



PROVINCIA DI PISTOIA

Dipartimento Infrastrutture di Comunicazione e Trasporti

Servizio Viabilità

Riorganizzazione dell'intersezione fra la S.P.19 Quarrata Casalguidi e le strade comunali Via Vecchia Fiorentina e Via Modena 1° Lotto dei lavori

PROGETTO ESECUTIVO

01 Relazioni

03 Relazione idrogeologico-idraulica

Scala:

Progettisti:

Geom. Veronica Petri

Geom. Paolo Andreini

Collaboratori:

Geol. Andrea Bartolini



Progettisti:

Geom. Veronica Petri

Geom. Paolo Andreini

Geol. Andrea Bartolini

Data: .

*Visto: Il Responsabile del Procedimento
Ing. Paolo Mazzoni*

Nomefile:

Aggiornamento:

1. Caratterizzazione territoriale della pericolosità idraulica

Sotto il profilo dell'assetto idrografico-idraulico, l'area interessata dall'intervento è posta in condizione morfologica favorevole rispetto alla bassa pianura quarratina che si sviluppa a settentrione, in quanto i terreni di intervento sono posti a quote rialzate rispetto a questa ultima e pertanto all'esterno di eventuali problematiche idrauliche di mancato smaltimento delle acque da parte dei corsi di acqua presenti.

Consultando le cartografie del Piano Strutturale emerge infatti che il terreno di intervento è esterno alle zone alluvionate nel passato rappresentate nella carta delle AREE ALLAGATE PER EVENTI DAL 1966 AL 2000.

I rapporti di compatibilità con le norme vigenti in materia di protezione dal rischio idraulico sono stati verificati relativamente al Piano Stralcio sul Rischio Idraulico dell'Autorità di Bacino del F. Arno (D.P.C.M. 5/11/99) e dalle norme di salvaguardia indotte dalla adozione, da parte del Comitato Istituzionale nella seduta dell' 11.11.2004 con la Delibera n. 185, del Piano di Bacino del Fiume Arno - Stralcio Assetto Idrogeologico (P.A.I.). Di quest'ultimo sono state ovviamente considerate le ripercussioni nei confronti dell'intervento in progetto, sia relativamente alle perimetrazioni delle aree a pericolosità che delle conseguenti norme applicative.

Quanto effettuato ha infine tenuto conto del rapporto con le norme contenute nella D.C.R.T. 25/01/2000 n. 12 (Approvazione del P.I.T.) e nella D.G.R.T. 7/08/2000 n. 868 (Misure di salvaguardia del P.I.T.) relativamente alle pericolosità territoriali idrauliche ed alla presenza di corsi di acqua classificati e con ambiti geometrici di rispetto.

Dalla analisi delle cartografie del PAI risulta che all'area delle viabilità oggetto di intervento viene attribuito il grado di pericolosità P.I.1 che non impone alcuna condizione o vincolo all'utilizzazione; i terreni di intervento sono inoltre esclusi dall'aver avuto nel passato problemi di esondazioni o ristagni di acque, così come emerge dalla "CARTA GUIDA DELLE AREE ALLAGATE" del Piano di Bacino del F. Arno (D.P.C.M. 5/11/99).

Relativamente al rapporto con le norme contenute nella D.C.R.T. 12/00 (Approvazione del P.I.T.) e nella D.G.R.T. 7/08/2000 n. 868 (Misure di salvaguardia del P.I.T.) relativamente alla

pericolosità territoriale idraulica, risulta che il terreno di intervento è situato all'esterno delle aree di ambito A1 ed A2 di corsi di acqua classificati, in questo caso il Fosso Impialla, collettore di acque classificato dalla norma e posto a distanza di ca. 250-300 dalla zona di intervento.

La CARTA DI PERICOLOSITA' PER FATTORI IDRAULICI redatta a supporto del Piano Strutturale Comunale conferma infine la bassa propensione al rischio idraulico dell'area avendovi individuato condizioni di pericolosità 3a che, in base alle prescrizioni della D.C.R.T. 12/00 e delle norme di indirizzo del P.T.C., caratterizzano le aree di pianura in cui non vi sono mai state registrate esondazioni o presenza di acque di alluvionamento.

2. Principi e riferimenti per l'analisi idrologico-idraulica delle condotte

Per la definizione dei dimensionamenti idraulici delle condotte e fossati di smaltimento delle acque meteoriche dall'intervento è stato tenuto conto dell'esistenza di un progetto di urbanizzazione primaria dei terreni a valle dell'intervento viario rappresentati dalla lottizzazione di Viale Europa, il quale modificherà sostanzialmente l'attuale assetto degli smaltimenti e con il quale è necessario un corretto raccordo funzionale affinché la situazione che si verrà a determinare a seguito dell'attuale riorganizzazione delle intersezioni viarie possa costituire processo migliorativo dei deflussi delle acque meteoriche provenienti da monte.

Infatti la realizzazione viaria viene a porsi all'intersezione tra le acque provenienti da monte (area della Magia e viabilità collegate di cui la stessa S.P.), e la piatta pianura a valle che si sviluppa verso il Fosso Colecchio a settentrione.

Attualmente il sistema degli smaltimenti vede la presenza di alcuni piccoli sottopassi delle sedi viarie della S.P. 19 Quarrata-Casalguidi (Viale Europa) e della Via Vecchia Fiorentina ed il conseguente collegamento delle acque provenienti dai rilievi verso condotte e canali a cielo aperto che, in qualche modo (talora peraltro non con grande efficienza relativamente ad alcune parti di terreni a quote più basse nella parte più settentrionale) fanno defluire gli apporti idrici verso il Fosso Colecchio.

A urbanizzazione ultimata il sistema idrografico a valle della S.P. di intervento sarà costituito da un reticolo di condotte di cui n. tre assi primari con andamento da meridione verso settentrione i quali, recependo le condotte di scarico dei vari appezzamenti della lottizzazione, convogliano le

acque in una cassa di laminazione prima dell'efflusso nel suddetto Fosso di Colecchio ricettore finale.

Tale meccanismo ha consentito la mitigazione dell'incremento delle portate indotte dalle realizzazioni edili in sostituzione di appezzamenti agricoli e, secondo il progetto e le relative verifiche della urbanizzazione, il mantenimento di analoghe condizioni idrauliche al sistema degli smaltimenti ed ai terreni interessati dall'intervento di lottizzazione.

Facendo pertanto riferimento al futuro assetto del sistema idrografico di valle, l'attuale progetto ha tenuto conto della necessità di permettere l'allontanamento delle acque provenienti da monte e di indirizzarle nei punti di collegamento tra il nuovo sistema idrografico viario e le future condotte della lottizzazione di valle, modulandone le entità di portata in modo da assicurare il totale smaltimento delle acque provenienti da monte impedendone rincolli o alluvionamenti nei confronti della sede viaria e al contempo articolando gli apporti nelle nuove condotte di valle in modo coerente con le capacità di smaltimento di queste ultime.

Per ottenere tale risultato è stato lavorato all'articolazione ed ai dimensionamenti idraulici in coordinamento con l'Amministrazione Comunale ed il Progettista del nuovo reticolo di urbanizzazione della lottizzazione, anche in ordine alla necessità di garantire efficienza al sistema degli smaltimenti sia durante i lavori, che nella evenienza di diverse tempistiche di ultimazione dei lavori della viabilità e della urbanizzazione prima della completa entrata a regime dell'intero sistema progettato.

3. Analisi delle piogge

Questo aspetto è stato analizzato assumendo a riferimento, e riportandone di seguito ampi stralci, lo studio idraulico elaborato dall'Ing. Paolo Biagini a supporto della suddetta lottizzazione e che è stato a base sia delle verifiche del sistema fognario a valle strada che della documentazione di deposito al Genio Civile della Cassa Volano posta al raccordo tra il nuovo sistema idrografico ed il Colecchio. Sulla base di tali dati sono stati elaborati nel dettaglio i dati di portata di picco attesa nei punti che risultavano di rilievo per il dimensionamento delle condotte del progetto di viabilità.

Il calcolo delle portate all'interno della rete di smaltimento dell'area della Magia – Colecchio, è stato preceduto da un attento esame delle piogge che interessano tutta l'area in oggetto.

In questo senso è stato fatto riferimento ad un precedente lavoro redatto dall'Ing. Gianfranco Biagini, relativo alla zona prossima alla confluenza fra il fosso Impialla ed il torrente Stella e che egli ha messo gentilmente a disposizione. In tale studio venivano infatti riportate le analisi dei dati pluviometrici finalizzate alla stima delle portate massime per il fosso Impialla, per il torrente Stella e per il fosso Colecchio nell'ambito dello studio di fattibilità idraulica per la variante di P.R.G. relativa alla strada provinciale che dovrà costeggiare il confine nord della lottizzazione e tutto l'argine del fosso Impialla.

Nei tabulati sono infatti riportati tutti i coefficienti per la determinazione delle altezze di pioggia relative a un tempo di ritorno di 200 anni.

Tutti i calcoli sono basati sulla rilevazione delle altezze di pioggia presso tre stazioni pluviometriche (Prato, Castel Martini e Spicchio) per un periodo di tempo di circa 30 anni.

Da detto studio è stato possibile ricavare la curva di possibilità climatica, o curva delle piogge, attraverso una distribuzione di probabilità alla Gumbel.

Sono state prese in considerazione le precipitazioni registrate alle stazioni di Prato, Castel Martini e Spicchio, escludendo la stazione di Piteccio in quanto non giudicata attendibile per il tipo di bacino in esame. I dati presi in esame e che sono riportati nelle tabelle alle pagine successive, coprono un periodo di tempo che va dal 1928 al 1992 circa per quanto riguarda le stazioni di Prato e Castel Martini, mentre quelli relativi a Spicchio sono relativi a 23 anni di registrazioni non consecutivi. Tuttavia quest'ultima serie di dati è stata presa in considerazione poiché molto vicina al bacino in esame e quindi piuttosto rappresentativa.

Partendo dunque da questi dati è possibile ricostruire una curva la quale, assegnato un determinato tempo di ritorno Tr , cioè il numero di anni in cui, mediamente, il massimo valore dell'altezza di pioggia è superato una volta sola, restituisce l'altezza di pioggia h in funzione della durata stessa dell'evento. Si utilizza a questo proposito la legge di distribuzione di Gumbel, cioè una funzione che fornisce la frequenza di superamento di un valore estremo h dell'altezza di pioggia:

$$P(h) = \exp(-\exp(-y))$$

dove y è la variabile aggiunta:

$$y(h) = \alpha (h-u)$$

I coefficienti α ed u vengono determinati nel modo seguente:

$$\alpha = \frac{1.283}{s};$$

$$u = \mu - \frac{0.577}{\alpha};$$

dove μ è la media delle precipitazioni massime ed \bar{s} è lo scarto quadratico medio calcolato sul campione. L'equazione precedentemente vista è quella di una retta in cui il coefficiente angolare m è pari ad α , mentre il termine noto vale αu .

I coefficienti relativi alle tre stazioni sono riportati nelle tabelle alle pagine seguenti.

DATI PLUVIOMETRICI: Stazione di Spicchio					
Anno	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1935	52.6	61.4	61.6	61.6	83.4
1936	20.2	22.0	32.2	44.2	58.2
1937	24.8	46.2	61.2	75.8	79.0
1938	32.8	43.6	57.4	66.6	71.8
1939	25.4	31.0	43.8	50.8	60.2
1940	36.0	44.0	57.8	65.2	72.0
1941	15.8	20.0	27.8	35.8	53.8
1942	26.4	28.4	32.6	40.8	58.6
1946	21.8	43.0	64.6	93.6	96.2
1953	31.6	44.0	48.0	48.8	50.6
1955	22.4	39.8	43.0	44.4	48.2
1957	30.0	41.2	51.4	51.6	52.0
1958	20.0	32.0	47.2	47.6	62.0
1959	19.0	27.8	32.8	53.0	60.6
1960	22.8	31.2	50.0	64.8	66.8
1961	17.0	32.8	31.0	40.0	60.4
1964	36.6	58.4	66.8	71.2	89.0
1967	26.0	40.4	40.8	40.8	54.2
1968	22.4	22.4	30.8	42.4	53.2
1969	19.4	25.2	30.0	32.0	50.0
1973	39.4	65.4	68.8	102.6	111.2
1976	25.4	39.4	46.8	47.0	52.4
1977	20.4	22.2	29.0	38.8	41.0

DATI PLUVIOMETRICI: Stazione di Prato					
Anno	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1928	19.0	33.6	42.5	60.8	65.8
1930	28.0	29.2	29.2	30.4	43.2
1931	23.0	36.4	36.8	43.6	45.8
1932	30.8	40.8	68.0	77.0	77.0
1933	50.7	73.1	83.2	87.9	88.9
1934	33.2	48.0	60.6	78.6	84.4
1935	50.0	83.6	92.8	92.8	105.8
1936	32.0	32.6	50.0	71.6	104.0
1937	28.2	54.2	69.2	81.2	81.6
1938	21.0	28.8	43.2	53.6	67.0
1939	20.0	29.4	38.8	47.6	73.2
1940	17.4	24.6	40.4	58.4	65.2
1941	25.4	36.2	36.2	64.8	73.8
1942	18.2	36.8	37.2	43.0	60.8
1944	21.0	25.0	39.0	49.0	62.8
1945	24.4	24.4	24.4	34.2	56.4
1947	33.8	34.0	36.6	39.4	42.8
1949	25.8	42.4	50.6	53.8	60.8
1950	22.6	34.4	39.6	46.0	63.2
1951	21.8	35.2	47.0	54.0	68.6
1952	21.4	33.2	41.6	43.4	45.2
1953	36.6	50.6	51.4	69.0	89.2
1955	20.8	20.8	26.4	38.0	41.4
1956	12.0	21.0	27.0	34.2	41.4
1957	20.8	26.4	35.8	43.6	61.2
1958	27.0	54.0	62.0	68.2	75.0
1959	27.4	32.2	40.8	42.6	53.4
1960	31.6	34.4	56.0	72.0	77.2
1961	20.6	25.8	27.6	32.6	50.4
1962	14.0	27.0	40.2	51.4	54.0
1963	19.0	32.8	49.6	64.0	65.8
1964	33.0	38.6	39.8	39.8	55.2
1965	20.0	42.0	65.4	94.4	125.4
1966	19.0	40.0	62.0	86.0	145.0
1967	25.0	26.0	38.4	42.4	49.4
1968	34.0	50.6	50.6	56.2	63.0
1969	44.0	49.4	54.4	55.8	63.8
1970	49.0	54.6	54.6	62.0	65.0
1971	19.6	25.0	32.0	58.4	66.2
1972	23.4	29.2	40.2	46.0	56.8
1973	40.0	47.2	47.2	59.2	63.0
1974	33.0	33.2	33.2	33.2	35.6
1975	12.6	21.2	32.2	51.4	66.0
1976	37.0	57.2	61.0	61.0	67.2
1977	18.0	23.6	32.8	50.4	65.6
1978	30.0	36.0	39.4	40.4	54.6
1979	21.2	24.2	42.8	48.2	81.2
1980	12.2	22.6	29.4	36.2	43.8
1981	30.4	45.4	52.0	63.4	79.2
1982	50.0	98.0	98.4	98.4	98.4
1983	15.0	23.4	40.2	55.8	67.8
1984	47.0	56.8	57.8	63.0	71.8
1985	29.0	36.0	37.2	38.8	40.6
1986	21.0	25.8	31.4	42.2	45.6
1987	34.2	42.8	42.8	43.0	43.0
1988	6.4	18.2	26.8	35.6	38.4
1989	27.3	42.4	46.2	47.0	47.2
1990	14.6	19.1	29.7	37.8	74.7
1991	23.4	41.4	60.8	80.0	83.6
1992	25.8	35.6	49.6	54.0	79.8
1993	31.6	45.9	48.3	50.9	64.2

DATI PLUVIOMETRICI: Stazione di Castel Martini					
Anno	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1935	49.0	56.4	57.0	69.0	90.4
1936	23.0	24.0	27.2	35.2	51.0
1937	27.6	38.0	38.4	48.0	52.6
1938	22.8	31.0	39.2	48.6	51.6
1939	27.8	30.2	47.4	51.8	66.0
1940	22.8	45.0	55.4	58.6	93.2
1941	12.8	22.8	27.0	35.2	46.8
1942	39.2	68.4	80.8	82.6	107.2
1943	25.4	31.0	40.6	52.4	79.0
1946	30.6	41.0	61.0	106.2	109.4
1947	24.4	32.6	36.6	37.0	48.2
1948	32.0	38.2	39.0	40.0	50.8
1949	27.6	27.8	27.8	30.6	41.2
1950	30.4	31.8	36.2	37.4	44.0
1951	37.4	42.0	58.0	101.0	129.6
1952	34.0	41.6	47.4	48.8	62.4
1953	69.2	80.2	84.4	85.4	85.4
1954	20.0	34.8	36.4	50.6	57.0
1955	39.6	59.0	63.2	65.4	65.4
1956	14.0	27.0	39.0	45.2	53.0
1957	25.4	30.6	36.8	40.6	49.4
1958	20.6	31.0	43.8	51.8	61.8
1959	23.8	25.0	34.4	38.4	56.6
1960	19.2	28.8	46.0	59.0	61.6
1961	34.8	35.4	43.2	50.8	60.6
1962	20.0	25.0	37.8	40.8	46.2
1965	23.2	49.4	91.0	109.0	118.6
1966	30.0	43.0	54.0	74.0	116.0
1967	21.0	34.6	43.0	47.0	52.2
1968	24.4	27.0	28.8	45.8	65.6
1969	25.0	31.0	34.0	40.4	41.0
1970	20.0	34.4	47.8	54.8	55.0
1971	20.0	44.2	55.0	76.8	93.0
1972	23.4	25.6	25.6	29.6	38.8
1973	34.4	45.6	75.4	100.0	117.0
1974	22.0	27.6	27.6	31.8	44.8
1976	20.2	44.8	84.4	84.6	84.8
1977	24.6	28.6	34.0	42.4	61.4
1978	34.2	60.6	68.2	68.2	68.2
1979	24.2	33.4	34.2	58.8	95.2
1980	11.0	19.4	30.2	30.4	36.2
1981	33.8	46.0	46.0	50.2	72.4
1982	40.2	83.0	83.0	83.0	92.0
1983	16.0	22.0	35.0	62.0	78.2
1984	35.0	48.0	50.0	60.0	71.0
1985	38.0	48.8	49.2	49.2	51.0
1986	29.4	48.6	50.0	52.0	62.2
1987	26.8	42.8	65.6	95.8	120.2
1988	19.2	28.8	38.2	49.4	68.6
1989	31.1	38.6	44.4	51.0	53.2
1990	50.4	70.6	76.4	76.4	77.6
1991	35.4	65.2	90.2	125.6	160.0
1992	20.6	36.2	41.8	49.2	70.8

Stazione di Spicchio:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
m	0.1494	0.1015	0.0950	0.0709	0.0748
-q	3.3727	3.2256	3.7835	3.3079	4.2521
α	0.1494	0.1015	0.0950	0.0709	0.0748
u	22.5804	31.7840	39.8150	46.0240	56.8430

Stazione di Prato:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
m	0.1245	0.0802	0.0841	0.0813	0.0610
-q	2.8403	2.5024	3.2633	3.8413	3.4682
α	0.1245	0.0802	0.0841	0.0813	0.0610
u	22.8180	31.1972	38.8237	47.2330	56.8949

Stazione di Castel Martini:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
m	0.1268	0.0877	0.0718	0.0568	0.0476
-q	2.9803	2.9067	2.9266	2.7537	2.8246
α	0.1268	0.0877	0.0718	0.0568	0.0476
u	23.5042	33.1608	40.7726	48.4797	59.3076

Con questi dati a disposizione possiamo costruire le rette interpolanti i dati pluviometrici e quindi calcolare le altezze di pioggia relative al tempo di ritorno di 200 anni, infatti il tempo di ritorno è legato alla probabilità di superamento dalla relazione:

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Quindi sostituendo nella relazione di Gumbel il valore di P(h) relativo a 200 anni si ricavano le altezze di pioggia corrispondenti e che sono rappresentate nelle tabelle successive.

Stazione di Spicchio:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
h(200)	57.9976	83.9095	95.4836	121.1842	127.5613

Stazione di Prato:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
h(200)	65.3167	97.1479	101.7597	112.2798	143.6759

Stazione di Castel Martini:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
h(200)	65.2237	93.5107	114.4722	141.61	170.3795

La curva di possibilità climatica si ricava dai dati precedenti mediante una regressione lineare col metodo dei minimi quadrati, infatti essendo la curva di possibilità una funzione esponenziale del tipo:

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

applicando l'operatore di logaritmo ad entrambi i membri otteniamo:

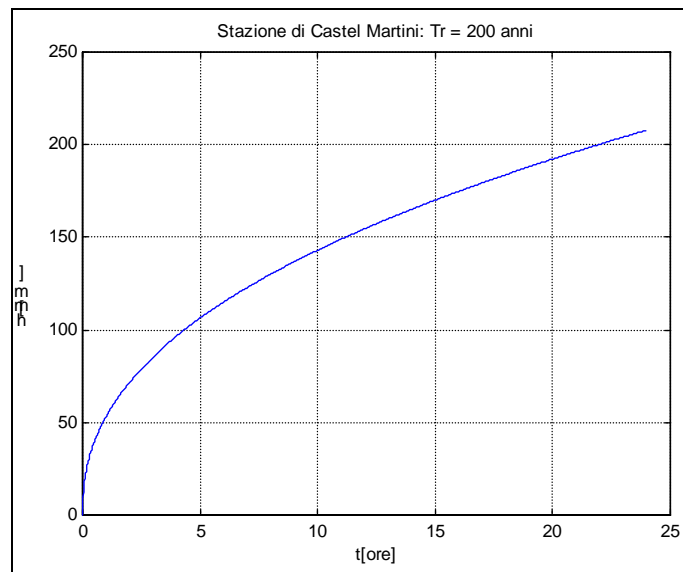
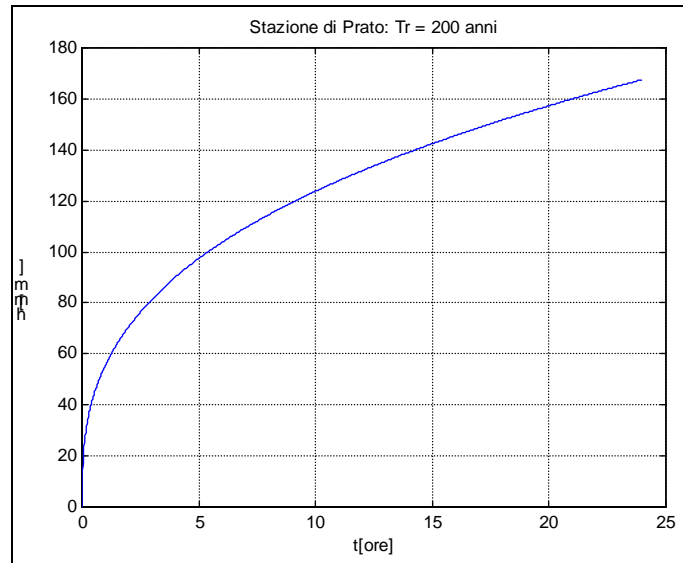
$$\mathbf{\log(h) = \log(a) + k \log(t)}$$

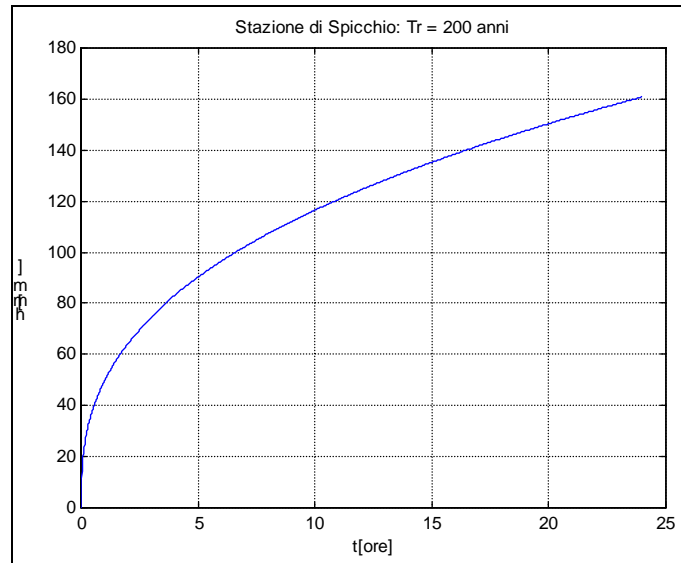
che è l'espressione di una retta in un piano con assi logaritmici.

Quindi attribuendo ad h e t i valori delle tabelle e linearizzando si ottengono i seguenti valori:

Prato:	a = 55.7604	k = 0.3462
Castel Martini:	a = 53.4405	k = 0.4273
Spicchio:	a = 49.8068	k = 0.3688

Nelle pagine seguenti sono riportati i diagrammi relativi alle curve di possibilità climatica per le tre stazioni di misurazione.





4. Costruzione dell'idrogramma atteso di piena

Questo viene costruito facendo riferimento al metodo SCS appena esposto e per il quale si rende necessaria la conoscenza della pioggia di progetto $P(t)$ e delle caratteristiche geomorfologiche del bacino.

Per iniziare dobbiamo assumere come input un certo valore per la durata dell'evento di pioggia. Per ciò che concerne la distribuzione temporale della precipitazione è stata utilizzata una pioggia di progetto di tipo Chicago. La durata T_p ed il tempo di ritorno si assegnano a priori, mentre l'intensità di pioggia non è costante, ma presenta un picco in una posizione qualunque, da fissare a priori.

Quindi la pioggia di progetto si ricava dalla curva di possibilità climatica imponendo la durata e la posizione del picco. Inoltre come ulteriore condizione, sulla quale si fonda tutto il procedimento, si impone che per una qualsiasi durata, il massimo dell'intensità di pioggia sia uguale a quello fornito dalla CPP.

Indichiamo con $h(t)$ la funzione che rappresenta la CPP, con $i(t)$ la sua derivata rispetto a t (è un'intensità di pioggia) e con $r \cdot T_p$ (dove r è un coefficiente compreso fra 0 ed 1) l'intervallo che intercorre fra l'inizio della pioggia ed il picco dell'intensità.

Si introducono le due nuove variabili:

$$t_1 = \frac{r \cdot T_p - t}{r}$$

$$t_2 = \frac{t - r \cdot T_p}{1 - r}$$

Quindi si considera uno ietogramma di durata T_p rappresentato dalle due funzioni:

$$i_1(t) = i(t_1) \quad [0, rT_p]$$

$$i_2(t) = i(t_2) \quad [rT_p, T_p]$$

Se consideriamo una funzione, per la CPP, del tipo $h=at^k$, allora si ottiene una funzione, per la $i(t)$, del tipo:

$$i(t) = ant^{n-1}$$

che tende ad infinito per t che tende a zero, così che anche il picco dello ietogramma tenderebbe all'infinito. Questo fatto, che sarebbe inaccettabile dal punto di vista concettuale, non ha alcuna conseguenza dal punto di vista pratico perché le normali esigenze del calcolo numerico impongono la discretizzazione dello ietogramma, la quale elimina automaticamente l'incongruenza. Nel caso in esame, per il calcolo degli ietogrammi è stato assunto un parametro r pari a 0.4.

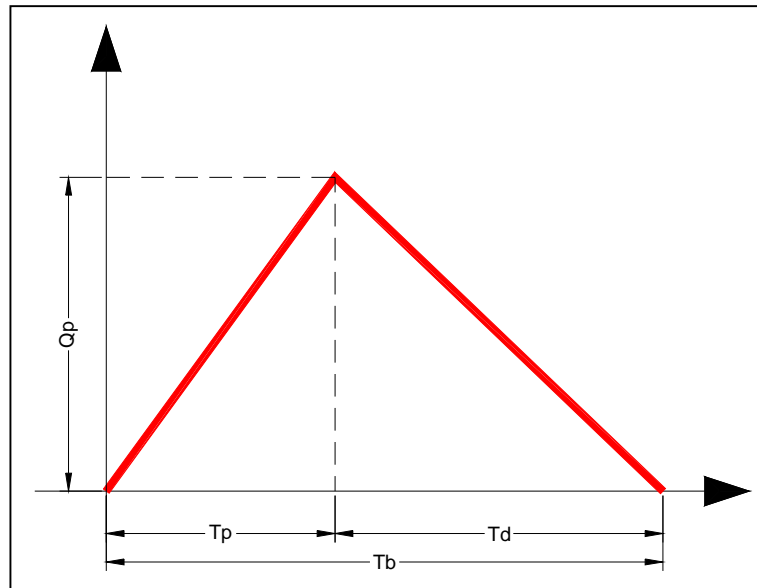
Si suppone inoltre che l'idrogramma elementare, generato dalla pioggia elementare caduta durante un intervallo di tempo D ($1/3T_c < D < 2/3T_c$), abbia una forma triangolare del tipo indicato nella figura riportata a pagina successiva dove:

- Q_p è la portata di punta dell'idrogramma;
- $T_p = \frac{D}{2} + K_1 \cdot T_c$ è il tempo di salita;
- $T_d = K_2 \cdot T_p$ è il tempo di discesa;
- $T_b = T_p + T_d$ è il tempo di base.

I parametri K_1 e K_2 , che dipendono dalle caratteristiche dei bacini di pertinenza, sono due costanti che devono essere aggiustate durante la fase di taratura del modello.

I valori di ingresso sono, in genere, $K_1 = 0.6$ e $K_2 = 1.67$ tuttavia come valori per la determinazione dell'idrogramma di progetto, sono stati assunti i valori $K_1=0.6$ e $K_2=3.5$. Questi sono stati ottenuti sui bacini dell'Ombrone e del Bisenzio nell'ambito dello studio effettuato

dallo studio Hydea per la progettazione preliminare degli interventi mirati alla riduzione del rischio idraulico.



Idrogramma elementare

La lama d'acqua di ruscellamento, LR, è data in funzione della pioggia P da una equazione del tipo $LR = f(P, S)$:

$$LR = (P - 0.2 S)^2 / (P + 0.8 S)$$

P: pioggia cumulata (mm) funzione del tempo t

S: deficit di deflusso massimo teorico (mm): $S = S_0 + S_1 t$

S₀: soglia di ruscellamento (mm),

S₁: è assimilabile ad una velocità d'infiltrazione (mm/h),

t: tempo in ore

La risoluzione di $LR = f(P)$ dà, per un valore di S uguale a S_{max} a $t = 6D$, una curva detta curva di ruscellamento identificata con il suo numero CN (curve number) variabile tra 0 e 100:

$$S_{max} = 25.4 (1000 - 10CN) / CN$$

La curva di ruscellamento viene scelta in funzione della natura della copertura vegetale del bacino imbrifero riferendosi alle tabelle di corrispondenza del Soil Conservation Service stabilite per i valori più correnti.

L'evoluzione della perdita di deflusso durante la precipitazione è ottenuta dopo la determinazione di S_{max} con:

$$S_0 = 0.2 S_{\max}$$

$$S_1 = (S_{\max} - S_0) / 6D$$

E ad ogni passo elementare, a seconda di come è stato discretizzato lo ietogramma di pioggia:

$$S_i = S_0 + S_1 t$$

Questo valore S_i è introdotto nell'equazione di calcolo di LR.

Il volume di ruscellamento elementare è dunque:

$$VE = LR \times A$$

A: superficie del bacino imbrifero

$$VE = \frac{Q_p \times T_b}{2}$$

Queste equazioni permettono di determinare Q_p , portata di massima dell'idrogramma elementare.

Il calcolo della lama d'acqua di ruscellamento per ogni intervallo di tempo permette di determinare ognuno dei vari idrogrammi elementari. L'idrogramma risultante è ottenuto dalla somma degli idrogrammi elementari.

5. Sottobacini di afflusso alla rete viaria di progetto: calcolo degli idrogrammi delle portate attese

Facendo riferimento alla CARTA DI RIFERIMENTO DEI SOTTOBACINI DI CALCOLO in Appendice, risulta che le acque che affluiscono all'area del progetto di riorganizzazione viaria sono articolate in quattro sottobacini dai quali, mediante sottopassi, queste vengono fatte affluire ad altrettanti punti di collettori e fossati di valle.

In particolare le aree di drenaggio a monte viabilità sono:

B1: area Magia Est	A = 0,256100 kmq
B2: area Magia Ovest	A = 0,073600 kmq
B3: S.P. 19 – Via Fiorentina Est	A = 0,041020 kmq
B4: S.P. 19 – Via Fiorentina Ovest	A = 0,067180 kmq

L'intera area di bacino che scarica nel Colecchio a valle della stazione ENEL risulta pari a:

$$A_{\text{tot}} = B_1 + B_2 + B_3 + B_4 + B_5 = 0.65406 \text{ kmq}$$

Le aree che si trovano a monte del viale Europa e della via vecchia Fiorentina, hanno complessivamente una superficie pari a:

$$A_{\text{monte}} \mathbf{B1+B2+B3+B4} = \mathbf{0.437900 \text{ kmq}}$$

Per tale superficie, considerata nel suo complesso, è stato determinato l'idrogramma di portata totale attesa con tempi di ritorno di 30 e 200 anni e successivamente, per rapporto tra superficie totale e parziali, scomposto tale valore per le sottozone afferenti ai sottobacini minori di afflusso ai sottopassi viari.

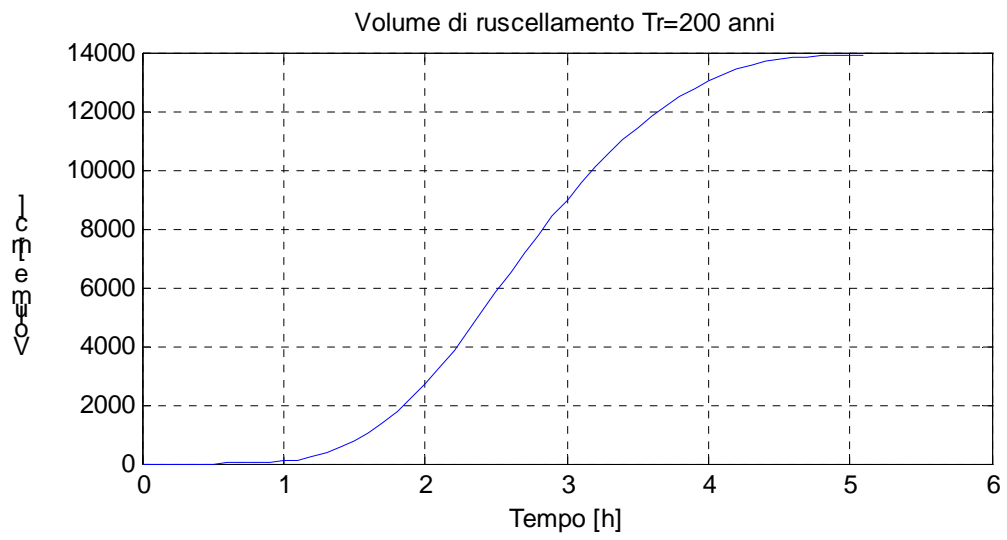
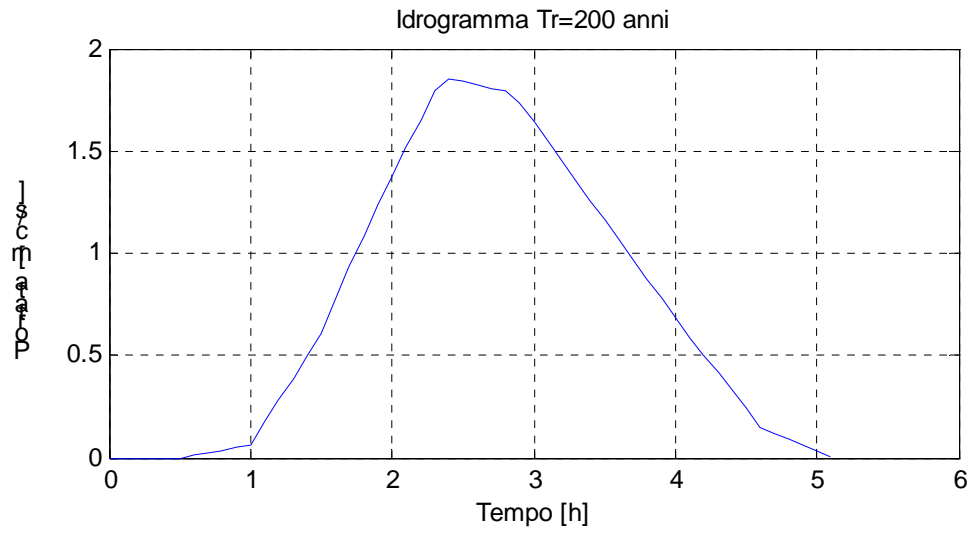
L'adozione di tale metodo, si è reso necessario per la esiguità delle singole parziali aree di drenaggio di cui è praticamente impossibile determinare la specifica geometrizzazione a base del calcolo senza effettuare errori che viceversa, nel calcolo complessivo dell'intero comparto di drenaggio, possono compensarsi e risultare meno decisivi.

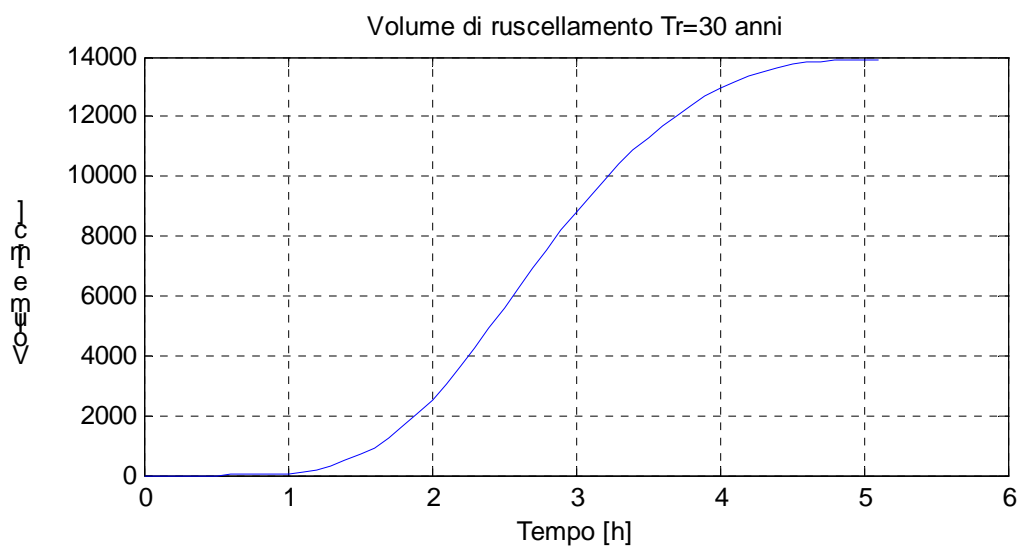
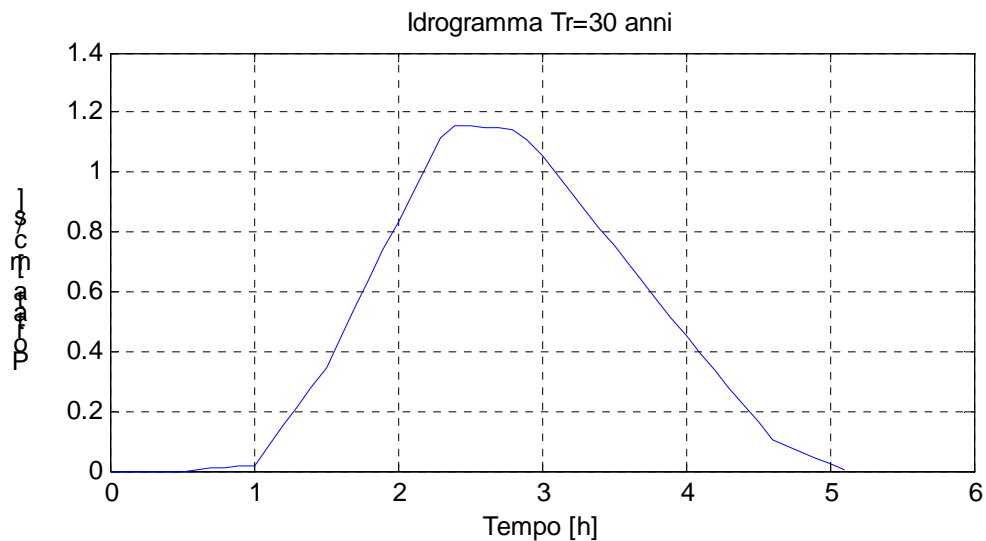
In particolare sono stati assunti i seguenti parametri di bacino per la costruzione degli idrogrammi.

$A = 0.4379 \text{ kmq}$	superficie del bacino
$H_m = 8.00$	quota media del bacino
$L = 1.0 \text{ km}$	lunghezza asta
$CN = 78.00$	coefficiente Curve Number
$k_1 = 0.6$	coefficiente SCS
$k_2 = 1.67$	coefficiente SCS
$T_p = 2 \text{ h}$	tempo di pioggia

Il tempo di pioggia di due ore è stato considerato in relazione al tempo di corrivazione del bacino, stimato in 1.83 h mediante la formula di Giandotti.

Relativamente all'evento duecentennale e trentennale sono stati ottenuti gli idrogrammi riportati nelle pagine successive ed i corrispondenti andamenti dei volumi di ruscellamento.





Per quanto riguarda *il tempo di ritorno duecentennale la portata massima vale 1.85 mc/s* ed il volume di ruscellamento 13926 mc, mentre per il tempo di ritorno trentennale la portata massima è di 1.15 mc/s ed il volume di ruscellamento 8732.

Nel dettaglio dei sottobacini considerati in questa sede le portate parziali attese in deflusso ai sottopassi sono le seguenti:

B1: $Q = (1.85 \text{ mc/s} : 0.437900) \times 0,256100 \text{ kmq} = \mathbf{1,082 \text{ mc/sec}}$

B2: $Q = (1.85 \text{ mc/s} : 0.437900) \times 0,073600 \text{ kmq} = \mathbf{0.311 \text{ mc/sec}}$

B3: $Q = (1.85 \text{ mc/s} : 0.437900) \times 0,041020 \text{ kmq} = \mathbf{0,174 \text{ mc/sec}}$

B4: $Q = (1.85 \text{ mc/s} : 0.437900) \times 0,067180 \text{ kmq} = \mathbf{0,284 \text{ mc/sec}}$

6. Dimensionamento dei sottopassi e dei fossati di smaltimento delle acque meteoriche

Facendo riferimento allo schema idrografico degli smaltimenti della CARTA DI RIFERIMENTO PER I DIMENSIONAMENTI IDRAULICI in Appendice, risulta che le tre condotte della lottizzazione a valle della viabilità a cui si attesteranno gli smaltimenti dall'intervento in progetto sulla rete stradale consentono il deflusso delle seguenti portate:

CONDOTTA C1 Q smaltibile = 0.45 mc/sec

CONDOTTA C2 Q smaltibile = 0.55 mc/sec

CONDOTTA C3 Q smaltibile = 1.40 mc/sec

La condotta C1, di diametro 600 mm, si attesterà in corrispondenza dell'attraversamento G con quota di imbocco 41,55 m.

La condotta C2, di diametro 600 mm, si attesterà al pozzetto di sottopasso F con imbocco a quota 41,90 m.

La condotta C3 infine, di diametro 1.000 mm, verrà realizzata a partire da quota 41,50 m e si svilupperà verso NW in corrispondenza del tratto di canale lungo il lato di valle del ramo della via Vecchia Fiorentina che si sviluppa verso settentrione.-

Alla condotta C1 farà riferimento la portata del sottobacino B3 + l'area interna della rotatoria mediante i sottopassi A e G;

Alle condotte C2 e C3 faranno riferimento gli afflussi dei sottobacini B1 e B2 con i sottopassi B, C, E ed F;

Alla condotta C3 afferiranno anche le acque provenienti dal sottobacino B4 mediante il sottopasso D.

Da quanto sopra risulta verificata la compatibilità del rapporto tra portate attese e smaltite dalle tre condotte a valle strada.

I dimensionamenti dei sottopassi A, B, C, D, E, F, G hanno tenuto conto dei seguenti valori di **portata attesa**:

SOTTOPASSO A = 0.174 mc/sec

SOTTOPASSO B = 1.082 mc/sec

SOTTOPASSO C = 0.311 mc/sec

SOTTOPASSO D = 0.284 mc/sec

SOTTOPASSO E = 1.393 mc/sec

SOTTOPASSO F = 0.550 mc/sec

SOTTOPASSO G = 0.450 mc/sec

Per il dimensionamento delle condotte in funzione della **portata smaltibile** sono state effettuate verifiche della portata ammessa in deflusso in moto uniforme facendo ricorso alla seguente formula:

$$Q = v A$$

v = è la velocità media della corrente in deflusso in alveo

A = rappresenta l'area bagnata della sezione.

La stima della velocità media v è stata eseguita con la formula di Chèzy:

$$v = \chi (R i)^{1/2}$$

χ = Coefficiente di resistenza;

R = raggio idraulico;

i = pendenza longitudinale dell'asta fluviale.

Il coefficiente di resistenza che compare nella formula è relativo alla condizione manutentoria e tipologico - strutturale della sezione di deflusso e viene determinato mediante la seguente formula di Manning:

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

n = coefficiente di scabrezza dell'alveo assunto 0.020 per fondo di canaletta in terra erbata periodicamente mantenuta, 0.013 per tubi e scatolari in cemento liscio

R = raggio idraulico della sezione bagnata.

E' stata imposta una pendenza fissa dello 0,7 % per gli attraversamenti A, B, C, D, F, G, mentre all'attraversamento E è stata attribuita una pendenza dello 0,4 %

I dimensionamenti ottenuti e assunti nel progetto sono:

SOTTOPASSO A	$i = 0.7\%$	$\varnothing 400 \text{ mm}$	$Q = 0.28 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO B	$i = 1.0\%$	$L = 1.0 \text{ m}$ $H = 0.5 \text{ m}$	$Q = 1.13 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO C	$i = 1.0\%$	$\varnothing 400 \text{ mm}$	$Q = 0.33 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO D	$i = 1.0\%$	$\varnothing 400 \text{ mm}$	$Q = 0.33 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO E	$i = 0.4\%$	$\varnothing 800 \text{ mm}$	$Q = 1.44 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO F	$i = 1.0\%$	$\varnothing 600 \text{ mm}$	$Q = 0.97 \text{ mc/sec}$
SOTTOPASSO G	$i = 0.7\%$	$\varnothing 600 \text{ mm}$	$Q = 0.82 \text{ mc/sec}$

Per i fossati viari a lato strada sono state verificate le portate smaltibili in rapporto alle pendenze di progetto ed alle portate attese ai vari tratti, individuando possibile assumere una dimensione standard di fossato trapezio con sponde di pendenza 1/1, di larghezza di base ed altezza pari a 50 cm (50X50X50): solamente per alcuni tratti è risultato necessario adottare dimensioni maggiori pari a 60X60X60, 60X100X60, 80X100X80.

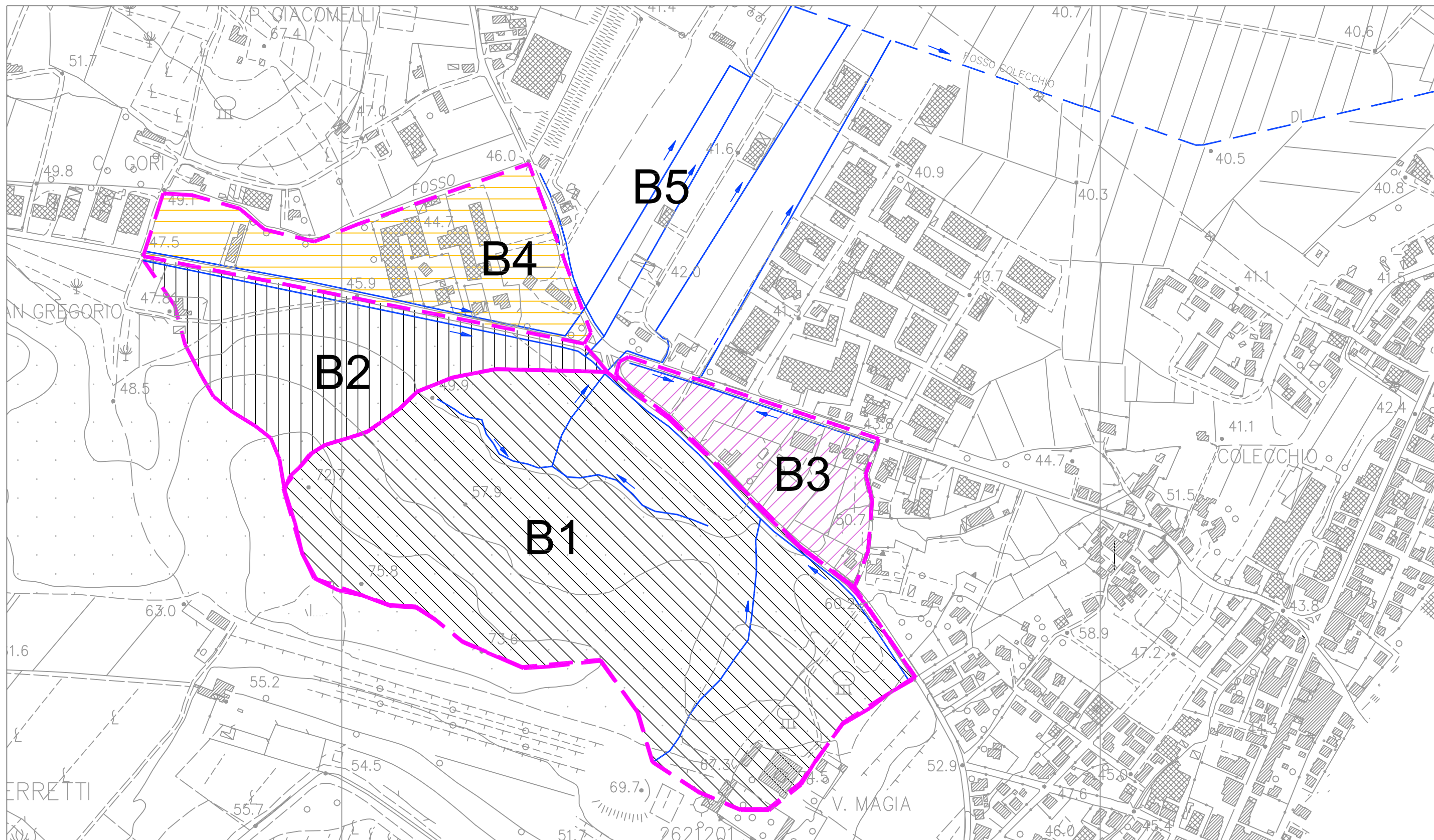
La tabella di pagina seguente esplica, per varie pendenze di fondo, le portate smaltibili dalle diverse sezioni di alveo utilizzate nel progetto.

Calcolo portate fossato trapezio isoscele

base	alt.	franco	sp. %	fon.%	n Mann	Area	P bag	R idr	vel	Q amm
0.5	0.5	0.1	100	0.2	0.02	0.36	1.63	0.22	0.82	0.29
0.5	0.5	0.1	100	0.4	0.02	0.36	1.63	0.22	1.15	0.42
0.5	0.5	0.1	100	0.8	0.02	0.36	1.63	0.22	1.63	0.59
0.5	0.5	0.1	100	1	0.02	0.36	1.63	0.22	1.83	0.66
0.5	0.5	0.1	100	1.2	0.02	0.36	1.63	0.22	2.00	0.72
0.5	0.5	0.1	100	1.5	0.02	0.36	1.63	0.22	2.24	0.81
0.5	0.5	0.1	100	2	0.02	0.36	1.63	0.22	2.58	0.93
0.6	0.6	0.12	100	0.2	0.02	0.52	1.96	0.26	0.92	0.48
0.6	0.6	0.12	100	0.4	0.02	0.52	1.96	0.26	1.30	0.68
0.6	0.6	0.12	100	0.8	0.02	0.52	1.96	0.26	1.84	0.96
0.6	0.6	0.12	100	1	0.02	0.52	1.96	0.26	2.06	1.07
0.6	0.6	0.12	100	1.2	0.02	0.52	1.96	0.26	2.26	1.17
0.6	0.6	0.12	100	1.5	0.02	0.52	1.96	0.26	2.53	1.31
0.6	0.6	0.12	100	2	0.02	0.52	1.96	0.26	2.92	1.51
1	0.6	0.12	100	0.2	0.02	0.71	2.36	0.30	1.01	0.71
1	0.6	0.12	100	0.4	0.02	0.71	2.36	0.30	1.42	1.01
1	0.6	0.12	100	0.8	0.02	0.71	2.36	0.30	2.01	1.43
1	0.6	0.12	100	1	0.02	0.71	2.36	0.30	2.25	1.60
1	0.6	0.12	100	1.2	0.02	0.71	2.36	0.30	2.46	1.75
1	0.6	0.12	100	1.5	0.02	0.71	2.36	0.30	2.75	1.96
1	0.6	0.12	100	2	0.02	0.71	2.36	0.30	3.18	2.26

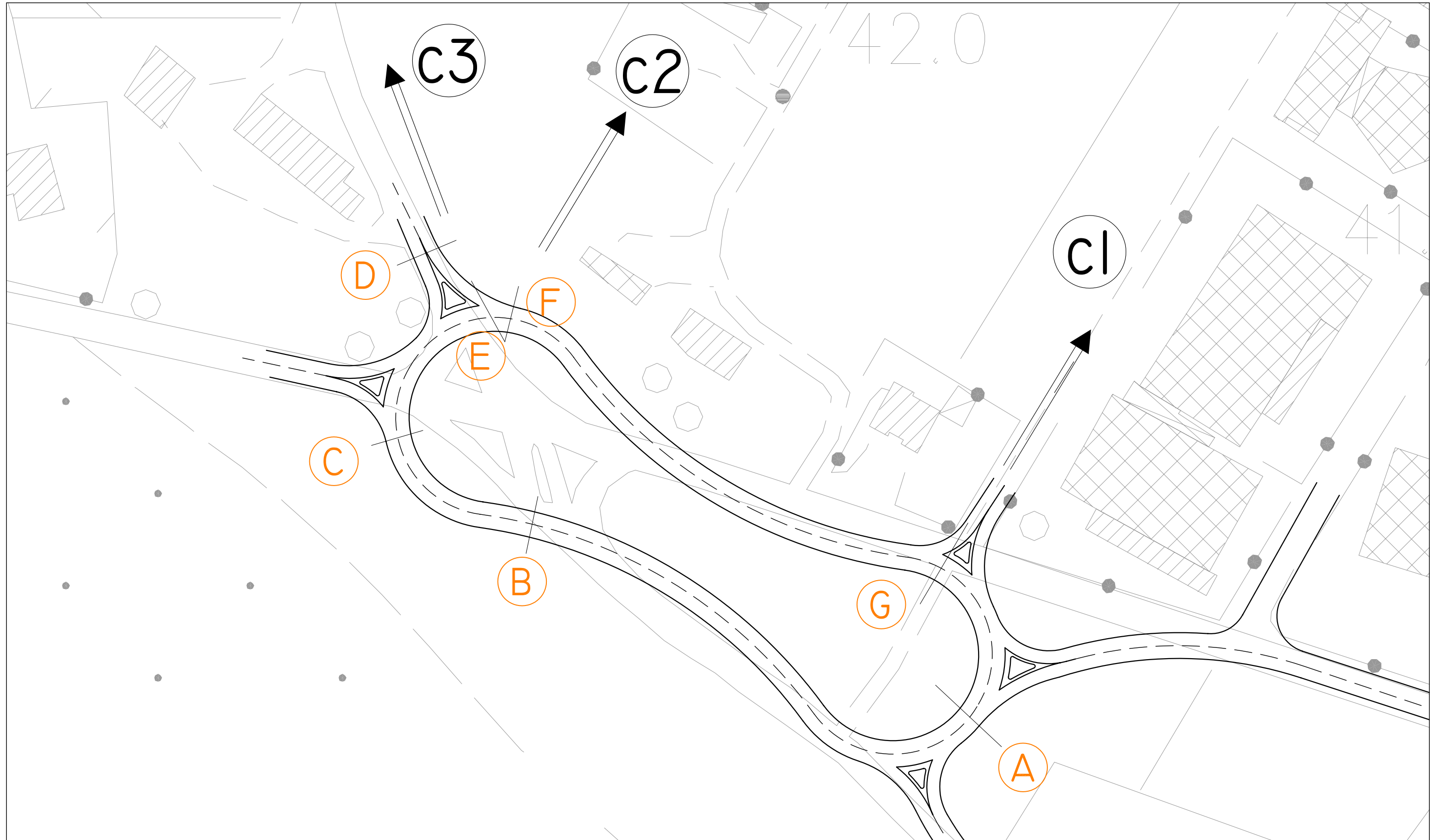
CARTA DI RIFERIMENTO DEI SOTTOBACINI DI CALCOLO scala 1:5.000

STATO ATTUALE DEI COLLETTORI VERSO IL FOSSO COLECCHIO



CARTA DI RIFERIMENTO PER I DIMENSIONAMENTI IDRAULICI scala 1:1.000

STATO DI PROGETTO DEI COLLETTORI DELLA LOTTIZZAZIONE E DEI TOMBINI VIARI



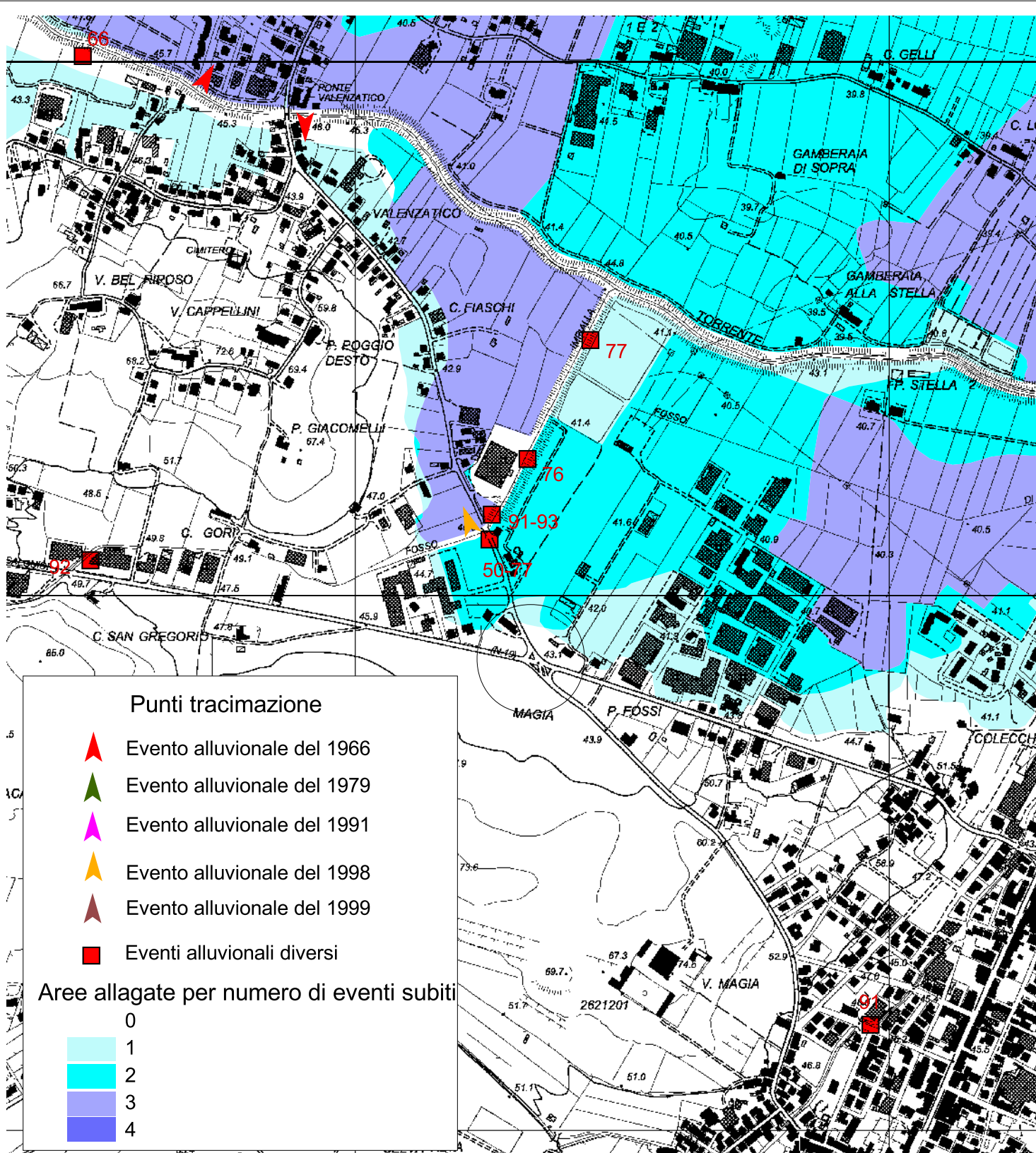
AREE ALLAGATE PER EVENTI DAL 1966 AL 2000

Riorganizzazione dell'intersezione tra la S.P. 19
Quarrata- Casalguidi e le strade Comunali
via Vecchia Fiorentina e via Modena

STRALCIO DEL PIANO STRUTTURALE
DEL COMUNE DI QUARRATA

Scala 1:10.000

0 100 200 300 400 500 Meters

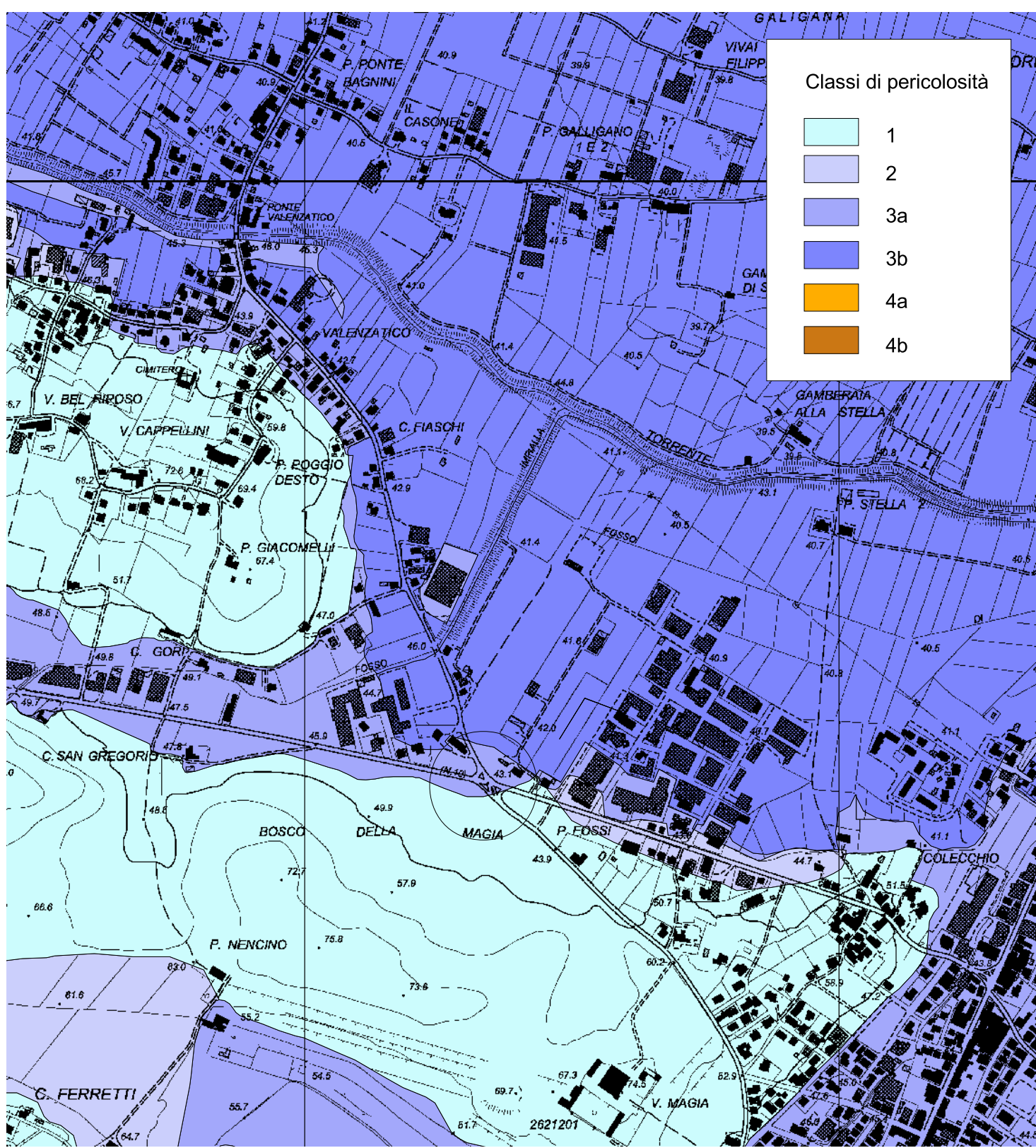
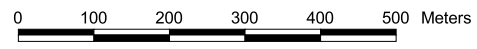


PERICOLOSITA' FATTORI IDRAULICI

Riorganizzazione dell'intersezione tra la S.P. 19
Quarrata- Casalguidi e le strade Comunali
via Vecchia Fiorentina e via Modena

STRALCIO DEL PIANO STRUTTURALE DEL COMUNE DI QUARRATA

Scala 1:10.000



Classi di pericolosità

- 1
- 2
- 3a
- 3b
- 4a
- 4b