si ritiene che le verifiche di filtrazione nel corpo arginale non siano necessarie.

Tuttavia si rileva **una condizione di criticità potenziale correlata al brusco restringimento tra le sezioni nn.22 e 23 (sempre in sinistra idraulica) dove si rileva il passaggio da argine in terra ad argine costituito da un muro in cemento armato (si veda elaborato 22.9)**; in questo tratto eventuali moti turbolenti conseguenti al brusco restringimento possono determinare un “aggiramento del muro” con conseguente rottura arginale immediatamente a monte; tale situazione determina delle possibili fuoriuscite in sinistra idraulica, seppur contenute in termini di volumi, tiranti e velocità, in occasione di eventi centennali. In conseguenza di ciò si rende necessaria l'individuazione, in sinistra idrografica, di una fascia di pericolosità idraulica “bassa” (si veda elaborato 22.8).

Per la mitigazione della pericolosità, come illustrato nel capitolo 6, può essere realizzato un muro di raccordo tra l'argine in terra e quello in cemento armato.

In tal modo, nello stato post operam, è possibile eliminare la fascia di pericolosità.

Nell'elaborato 22.8 sono graficizzate le fasce di pericolosità idraulica relative allo stato attuale e ante operam.

Quanto sopra esposto deriva da verifiche che tengono conto:

- dell'attuale uso dei suoli ricadenti nel bacino idrografico del fosso
- delle attuali restituzioni nel corso d'acqua (scarichi, acque banche, autostrada ecc.)
- dell'attuale geometria e consistenza degli argini e delle sponde, sia in sinistra che in destra idraulica
- degli stati di manutenzione e di officiosità attuali e rilevati; al momento del rilievo il corso d'acqua è caratterizzato da assenza di vegetazione infestante, sia in alveo che sulle sponde, nonché da sezioni regolari e definite (si veda documentazione fotografica – elaborato 22.4). Simulazioni del deflusso della portata di piena, impiegando scabrezze che tengono conto di uno scarso stato manutentivo (e quindi presenza di vegetazione infestante), hanno fornito livelli di piena più alti, con conseguenti incrementi delle criticità in alcuni tratti, come meglio specificato più avanti.

In base ai risultati delle verifiche idrauliche, si ritiene comunque opportuno evidenziare quanto segue:

- ponte SS16: franco di sicurezza al di sotto dell'impalcato pari a 35cm per Tr 100 anni e 68cm per Tr 30 anni
- ponte FFSS: franco di sicurezza di circa 12 cm per Tr 100 anni
- tratto compreso tra ponte FFSS e ponte di V.le dello Sport: immediatamente a monte del ponte FFSS il franco di sicurezza rispetto alla sommità del muro spondale si riduce a circa 25cm per Tr 100 anni.

Pertanto, in previsione di eventi maggiormente critici, di quelli previsti dalla DGR 53/2014 con Tr 30 e 100 anni, e comportanti maggiori livelli idrici di piena, si suggerisce un costante ed attento monitoraggio dello stato del corso d'acqua ed un'adeguata manutenzione dello stesso, anche mediante la messa in opera di dispositivi nel tratto a monte, in grado di limitare il trasporto di materiale sul fondo e flottante, evitando quindi la riduzione dell'efficienza delle sezioni di deflusso.

Per completezza si rappresentano anche le seguenti criticità interessanti la destra idraulica, e quindi non influenti sulla compatibilità idraulica del piano in oggetto (ubicato a nord del Fosso):

- sez 27 in destra: franco di sicurezza = 0cm per centennale e circa 25cm per trentennale
- sez 23 in destra: insufficienza idraulica per centennale e franco di sicurezza pari a circa 25cm per trentennale.

5.4 MISURE DI MITIGAZIONE

5.4.1 Descrizione delle misure

Vengono previste le seguenti misure di mitigazione:

1. Preservazione dello stato manutentivo e di officiosità attuali (si veda documentazione fotografica allegata)
2. Realizzazione di un raccordo, in sinistra idraulica, tra argine in terra ed argine in muro di cemento armato tra le sezioni n.22 e n.23

Il primo intervento è inquadrabile tra quelli di cui al punto a) del paragrafo 2.5 dei *Criteri*.

Il secondo intervento è inquadrabile tra quelli di cui al punto f) del paragrafo 2.5 dei *Criteri*; infatti si tratta del consolidamento di una preesistente opera di difesa idraulica, senza innalzamento delle quote arginali o di difesa.

Entrambi gli interventi non comportano l'aggravamento delle condizioni di rischio delle aree esterne a quella d'intervento, né pregiudicano la possibilità di ridurre il livello di rischio per le aree a rischio esistenti.

Per quanto concerne l'intervento di cui al punto 2, esso avrà funzione di raccordo ed invito tra l'argine in terra e l'argine costituito da un muro esistente in cemento armato. Sarà costituito esso stesso da un muro di nuova realizzazione in conglomerato cementizio armato.

L'altezza del muro, al di sopra del fondo alveo sarà pari a 200 cm, e comunque fino a raccordarsi in quota con il muro spondale esistente.

L'intervento è schematizzato nell'elaborato 22.9 “Interventi di mitigazione della pericolosità idraulica”.

L'effetto dell'attuazione dell'intervento descritto di mitigazione consente l'estromissione, di tutte le aree di intervento previste dal piano, dalla fascia di pericolosità idraulica bassa, individuata nelle condizioni ante operam.

In allegato 22.8 sono graficizzate le fasce di pericolosità idraulica relative sia allo stato ante operam che allo stato post operam.

5.4.2. Valutazione preliminare dei costi di controllo-monitoraggio e manutenzione delle opere

Da quanto esposto nei capitoli precedenti, si sottolinea l'importanza di un continuo ed attento monitoraggio dello stato del corso d'acqua e di interventi di manutenzione (pulizia e taglio della vegetazione), atti a garantire il buono stato del corso d'acqua e l'efficienza delle sezioni di deflusso, in particolar modo in corrispondenza degli attraversamenti.

Gli interventi di monitoraggio e di manutenzione dovranno essere particolarmente accurati a seguito di eventi-di piena.

Il costo di monitoraggio e manutenzione, desunto da valutazioni preliminari, è pari a circa 15.000 €/anno e sarà a carico del Comune.

6. INDICAZIONI DEL METODO DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Il presente capitolo viene redatto nel rispetto dei contenuti del paragrafo 2.4 (ultimo capoverso) della D.G.R. n.53/2014.

Le acque di origine meteorica, saranno oggetto di opportuno drenaggio di tipo urbano. I vari sistemi di drenaggio convoglieranno le acque verso i collettori fognari delle acque bianche di ciascun ambito.

All'interno di ciascun ambito saranno previste anche le misure atte a garantire il perseguimento dell'invarianza idraulica, come indicato nello specifico elaborato 23 (Verifica dell'Invarianza Idraulica).

Le acque provenienti dai vari ambiti confluiranno in un collettore di nuova realizzazione che transiterà in corrispondenza della viabilità denominata "Via S.Pio X", con pendenza generale verso est.

Tale collettore principale restituirà le acque bianche al corpo ricettore costituito dal Fosso Acquachiara.

Il punto di restituzione sarà ubicato, previa verifica delle quote, in un punto compreso tra il ponte di V.le dello Sport ed il ponte FFSS.

7. CONCLUSIONI

Nell'ambito della progettazione del “**Piano particolareggiato di iniziativa pubblica, in attuazione al P.R.G. vigente Zona Marina di sotto – San Pio X**”, è stata effettuata la **Verifica di compatibilità idraulica**, ai sensi dell' art. 10 della L.R. 22 del 23.11.2011 e della DGR 53/2014.

Lo studio è stato condotto fino alla **verifica completa** poiché i livelli di analisi più bassi non hanno consentito di individuare le fasce a diversa pericolosità idraulica.

Pertanto è stata effettuata l'analisi idrografica-bibliografica-storica (**Verifica preliminare – capitolo 3**), l'analisi geomorfologica (**Verifica semplificata – capitolo 4**) e l'analisi idrologica-idraulica (**verifica completa- capitolo5**).

Nella verifica completa sono stati presi in esame i due corsi d'acqua influenti sull'area d'intervento: il **fosso della Fornace** e il **fosso dell'Acquachiara**. Il primo è stato oggetto di una verifica completa redatta dall'ing. Bavecchi per conto del Comune di San Benedetto del Tronto (parere favorevole del Genio Civile prot. n. 22499 del 21/05/2014) che non ha evidenziato criticità per l'area del piano Particolareggiato.

Per il fosso dell'Acquachiara sono state eseguite delle verifiche idrauliche, sulla base di un dettagliato rilievo topografico.

Le verifiche hanno tenuto conto delle attuali condizioni del corso d'acqua che si presenta in buono stato di manutenzione, caratterizzato da assenza di vegetazione infestante e sezioni regolari e definite.

Con portate calcolate per tempi di ritorno di 30 e 100 anni, come stabilito dai *Criteria* della DGR 53/2014, la modellazione idraulica ha messo in evidenza la sufficienza idraulica, dal punto di vista geometrico, degli argini e delle sponde in sinistra idraulica nel tratto analizzato.

Tuttavia, a causa del brusco restringimento della sezione di deflusso nel tratto in cui l'argine in terra si raccorda con un muro in c.a., è possibile che in occasione di eventi centennali, si possa verificare una rottura arginale. Pertanto è stata individuata una fascia di pericolosità idraulica “bassa” correlabile allo stato attuale (elaborato 22.8).

Al fine di estromettere le aree di intervento previste dal Piano, dalla fascia di pericolosità “bassa”, si propone, ai sensi del paragrafo 2.5 dei *Criteria*, la realizzazione di un intervento di mitigazione consistente nella costruzione di un muro di raccordo, come schematizzato nell'elaborato 22.9.

Nell'elaborato 22.8 è possibile osservare che l'intera area del piano, in condizioni post-operam, non è interessata da fasce di pericolosità idraulica e pertanto **i requisiti richiesti dalla L.R. n.22/2011 e dalla D.G.R. n.53/2014 ai fini della verifica della compatibilità tra lo strumento di pianificazione e le pericolosità idrauliche presenti, sono soddisfatti.**

Tuttavia, viste le condizioni a volte al limite, come rappresentato al paragrafo 5.3, si evidenzia che, in previsione di eventi di maggior criticità rispetto a quelli previsti dalla norma, sono consigliabili i seguenti interventi:

1. Pulizia e manutenzione del tombino che affianca il ponte FFSS
2. Realizzazione di una briglia selettiva a monte del tratto urbano
3. taglio delle condotte sporgenti entro il fosso, con particolare riguardo a quelle sporgenti tra il ponte di V.le Sport ed il ponte FFSS
4. rimozione detriti sezione 13
5. rimozione elementi di ostacolo all'uscita del ponte lungomare
6. pulizia totale al di sotto del ponte lungomare con rimozione o sistemazione delle condotte presenti
7. rivestimento della sponda destra al di sotto del ponte di V.le dello Sport.