

COMUNE DI CAPRIATE SAN GERVASIO

PROVINCIA DI BERGAMO

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI CAPRIATE SAN GERVASIO

**DELEGA DI FUNZIONI DI POLIZIA
IDRAULICA SUL RETICOLO MINORE**

Art. 3, comma 114, L.R. 1/2000 – DGR VII/7868 e seguenti

**ALLEGATO 01
APPROFONDIMENTI DI NATURA IDRAULICA
DISPONIBILI**

Ottobre 2010: Emissione

Settembre 2011: Revisione a seguito parere STER

AE02.2001.0006369 del 28/07/2011

RESPONSABILE DELLE PRESTAZIONI

ERA

c/o Polo per l'Innovazione Tecnologica (POINT)
Via Pasubio, 3 – 24044 DALMINE (BG) – ITALIA
Tel. +39 035.622.4241 – Fax. +39 035.622.4240

Geol. Umberto Locati



INDICE

1. PREMESSA.....	3
------------------	---



Gestione dei diritti (Rights Management)

CC-BY-NC-SA

REVISIONE	DATA	OGGETTO
00	Ottobre 2010	Emissione
01	Sett. 2011	Revisione a seguito parere STER AE02.2001.0006369 del 28/07/2011
02		
03		

Estratto da metadata standard ISO15836 / Dublin Core (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/>)

1. PREMESSA

Nel presente documento sono raccolti gli elementi di natura idrologica ed idraulica disponibili, sui quali ci si è basati per la verifica della congruità dell'ampiezza delle fasce, rispetto ai fenomeni di allagamento ed alluvione.

In ambito comunale, a seguito di ripetuti fenomeni di allagamento nell'area di Via Papa Giovanni XXIII (Brembate) – via San Gervasio e via Grignano prossima al confine con il comune di Brembate ed avvenuti all'inizio degli anni '990, è stata fatta una ricognizione del sistema idrografico al fine di ovviare a tale criticità.

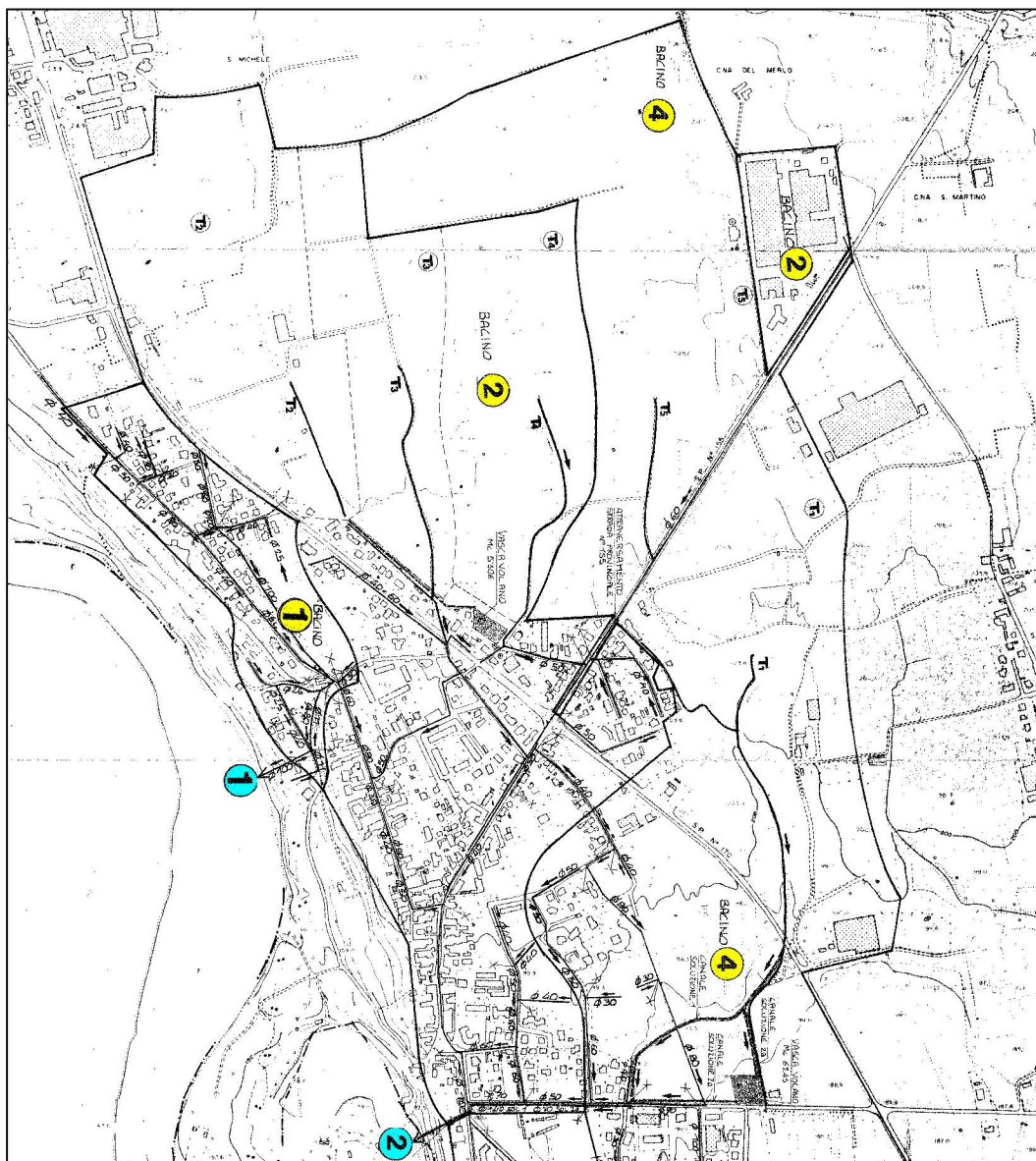


Figura 1: Schema dei bacini idrografici significativi (da elaborati di progetto redatti dall'ing. S. Taccolini).

Nell'analisi effettuata dall'ing. S. Taccolini, anche con riferimento al sistema fognario bianche / nere, si sono individuati 5 bacini idrografici.

1. Bacino ①: bacino idrografico relativo al sistema idrico del rio di San Siro (SS_00x) nella tavola allegata allo studio del reticolo idrico minore.
2. Bacino ②: bacino idrografico collocato a monte di via Bergamo – Via Papa Giovanni XXIII è relativo alle aree ad ovest dell'attuale vasca di laminazione ed in cui ricade il segmento fluviale SC_001.
3. Bacino ③: aree comprendenti il nucleo storico di Capriate, collocate a sud dello scolmatore SC_004 e prive di qualunque segmento fluviale (sono drenate da sistemi fognari di acque bianche / nere).
4. Bacino ④: bacino idrografico collocato a monte di via Bergamo e relativo alle aree ad est dell'attuale vasca di laminazione, in parte le aree scolanti sono afferenti alla stessa vasca di laminazione ed in parte ai segmenti fluviali RII_001 e RII_002.
5. Bacino ⑤: aree comprendenti il nucleo storico di Crespi d'Adda e prive di qualunque segmento fluviale (sono drenate da sistemi fognari di acque bianche / nere).

L'analisi preliminare effettuata dall'Ing. Taccolini (**documento A**) ha portato ad escludere criticità idrauliche, mediante specifiche verifiche nelle sezioni critiche, i segmenti fluviali a cielo aperto o tombinati (quando presenti) relativi ai bacini idrografici ①, ③ e ⑤.

In seguito all'analisi preliminare si è definito un progetto esecutivo (**documento B**) per la messa in sicurezza idraulica delle aste fluviali relative ai bacini ② e ④ mediante realizzazione di due canali scolmatori (uno a cielo aperto ed uno interrato) e di una vasca volano. Le previsioni progettuali sono state attuate all'inizio del 2001 e da allora non si sono più verificati fenomeni di allagamento nell'area di Via Papa Giovanni XXIII (Brembate) – via San Gervasio e via Grignano prossima al confine con il comune di Brembate.

DOCUMENTO **A**

COMUNE DI CAPRIATE SAN GERVASIO

Provincia di Bergamo

STUDIO PRELIMINARE

OPERE NECESSARIE A CONVOGLIARE LE PORTATE DEL BACINO
SCOLANTE POSTO A NORD DELLA VIA GRIGNANO AFFERENTE
ALLO SCARICO NEL FIUME ADDA

RELAZIONE TECNICA

SETTEMBRE

1996

DR.ING. SERGIO TACCOLINI

STUDIO DI INGEGNERIA IDRAULICA SANITARIA CIVILE
24122 BERGAMO - VIA ZAMBONATE, 18 - TEL/FAX 035.244309

INDICE

- 1 Premessa
- 2 Territorio comunale
- 3 Rete fognaria esistente
- 4 Calcoli idraulici
 - 4.1 Curva di possibilità climatica
 - 4.2 Calcolo portate meteoriche
 - 4.3 Calcolo portate nere
 - 4.4 Verifica condotti esistenti
- 5 Analisi delle soluzioni proposte
 - 5.1 I^ soluzione
 - 5.2 II^ soluzione
 - 5.3 Interventi sul fosso T₄
- 6 Conclusioni
- 7 Spesa prevista

1 Premessa

Il presente studio riguarda la verifica generale della rete fognaria comunale di Capriate S.Gervasio con particolare riferimento alla stima delle portate meteoriche per ciascun bacino principale in cui è suddivisa la rete fognaria esistente.

Nello studio, particolare attenzione è stata rivolta alle zone interessate dai fenomeni alluvionali verificatesi nel settembre del 1993.

Dalle verifiche idrauliche emerge che la rete esistente è gravemente insufficiente a trasportare le portate meteoriche degli eventi intensi; necessita pertanto di una revisione ed adeguamento per lo meno negli emissari finali.

La pianificazione e la normativa regionale di questi ultimi anni invita ed obbliga a mantenere il più possibile in sito le acque meteoriche, a ridurre per quanto possibile l'impermeabilizzazione del territorio affinché siano ridotte o per lo meno non incrementate le portate di piena.

Lo scopo della politica normativa regionale è quello, ove opportunamente possibile, di evitare ulteriori potenziamenti delle reti fognarie i cui costi

non possono più essere sopportati dalla collettività ed inoltre, ma soprattutto, non aggravare idraulicamente i ricettori finali delle reti fognarie.

Per operare in tal senso è necessaria anzitutto una pianificazione territoriale e la regolamentazione della stessa, affinché siano contenute le superfici impermeabili utilizzando modalità costruttive e materiali che consentono questa possibilità, inoltre con opportune modalità tecniche provvedere al disperdimento nel sottosuolo delle acque meteoriche e alla loro ritenzione o laminazione.

Tutto questo va considerato ed applicato sia agli interventi pubblici che privati, sia nell'ambito della ristrutturazione o ammodernamenti di aree già urbanizzate o edificate, sia nell'ambito di nuovi insediamenti.

Accertata quindi l'insufficienza idraulica degli emissari finali delle reti fognarie esistenti, il presente studio propone soluzioni ispirate ai criteri sovraesposti.

Sono soluzioni di massima che necessitano di ulteriori approfondimenti esecutivi, ma sicuramente fattibili nei confronti della realtà territoriale esistente verificata durante i sopralluoghi svolti.

In particolare per il bacino più critico si propongono delle vasche di laminazione in cui le acque piovane possono spagliarsi sulla superficie della vasca stessa, disperdersi nel sottosuolo e per la quota parte

prestabilita proseguire a valle in quantità nettamente inferiore, a volte compatibile, anche con la rete già esistenti.

Si ricorda infine che secondo i criteri stabiliti dal piano regionale di risanamento gli scarichi nei corsi d'acqua devono essere contenuti nei limiti di 20 l/sxha o 40 l/sxha, se trattasi di zona servita o no da pubblica fognatura.

2 Territorio comunale

Il Comune di Capriate San Gervasio, situato nella Provincia di Bergamo, confina a Nord con i Comuni di Bottanuco e Filago, a Sud col Comune di Brembate Sotto, ad Est con le località di Marne e Grignano e ad Ovest col fiume Adda.

Esso ha forma allungata ed è disposto in fregio al fiume Adda in sponda sinistra per un tratto lungo circa 6 Km; in tale tratto il letto del fiume ha larghezza irregolare e percorre un tracciato tortuoso con meandri nella parte più a monte.

Il territorio comunale copre una superficie di 600 ha circa ed è costituito dagli abitati di San Gervasio e Capriate (430 ha circa) e dalla frazione di Crespi d'Adda (170 ha circa); esso si estende dalla quota massima di 209 m s.l.m. a Nord e quella minima di 134 m s.l.m. a Sud.

Il Comune di Capriate San Gervasio è attraversato, in direzione Est-Ovest, dall'autostrada A4; essa segna il confine tra la frazione Crespi d'Adda e gli abitati di San Gervasio e Capriate.

L'area urbanizzata costituisce il 60% circa della superficie totale e si sviluppa prevalentemente a ridosso della sponda sinistra del fiume Adda; attualmente ci sono circa 7000 abitanti residenti.

Il rimanente territorio è agricolo ed è percorso all'estremo Nord da 3 strade campestri (T₂, T₃ e T₅ vedi Dis. 1), da due corsi d'acqua, uno nella parte settentrionale (T₄) ed un secondo (T₁) in prossimità del confine orientale.

Da un'analisi del territorio sembra che le tre strade campestri fossero in passato dei colatori naturali dei terreni agricoli limitrofi, che progressivamente nel tempo si sono interrati e trasformati infine in strade campestri.

Pur essendo tutt'oggi delle strade campestri, non hanno perduto l'originaria funzione di vie di raccolta e trasporto dell'acqua meteorica.

Infatti le tre strade, in occasione di eventi meteorici eccezionali, diventano vie di scolo delle acque, tant'è vero che le strade T₂ e T₃, convogliano le acque nella fognatura comunale facente capo allo scarico 2 a cui peraltro compete anche il bacino del colatore T₄.

La strada T₅ convoglia invece le acque meteoriche nel canale di scolo che scorre parallelamente alla S.P. 155: tali acque confluiscono nel corso d'acqua T₁ attraverso due tubazioni, ø 40 cm in calcestruzzo, che sottopassano la S.P. suddetta.

Per quanto riguarda il corso d'acqua T₁, è possibile definirne il tracciato solo fin poco a valle dell'incrocio con la S.P. 170 in quanto, da tale

punto, non esistono più quei canali che, in passato, garantivano il regolare deflusso delle acque meteoriche fino ai naturali ricettori.

L'abbandono ed a volte l'eliminazione di questa rete di canali di scolo che un tempo erano utilizzati sia per l'irrigazione che per il drenaggio dei terreni agricoli ha determinato uno scompenso nella rete idrografica naturale e artificiale.

La conseguenza di questa situazione ha portato in alcuni casi al sovraccarico delle reti fognarie, in altri casi all'allagamento delle aree situate a ridosso dei nodi idraulici divenuti ormai insufficienti.

3 Rete fognaria esistente

La rete fognaria comunale di Capriate San Gervasio, è attualmente di tipo misto.

E' costituita prevalentemente da tubazioni in calcestruzzo con sezioni circolari di diametri compresi tra 110 cm e 25 cm e da alcuni tratti a sezione ovoidale inglese di dimensioni comprese tra 110/165 e 60/90.

La rete fognaria convoglia le acque reflue con pendenza da Nord a Sud e da Est ad Ovest dove, attraverso 5 scarichi esistenti, immette tali acque nel fiume Adda; quattro scarichi sono situati a monte dell'autostrada, mentre il quinto è nella frazione di Crespi d'Adda.

Per ogni scarico è stato individuato il bacino scolante, ossia quella porzione di territorio le cui acque superficiali raggiungono lo scarico in esame; i bacini sono stati denominati con lo stesso numero dello scarico a cui si riferiscono (vedi dis. 1).

Lo scarico 1 è situato al limite Sud di via Adda, il bacino scolante relativo a tale scarico è caratterizzato da una buona densità abitativa e si sviluppa prevalentemente in direzione Nord-Sud; in corrispondenza di tale scarico esiste un manufatto sfioratore per la zona di San Gervasio.

Lo scarico 2 è situato immediatamente a valle dei meandri formati dal fiume Adda; ad esso corrisponde un bacino scolante molto articolato ed esteso.

Questo bacino si estende dal limite Nord del territorio comunale fino all'altezza dello scarico 2; in esso sono compresi i bacini scolanti competenti alle strade T₂ e T₃ ed al fosso colatore T₄. Fa parte di tale bacino anche un'area molto urbanizzata che appartiene all'abitato di San Gervasio e che ne costituisce circa il 35%.

Lo scarico 3 si trova a circa 250 m a Nord dell'autostrada; il bacino scolante è in questo caso tutto urbanizzato ed è costituito dalla zona ovest dell'abitato di Capriate.

La rimanente parte di questo abitato è compresa invece nel bacino relativo allo scarico 4, che è situato immediatamente a monte dell'autostrada. Il bacino 4 è molto esteso ed è costituito per il 50% circa da zone urbanizzate; appartengono a questo bacino anche la superficie scolante competente al corso d'acqua T₁ e quella competente alla strada T₅.

Lo scarico 5 è infine situato in località Castello Crespi; a differenza degli altri, esso non immette le acque reflue direttamente nel fiume Adda ma nel canale Legretex, che è un affluente.

Il bacino scolante competente a tale scarico confina a Nord con l'autostrada, è poco esteso ed è caratterizzato da una densità abitativa non elevata.

Tutte le aree urbanizzate comprese nei bacini citati sono servite da pubblica fognatura.

Dall'intera rete fognaria, sono convogliati scarichi di insediamenti sia civili che industriali e comunque tutti di tipo misto.

Per quanto riguarda la depurazione delle acque reflue, il Comune di Capriate San Gervasio, fa parte del Consorzio dell'Isola.

Per l'adeguamento degli scarichi fognari alle prescrizioni del Piano Regionale di Risanamento delle Acque, settore funzionale collettamento e depurazione, approvato con deliberazione del Consiglio Regionale n. III/2088 del 27.3.1985, è previsto il collettamento degli scarichi con un condotto consortile situato in fregio all'Adda, fino all'impianto intercomunale di depurazione di Brembate.

4 Calcoli idraulici

4.1 Curva di possibilità climatica

Per la determinazione della curva di possibilità climatica occorre indagare sugli afflussi meteorici conseguenti a piogge di breve durata e forte intensità.

Detta h l'altezza di precipitazione in funzione della durata delle piogge stesse, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità climatica, una relazione assai semplice:

$$h = a t^n \quad (4.1)$$

dedotta andando a classificare in ordine decrescente le massime precipitazioni verificatesi in passato ed involupando superiormente i dati di pari ordine.

Oggi si preferisce affidarsi ad un'indagine probabilistica che consenta di trovare una relazione di tipo (4.1) collegata ad una assegnata probabilità: in termini pratici si vuole trovare l'altezza di pioggia h , relativa ad una certa durata t , che abbia probabilità piuttosto bassa di essere eguagliata o superata.

Per il calcolo delle portate di piena in una rete di fognatura è conveniente assegnare probabilità inferiori o uguali al 20 per cento o, come si dice tempi di ritorno superiori o uguali a 20 anni.

La portata di piena viene cioè calcolata in base a piogge che mediamente, in senso probabilistico, sono superate al più una volta ogni 20 anni. Una tale indagine idrologica può essere effettuata per comprensori in cui siano disponibili numerosi dati pluviometrici, in cui sia cioè funzionante da alcuni decenni un pluviometro registratore. E' il caso del comprensorio in oggetto, per il quale sono ragionevolmente adottati i valori di pioggia registrati a Bergamo e pubblicati sugli Annuali Idrologici del servizio Idrografico Italiano.

Nella tabella A sono riportati gli eventi registrati dal 1936 al 1984 relativi a durate di 10', 15', 20', 30', 1^h, 3^h, 6^h, 12^h, 24^h.

Riportati tali dati sulla carta probabilistica di Gumbel (esprime una legge di distribuzione di probabilità normalmente verificata per le piogge intense), si sono ottenute le equazioni delle Tab. 1 e 2 qui allegate, relative ai diversi tempi di ritorno.

Nella Tab. 1 sono riportate le curve di possibilità climatica relative a tempi di ritorno da 5 a 100 anni per piogge di durata da 10 min. a 1 ora.

Nella Tab. 2 invece sono riportate quelle relative a piogge di durata compresa tra 1 e 24 ore.

Per il calcolo degli idrogrammi di piena relativi ai bacini in esame, si è fatto riferimento a alla curva di possibilità climatica relativa al tempo di

ritorno di 20 anni che, per durate di pioggia inferiori o uguali ad 1 ora (Tabella 1) ha la seguente espressione:

$$h = 59,436.t^{0.6112} \quad (4.2)$$

mentre per durata di pioggia superiori ad 1 ora (Tabella 2), ha invece l'espressione seguente:

$$h = 50,229.t^{0.2560} \quad (4.3)$$

TABELLA A

Stazione Pluviometrica del S.I.I.
1021 BERGAMO - (Quota 366 m.s.m.)

SERIE STORICA DEI MASSIMI ANNUALI DELLE PIOGGE (in mm.) DELLA DURATA DI:
10 min, 15 min, 20 min, 30 min, 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore,

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1936	14,6	19,4			21,6	31,6		46,0	74,6
1937		15,0	34,4	49,8	55,0	56,6		69,6	87,6
1938				46,0	51,4	54,6	54,8		
1939	12,0	16,0	39,4		45,4	52,4	77,8	109,0	151,0
1940	19,4	23,0			39,4	48,0	73,0	97,6	
1941	13,0				27,8	29,2	30,6	44,0	46,0
1942				21,0	28,0	37,0	42,0	47,0	75,0
1943				17,0	20,0	31,4	36,0	43,6	56,4
1944				29,0	31,0	42,4	56,6	74,2	78,0
1945				15,5	19,0	32,6	43,6	53,6	66,0
1946				17,0	23,0	26,2	40,0	46,2	48,0
1947				21,8	35,8	42,6	43,2	43,2	80,0
1948				25,0	26,0	35,0	55,0	56,0	67,0
1950				37,0	44,6	54,0	54,0	64,4	71,8
1951			11,8		28,0	30,8	48,0	63,0	116,0
1952					38,0	42,2	46,0	57,0	69,0
1953					43,6	50,0	57,4	59,0	66,4
1954				16,8	18,0	23,4	24,6	38,6	49,4
1955	9,2	12,2			39,0	40,6	46,4	54,4	55,0
1956	8,8		16,8	11,8	18,2	20,0	24,6	40,6	62,0
1957		17,8	22,4		36,0	42,6	45,0	45,2	67,4
1958				13,8	22,6	32,0	37,4	43,4	59,0
1959				26,8	60,0	87,8	107,0	109,0	109,0
1960		22,2			41,2	52,4	68,0	66,4	103,0
1961				34,0	35,2	39,8	39,6	47,0	58,4
1963		15,6			36,8	65,2	55,2	74,2	119,0
1964			20,2		32,8	36,4	45,6	47,6	70,0
1965					11,4	48,2	51,8	56,2	76,4
1966	13,0	14,8			35,3	43,0	37,6	73,8	93,2
1967			19,8		24,8	25,8	33,6	46,6	60,6
1968	17,0		26,0	50,8	53,0	54,2	61,6	68,2	76,0
1969		20,0			33,4	41,0	41,4	42,6	51,8
1970				29,0	36,0	47,8	68,2	73,8	85,6
1971		9,4	14,0		21,8	24,0	46,0	56,4	68,6
1972				31,0	35,0	56,6	64,6	66,8	79,6
1973	14,4	15,6	17,6	28,8	38,5	45,8	46,8	76,4	98,4
1974	7,5	8,6	9,8	12,2	15,2	42,0	42,0	42,0	59,2
1975	13,9	18,4	25,3	31,2	33,5	43,6	45,4	54,6	57,4
1976	15,7	21,4	23,6	29,1	28,8	32,7	50,9	65,0	70,4
1977	12,9	16,5	21,1	31,3	34,3	37,6	43,0	57,9	64,5
1978	10,9	11,0	11,6	10,8	20,7	40,7	50,2	50,2	62,6
1979	11,7	13,4	15,6	20,0	25,7	44,5	58,2	90,9	110,6
1980	6,1	6,6	7,1	8,1	11,2	16,8	22,8	32,5	65,0
1981	13,6	17,5	23,4	30,9	34,5	38,4	62,8	76,4	114,4
1982	13,5	13,9	14,3	15,6	18,8	39,8	45,9	63,0	64,8
1983	14,4	17,0	18,7	26,4	27,6	29,4	30,6	31,0	62,0
1984	11,0	13,1	14,8	18,2	29,8	33,6	48,0	54,0	54,6

TABELLA N. 1

Stazione Pluviometrica del S.I.I.
1021 BERGAMO - (Quota: 366 m s.m.)

Parametri A ed N della curva di possibilità climatica
e coeff. di correlazione R alle durate di:
10 min, 15 min, 20 min, 30 min, 1 ora

** Distribuzione di GUMBEL **

TEMPO DI R.	A	N	R
2.	31.747	.5284	.9936
5.	43.783	.5750	.9744
7.	47.717	.5859	.9691
10.	51.768	.5958	.9641
15.	56.436	.6112	.9563
20.	59.436	.6112	.9563
27.	62.707	.6168	.9534
30.	63.850	.6186	.9524
50.	69.371	.6268	.9483
100.	76.821	.6361	.9436

TABELLA N. 2

Stazione Pluviometrica del S.I.I.
1021 BERGAMO - (Quota: 366 m s.m.)

Parametri A ed N della curva di possibilità climatica
e coeff. di correlazione R alle durate di:
1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore,

** Distribuzione di GUMBEL **

TEMPO DI R.	A	N	R
2.	29.578	.2681	.9956
5.	38.569	.2613	.9939
7.	41.503	.2597	.9934
10.	44.521	.2582	.9930
15.	47.878	.2568	.9925
20.	50.229	.2560	.9922
27.	52.662	.2552	.9919
30.	53.513	.2549	.9918
50.	57.617	.2537	.9913

4.2 Calcolo portate meteoriche

Relativamente ad ogni scarico fognario esistente nel fiume Adda, è stato individuato il bacino scolante di cui sono stati misurati e stimati la superficie, il tempo di corrivazione e il coefficiente di afflusso ϕ ; la tabella seguente riassume tali caratteristiche.

Tab. 3: CARATTERISTICHE DEI BACINI SCOLANTI

<u>Bacino</u>	<u>Superficie (ha)</u>	<u>Tcorr. (min)</u>	<u>ϕ</u>
1	16,23	25	0,40
2	126,83	40	0,30
3	34,73	25	0,40
4	167,08	75	0,30
5	21,60	20	0,40

Per ogni bacino sono stati calcolati gli idrogrammi di piena, attraverso un modello matematico che applica la convoluzione dello ietrogramma di progetto con l'idrogramma istantaneo unitario.

Lo ietrogramma di progetto è stato depurato utilizzando il metodo percentuale.

La percentuale di riduzione della pioggia coincide col valore del coefficiente di afflusso stimato per il bacino specifico.

Sono stati utilizzati due modelli che hanno consentito di calcolare, per ciascun bacino, due valori della massima portata meteorica:

Il modello "Chicago-Nash" (modello 1) ed il modello "Pioggia costante-corrivazione" (modello 2).

Nel primo, lo ietogramma di progetto è stato costruito sulla base della curva di possibilità climatica relativa al tempo di ritorno di 20 anni e durate di pioggia superiori ad 1 ora.

In particolare è stato adottato il modello "Chicago" in cui per ogni durata, la precipitazione dello ietogramma di progetto è congruente con quella definita dalla curva di possibilità climatica; successivamente lo ietogramma è stato raggugliato all'area di ogni bacino preso in esame con il metodo di Wallingford.

L'idrogramma unitario istantaneo è stato costruito secondo il modello di "Nash" che simula il comportamento del bacino mediante n serbatoi posti in serie.

Tale modello è di tipo "lineare" ed ipotizza che il volume invasato nel bacino sia legato alla portata uscente dal bacino stesso, attraverso una relazione lineare.

Le tabelle 4-8 riportano i risultati ottenuti dai calcoli delle portate di piena, ed i corrispondenti valori del coefficiente udometrico, calcolati col primo modello.

Tab. 4: IDROGRAMMI DI PIENA "CHICAGO-NASH"
BACINO 1

<u>Dur. pioggia(min)</u>	<u>Qmax (l/s)</u>	<u>u l/(s.ha)</u>
80	1729,9	106,59
90	1730,4	106,61
100	1730,7	106,64
<u>110</u>	<u>1730,8</u>	<u>106,64</u>
120	1730,8	106,64

Tab. 5: IDROGRAMMI DI PIENA "CHICAGO-NASH"
BACINO 2

<u>Dur. pioggia(min)</u>	<u>Qmax (l/s)</u>	<u>u l/(s.ha)</u>
180	6240,0	49,19
200	6240,4	49,20
220	6240,6	49,20
<u>240</u>	<u>6240,7</u>	<u>49,20</u>
260	6240,7	49,20

Tab. 6: IDROGRAMMI DI PIENA "CHICAGO-NASH"
BACINO 3

<u>Dur.pioggia(min)</u>	<u>Qmax (l/s)</u>	<u>u l/(s.ha)</u>
100	3371,3	97,07
120	3371,7	97,08
140	3371,8	97,08
<u>160</u>	<u>3371,9</u>	<u>97,08</u>
180	3371,9	97,08

Tab. 7: IDROGRAMMI DI PIENA "CHICAGO-NASH"
BACINO 4

<u>Dur.pioggia(min)</u>	<u>Qmax (l/s)</u>	<u>u l/(s.ha)</u>
330	5399,1	32,31
350	5399,3	32,31
370	5399,4	32,32
<u>390</u>	<u>5399,5</u>	<u>32,32</u>
410	5399,5	32,32

Tab. 8: IDROGRAMMI DI PIENA "CHICAGO-NASH"

BACINO 5

<u>Dur. pioggia(min)</u>	<u>Qmax (l/s)</u>	<u>u l/(s.ha)</u>
60	1949,8	90,27
80	2476,1	114,63
100	2476,6	114,65
<u>120</u>	<u>2476,7</u>	<u>114,66</u>
140	2476,7	114,66

Nel secondo modello matematico, lo idrogramma di progetto è stato costruito adottando la curva di possibilità climatica relativa al tempo di ritorno di 20 anni e, tranne che per il bacino 4, durate di pioggia inferiori ad 1 ora.

Con tale metodo infatti la portata al colmo si verifica per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino in esame; esso è infatti inferiore a 60 minuti per tutti i bacini considerati, ad eccezione del bacino 4 in cui esso è pari a 75 minuti.

E' stato adottato uno idrogramma costante, cioè una pioggia la cui intensità è costante per tutta la durata e pari all'intensità che si deduce dalla curva di possibilità climatica in corrispondenza del tempo di corrivazione.

Anche in questo caso lo ietrogramma di progetto è stato ragguagliato all'area del bacino.

L'idrogramma unitario istantaneo è stato costruito seguendo il modello della corrivazione, modello di tipo lineare che simula il comportamento del bacino mediante un canale ed ipotizza quindi che l'onda di piena si propaghi, senza deformarsi, lungo tutto il bacino fino alla sezione di chiusura.

La tabella seguente riporta i valori delle portate al colmo calcolate con questo secondo metodo ed i corrispondenti valori del coefficiente udometrico.

Tab. 9: IDROGRAMMI DI PIENA
"PIOGGIA COSTANTE - CORRIVAZIONE"

<u>Bacino</u>	<u>Q_{max}(l/s)</u>	<u>u(l/s.ha)</u>	<u>Dur.pioggia(min)</u>
1	1593	98.15	25
2	6362	50.16	40
3	2978	85.75	25
4	5253	31.44	75
5	2041	94.50	20

Per la verifica della rete fognaria esistente e per il dimensionamento di eventuali nuovi collettori, è stata assunta la portata maggiore tra le due calcolate.

La tabella 10 riporta i valori delle portate di progetto adottate.

Tab. 10: PORTATE DI PIENA

<u>Bacino</u>	<u>Qmax (l/s)</u>
1	1731
2	6362
3	3372
4	5400
5	2477

4.3 Calcolo delle portate acque nere

Il consumo medio annuo, negli ultimi tre anni 1993 - 1994 - 1995, dell'acqua potabile distribuita alle utenze, secondo quanto rilevato dall'ufficio comunale tributi, ammonta a 575.979 mc/anno.

Tale consumo è comprensivo dei consumi delle utenze industriali; da un'analisi dettagliata di questi ultimi risulta che i maggiori consumatori sono risultati, sempre nel medesimo triennio 93 - 95 la Fillattice S.p.A. e la Siti Targhe, che rispettivamente hanno consumato mediamente nel triennio circa 21.000 mc e 5.400 mc/anno.

Poichè complessivamente questi volumi rappresentano il 4% del volume totale annuo, non si è ritenuto opportuno scorporarli dai consumi civili per la loro limitata incidenza.

Pertanto risulta che la dotazione idrica ammonta a

$$\frac{575.000 \times 1000}{7000 \times 365} = 225 \text{ l/abxgiorno}$$

Poichè il volume consumato dalle utenze non è comprensivo delle perdite di rete che normalmente ammontano al 20 ÷ 30%, si adotta come dotazione idrica reale di tutti i consumi civili e industriali, il volume sopra calcolato incrementato del 25%

$$225 \times 1.25 = 337 \text{ l/abxg}$$

Poichè inoltre è realmente attendibile che in futuro i consumi procapite possano aumentare in conseguenza della crescita del tenore medio di vita e dei servizi, si assume una dotazione idrica di progetto pari a 350 l/abxg.

Pertanto la portata media annua delle acque nere, assumendo un coefficiente di afflusso pari a 0.8, risulta:

$$Q_{mn} = \frac{7.000 \times 350 \times 0.8}{86.400} = 22.7 \text{ l/s}$$

La portata che dovrà essere avviata alla depurazione secondo quanto stabilito dalla legge regionale 62 del 1985 sarà pari a:

$$Q_{nd} = \frac{7.000 \times 750}{86.400} = 48.6 \text{ l/s}$$

Questa portata verrà consegnata al collettore consortile, già previsto dal consorzio competente, tramite gli attuali cinque scarichi esistenti.

Sulla base delle superfici urbanizzate, competenti ai bacini scolanti dei rispettivi scarichi in Adda, gli abitanti che gravano in ciascun bacino sono:

bacino 1	532 ab.
bacino 2	1890 ab.
bacino 3	1120 ab.
bacino 4	2730 ab.
bacino 5	728 ab.

da cui risulta che le portate medie nere annue e le

Tab. 11: PORTATE NERE

<u>Bacino</u>	<u>Q m a(l/s)</u>	<u>Q n d (l/s)</u>
1	1.72	3.68
2	6.13	13.13
3	3.63	7.77
4	8.85	18.90
5	2.36	5.06
	<hr/>	<hr/>
	22.70	48.6

4.4 Verifica condotti esistenti

Sono stati verificati i collettori terminali esistenti relativi ad ogni bacino esaminato.

La portata di progetto è la somma della massima portata meteorica e di quella nera, essendo la rete fognaria esistente di tipo misto.

Le pendenze dei collettori verificati sono state dedotte dalla planimetria (1:2000) della rete fognaria esistente.

Per la verifica dei collettori circolari in calcestruzzo è stata utilizzata la formula di Chezy, in cui il coefficiente di resistenza è stato calcolato con la formula di Strickler assumendo $K = 70$.

I condotti ovoidali sono stati invece verificati adottando la formula di Kutter nel calcolo del coefficiente di resistenza, assumendo per m il valore di 0,35. Essa ha la formula seguente:

$$k = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

Nella tabella seguente sono riportati i calcoli di verifica suddetti.

Tab. 12: RISULTATI VERIFICA COLLETTORI ESISTENTI

Bacino	Qprog(l/s)	i(%)	ϕ esistente(cm)	Qr (l/s)	
1	1733	1	ϕ 100	2182	
2	6368	0.8	ϕ 100 ϕ 70	1951 754	insufficienti
3	3376	1	ϕ 120*	3548	
4	5409	1	110/165	4840	insufficienti
5	2479	1	ϕ 120*	3548	

Q_r = portata a completo riempimento

Dai calcoli di verifica risulta che i collettori emissari esistenti a servizio dei bacini 2 e 4 sono insufficienti al convogliamento delle portate di progetto.

Il collettore relativo invece al bacino 1 è risultato sufficiente.

* Per quanto riguarda i bacini 3 e 5, pur non conoscendo i dati, si è verificato che sono sufficienti condotti del diametro di 120.

5 Analisi delle soluzioni proposte

Come citato nel capitolo 2, due sono le zone critiche che hanno subito in passato gli allagamenti: i terreni a monte della S.P. 155 a ridosso della zona residenziale e l'area immediatamente a valle dell'incrocio tra il corso d'acqua T₁ e la S.P. n. 170.

E' da ritenere che la zona a valle della S.P. 170 avesse scolo nella rete di canali situati a sud di via Grignano.

Il progressivo abbandono dei canali naturali e più recentemente la realizzazione del campo di calcio hanno determinato l'assenza di recapiti alle acque di questo bacino .

Poichè in tale zona per l'insediamento del campo sportivo non è più possibile ripristinare una rete di canali di scolo verso Est, nel presente studio si propongono soluzioni con recapito delle acque verso l'Adda, che tra l'altro risultava essere in passato l'originario recapito.

In particolare sono state esaminate due proposte di intervento: la prima consiste nell'intercettazione del fosso T₁ con un canale a cielo aperto, che si immetterà a valle in un nuovo condotto interrato fino allo scarico nel fiume Adda; la seconda prevede invece,

oltre al canale ed al condotto citati nella prima proposta, la costruzione di una vasca di laminazione nei pressi di via Grignano.

Quest'ultima soluzione, in sintonia con la normativa regionale, consente di ridurre le portate che saranno recapitate in Adda; a seguito della laminazione delle portate inoltre, le sezioni dei canali e dei condotti a valle della vasca di laminazione saranno più contenuti, facilitando la realizzazione del tratto intubato che attraversa il centro abitato.

5.1 1^a soluzione

La prima proposta di intervento prevede l'intercettazione del corso d'acqua (T₁), in prossimità del sottopasso della S.P. 170, e il convogliamento dell'acqua in un canale a cielo aperto, in terra, con sezione trapezia.

Il canale sarà tracciato a lato della strada campestre che si collega a via Grignano; a valle si proseguirà con un condotto interrato fino allo scarico in Adda.

Per il dimensionamento di questo canale in terra, viene utilizzata la formula di Chezy:

$$Q = A \chi \sqrt{Ri}$$

in cui per il coefficiente di resistenza χ si adotta la formula di Strickler:

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

Nelle formule i simboli hanno i significati seguenti:

A = area bagnata

χ = coefficiente di resistenza

R = raggio idraulico

i = pendenza del canale = 5‰

K = indice di scabrezza pari a 35 per alvei naturali

La portata di progetto è pari alla massima portata meteorica relativa al bacino complessivo in esame, essa è stata calcolata utilizzando due modelli "Chicago-Nash" e "Pioggia costante - corrivazione" dettagliatamente illustrati nel precedente capitolo 4.

Dei valori ottenuti con i due modelli sopra citati si adotta il valore massimo pari a 2437 l/s corrispondente ad una durata di pioggia di 270 minuti, ottenuta con il modello "Chicago-Nash".

Considerando per il canale una scarpa pari a 1:1.5 ed una larghezza di base pari ad 1 m, dai calcoli è risultata un'altezza di moto uniforme, nel canale, di 0,78 m; l'altezza del canale sarà quindi fissata considerando un franco di sicurezza per l'interramento e lo sviluppo della vegetazione spontanea, pari a 1 mt.

A valle del canale trapezio, è previsto il convogliamento delle acque meteoriche in un condotto interrato in calcestruzzo a sezione circolare.

Il dimensionamento del nuovo collettore con pendenza del 5‰, è stato effettuato utilizzando, come nel caso del canale, le formule di Chezy e Strickler con la differenza di adottare in quest'ultimo il valore $K = 70$ per la scabrezza.

Dai calcoli risulta che è necessario adottare una condotta della sezione di 140 cm, che in corrispondenza del massimo riempimento trasporta una portata pari a 3784 l/s.

5.2 II^ soluzione

Come seconda ipotesi di intervento, si propone la costruzione di una vasca di laminazione.

E' stata prescelta un'area su cui realizzare la vasca di laminazione, il più lontano possibile dalle zone abitate per non vincolare terreni che in futuro potrebbero avere altre destinazioni.

Pertanto si è ritenuto opportuno ubicarla al confine comunale a monte di via Grignano. Secondo tale ipotesi progettuale il canale in ingresso ed un uscita dalla vasca, seguiranno un tracciato differente rispetto a quello della prima soluzione.

Infatti il condotto percorrerà, dall'attraversamento della S.P. 170 a via Grignano, il confine comunale; mentre il canale in uscita dalla vasca percorrerà i terreni a monte di via Grignano fino all'inizio della zona urbanizzata, per proseguire poi, con un condotto in calcestruzzo sino allo scarico in Adda.

La vasca di laminazione è stata dimensionata fissando diverse portate uscenti costanti; la portata uscente (Q_u) può essere mantenuta costante attraverso vari sistemi che potranno essere definiti nella fase esecutiva.

Sono stati considerati i valori di Q_u relativi a 5,10,15 e 20 l/(s.ha); l'area del bacino scolante corrispondente ai due sottobacini T_1+T_2 misura 83,7 ha.

Il volume di invaso della vasca è stato calcolato applicando iterativamente l'equazione di continuità:

$$V(t) = Q_e(t) - Q_u(t)$$

dove:

$V(t)$ = volume della vasca;

$Q_e(t)$ = idrogramma di piena entrante;

$Q_u(t)$ = portata uscente.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti: volume della vasca (V), altezza del canale trapezio (H), con larghezza di base L e scarpate 1/1,5 m, diametro del collettore interrato (ϕ_1), per diversi valori della portata uscente dalla vasca (Q_u).

Il valore di H è stato definito aggiungendo un franco di 15 cm al valore dell'altezza di moto uniforme della corrente nel canale.

Tab. 13: VOLUMI VASCA VOLANO E SEZIONI DEL CANALE E DEL COLLETTORE

Q_u (l/s)	V (m ³)	H (m)	L (m)	ϕ_1 (cm)
418.5	6245	0.55	0.50	70
837.0	4243	0.71	0.50	100
1255.5	2951	0.70	1	120
1674.0	1998	0.80	1	120

5.3 Interventi sul fosso T₄.

Oltre agli interventi prioritari proposti e relativamente al corso d'acqua T₁, si prevede di laminare la piena dei bacini scolanti che competono al fosso colatore T₄ e alle strade campestri T₂ e T₃.

A tale scopo verrà costituita una vasca di laminazione in corrispondenza della sezione di valle del fosso considerato ed il relativo canale di raccordo dal fosso e dalle strade campestri alla vasca stessa.

La vasca volano è stata dimensionata considerando una portata uscente pari a 5 l/(s.ha).

Mentre gli idrogrammi di piena entranti nella vasca sono stati calcolati, utilizzando il metodo della corrivazione.

Dai calcoli svolti risulta che alle portate uscenti pari a $Q_u = 341,8$ l/s, corrisponde una vasca con volume utile pari a 5.306 mc.

6 Conclusioni

Dallo studio e dalle calcolazioni svolte emergono le seguenti conclusioni:

- per adeguare la rete di scolo delle acque meteoriche provenienti essenzialmente dai corsi d'acqua T₁ e T₄ è necessario ripristinare i canali esistenti;

- le acque convogliate dai suddetti canali dovranno essere laminate in apposite vasche la cui capacità in linea di massima dovrà essere pari a 6300 mc utili e 5.300 mc;

- l'intervento prioritario riguarda il canale di adduzione e la vasca di laminazione da 6300 mc;

- prima di procedere ad eventuali successive fasi progettuali è necessario svolgere un accurato e dettagliato studio geologico finalizzato alla realizzazione delle vasche volano citate. Tale studio dovrà esaminare: le caratteristiche di permeabilità del terreno, le condizioni della falda e le modificazioni di quest'ultima in conseguenza delle portate scaricate;

- sulla base di questo studio sarà possibile confermare l'ubicazione delle vasche previste, dimensionare esecutivamente le stesse e se necessario, i canali di scarico.

7 Spesa prevista

Di seguito vengono stimate tre differenti soluzioni riguardanti gli interventi prioritari.

La soluzione 1, che prevede un sistema di collettamento delle acque senza alcuna laminazione, la soluzione 2a che prevede la laminazione con massimo volume di invaso e la soluzione 2b che prevede la laminazione più contenuta rispetto alla precedente.

A questi costi devono aggiungersi gli oneri generali per IVA, spese tecniche e acquisizione delle aree per la realizzazione dei canali a cielo aperto e delle vasche di laminazione.

V'è da aggiungere che i volumi delle vasche sono stati definiti senza disporre di uno studio geologico ad hoc e quindi per sicurezza non considerano l'eventuale portata che può essere dispersa nel sottosuolo.

In realtà il disperdimento nel sottosuolo contribuirà alla riduzione dei volumi di invaso.

L'entità del contributo verrà definita come detto, dallo studio geologico.

Infine vengono quantificate le opere secondarie che si propongono in un'unica soluzione.

A) Interventi prioritari

Soluzione 1

Canale trapezio m 530

Tubazione ø 140 cls m 450

1) Scavo di sbancamento (canale trapezio)			
mc 1500	£/mc 10.000	£.	15.000.000
2) Scavo a sez. per posa tubazioni fino a m 2 di profondità			
mc 3500	£/mc 12.000	£.	42.000.000
3) Scavo a sez. per posa tubazione oltre m 2 di profondità			
mc 900	£/mc 14.000	£.	12.600.000
4) Camerette in c.a. gettate in opera dim. int. 150x215x170			
n. 9	£/cad 2.900.000	£.	26.100.000
5) Camino d'accesso alle camerette sez. int. 80x80			
ml 11	£/m 150.000	£.	1.650.000
6) Gradini alla marinara in acciaio inox per accesso alle camerette			
n. 60	£/cad 28.000	£.	1.680.000
7) Fornitura e posa chiusini in ghisa sferoidale ø 60 cm (Tipo Pamrex)			
kg 1000	£/kg 5.000	£.	5.000.000
8) Cls a 150 Kg cemento R325 per sottofondo tubazione			
mc 170	£/mc 121.000	£.	20.570.000
9) Ghiaietto per rinfianco tubazioni			
mc 800	£/mc 36.500	£.	29.200.000
	A riportare	£.	<u>153.800.000</u>

	Riporto	£. 153.800.000
10)	Taglio asfalto	
	ml 1000 £/m 2.900	£. 2.900.000
11)	Fornitura e posa tubazioni in c.a. centrifugato con anello di tenuta a rotolamento ø 140 cm	
	m 450 £/m 253.000	£. 113.850.000
12)	Oneri di discarica	
	mc 3200 £/mc 10000	£. 32.000.000
13)	Preparazione del piano di posa pavimentazioni stradali compresa scarifica fino a cm 15	
	mq 1600 £/mq 3400	£. 5.440.000
14)	Conglomerato bituminoso "tout-venant" per strati di base	
	mc 160 £/mc 150.000	£. 24.000.000
15)	Tappetino d'usura in conglomerato bituminoso spessore cm 3	
	mq 1800 £/mq 7.500	£. 13.500.000
16)	Oneri vari per sistemazione scarpate, spostamento servizi e attraversamento S.P. 155	
	a stima	£. 74.510.000
		<hr/>
	Totale 1^ soluzione	£. 420.000.000
		<hr/> <hr/>

Soluzione 2a

Vasca volano mc 6425 utili
Canale trapezio m 330
Canale trapezio m 280
Condotto ø 70 cm m 450

1) Scavo di sbancamento (canale trapezio e vasca)			
mc 9500	£/mc 10.000	£.	95.000.000
2) Taglio asfalto			
m 1000	£/m 2.900	£.	2.900.000
3) Scavo a sez.per posa tubazioni fino a m 2 di profondità			
mc 1300	£/mc 12.000	£.	15.600.000
4) Scavo a sez.per posa tubazioni oltre m 2 di profondità			
mc 200	£/mc 14.000	£.	2.800.000
5) Cls a 150 Kg cemento R325 per sottofondo tubazione			
mc 85	£/mc 121.000	£.	10.285.000
6) Ghiaietto per rinfiacco tubazioni			
mc 330	£/mc 36.500	£.	12.045.000
7) Camerette in c.a. gettate in opera dim. int. 125x150x170			
n. 9	£/cad 2.200.000	£.	19.800.000
8) Camino d'accesso alle camerette sez. int. 70x70			
ml 5	£/m 120.000	£.	600.000
9) Gradini alla marinara in acciaio inox per accesso alle camerette			
n. 45	£/cad 28.000	£.	1.260.000
			<hr/>
A riportare		£.	160.290.000

	Riporto	£. 160.290.000
10)	Fornitura e posa chiusini in ghisa sferoidale ø 60 cm (Tipo Pamrex) Kg. 1000 £/kg 5.000	£. 5.000.000
11)	Fornitura e posa tubazioni in c.a. centrifugato con anello di tenuta a rotolamento ø 70 cm m 450 £/m 95.900	£. 43.155.000
12)	Oneri di scarica mc 10500 £/mc 10000	£. 105.000.000
13)	Preparazione del piano di posa pavimentazioni stradali compresa scarifica fino a cm 15 mq 1200 £/mq 3400	£. 4.080.000
14)	Conglomerato bituminoso "tout-venant" per strati di base mc 120 £/mc 150.000	£. 18.000.000
14)	Tappetino d'usura in conglomerato bituminoso spessore cm 3 mq 1400 £/mq 7.500	£. 10.500.000
15)	Oneri vari per sistemazione scarpate, ripristini vari e attraversamento S.P. 155 a stima	£. 63.975.000
	Totale soluzione 2a	£. 410.000.000

Soluzione 2b

Vasca volano mc 4243 utili
Canale trapezio m 330
Canale trapezio m 280
Condotto ø 100 cm m 450

1) Scavo di sbancamento (canale trapezio e vasca)			
mc 6700	£/mc 10.000	£.	67.000.000
2) Taglio asfalto			
m 1000	£/m 2.900	£.	2.900.000
3) Scavo a sez. per posa tubazioni fino a m 2 di profondità			
mc 2500	£/mc 12.000	£.	30.000.000
4) Scavo a sez. per posa tubazione oltre m 2 di profondità			
mc 250	£/mc 14.000	£.	3.500.000
5) Cls a 150 Kg cemento R325 per sottofondo tubazione			
mc 110	£/mc 121.000	£.	13.310.000
6) Ghiaietto per rinfiacco tubazioni			
mc 600	£/mc 36.500	£.	21.900.000
7) Camerette in c.a. gettate in opera dim. int. 125x150x170			
n. 9	£/cad 2.200.000	£.	19.800.000
8) Camino d'accesso alle camerette sez. int. 70x70			
ml 6	£/m 120.000	£.	720.000
9) Gradini alla marinara in acciaio inox per accesso alle camerette			
n. 60	£/cad 28.000	£.	1.680.000
			<hr/>
A riportare		£.	160.810.000

	Riporto	£. 160.810.000
10)	Fornitura e posa chiusini in ghisa sferoidale ø 60 cm (Tipo Pamrex) Kg. 1000 £/kg 5.000	£. 5.000.000
11)	Fornitura e posa tubazioni in c.a. centrifugato con anello di tenuta a rotolamento ø 100 cm m 450 £/m 147.000	£. 66.150.000
12)	Oneri di discarica mc 8700 £/mc 10000	£. 87.000.000
13)	Preparazione del piano di posa pavimentazioni stradali compresa scarifica fino a cm 15 mq 1250 £/mq 3400	£. 4.250.000
13)	Conglomerato bituminoso "tout-venant" per strati di base mc 125 £/mc 150.000	£. 18.750.000
14)	Tappetino d'usura in conglomerato bituminoso spessore cm 3 mq 1600 £/mq 7.500	£. 12.000.000
16)	Oneri vari per sistemazione scarpate, ripristini vari e attraversamento S.P. 155 A stima	£. 66.040.000
	Totale soluzione 2b	£. 420.000.000

B) Interventi secondari

Canale trapezio m 350 (lungo strada Cortellini)
Vasca mc 5306

1) Scavo di sbancamento (canale trapezio e vasca)		
mc 10000	£/mc 10.000	£. 100.000.000
2) Oneri di discarica		
mc 10000	£/mc 10.000	£. 100.000.000
3) Manufatto di sottopasso strada degli alberi		
a stima		£. 5.000.000
4) Rifacimento attraversamento via Bergamo		
a stima		£. 30.000.000
5) Oneri vari per murature, sistemazioni e ripristini		
a stima		£. 35.000.000
		<hr/>
Totale canale trapezio		£. 270.000.000
		<hr/> <hr/>

Canale di scarico

Analisi costo al ml.

1) Scavo di sbancamento			
mc 12.5	£/mc 12.000	£.	150.000
2) Demolizione canale esistente			
mc 2	£/mc 170.000	£.	340.000
3) Riempimento con mistone			
mc 6	£/mc 40.000	£.	240.000
4) Calcestruzzo			
mc 4.4	£/mc 211.000	£.	928.400
5) Casseri			
mq 9	£/mq 44.800	£.	403.200
6) Ferro			
kg 180	£/kg 1.260	£.	226.800
7) Oneri vari per installazione cantiere, disboscamento posto di accesso			
a stima		£.	250.000
			<hr/>
Totale canale di scarico		£.	2.538.400
			<hr/>

in cifra tonda £. 2.600.000

Costo totale £. 2.600.000 x ml 90 = £. 234.000.000

RIEPILOGO

A) Interventi prioritari

Soluzione 1	£. 420.000.000
Soluzione 2a	£. 410.000.000
Soluzione 2b	£. 420.000.000

B) Interventi secondari

Canale trapezio	£. 270.000.000
Canale di scarico	£. 234.000.000

Bergamo, Settembre 1996

IL PROGETTISTA
DR. ING.  SERGIO COCCOLINI

DOCUMENTO **B**

COMUNE DI CAPRIATE SAN GERVASIO
Provincia di Bergamo
22 DIC 1998
N. PROT. 16389 CAT. 10 CLASSE 4

COMUNE DI CAPRIATE SAN GERVASIO Provincia di Bergamo	
PROGETTO ESECUTIVO DRENAGGIO ACQUE METEORICHE AL FIUME ADDA	
RELAZIONE TECNICA	
OTTOBRE 1998	DR. ING. SERGIO TACCOLINI STUDIO DI INGEGNERIA IDRAULICA SANITARIA CIVILE 24122 BERGAMO - VIA ZAMBONATE, 18 - TEL/FAX 035.244309

Indice

1 Premessa.....	pag. 2
2 Territorio comunale	pag. 5
3 Rete fognaria esistente	pag. 7
4 Opere in progetto.....	pag. 9
5 Calcoli idraulici.....	pag. 11
5.1 Curva di possibilità climatica.....	pag. 11
5.2 Calcolo portate meteoriche	pag. 16
5.3 Calcolo portate nere.....	pag. 22
5.4 Dimensionamento vasca volano.....	pag. 24
5.5 Dimensionamento canale trapezio.....	pag. 27
5.6 Dimensionamento condotti.....	pag. 29
5.7 Verifica condotto esistente.....	pag. 29
5.8 Dimensionamento canale in Adda.....	pag. 31
5.9 Condotta subverticale.....	pag. 31
6 Spesa prevista.....	pag. 33
7 Atti del progetto	pag. 34

1 Premessa

La presente relazione riguarda il progetto esecutivo delle opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche che interessano il territorio a Nord di via Grignano, nel comune di Capriate San Gervasio in provincia di Bergamo.

Gli interventi previsti nel progetto si rendono necessari, a causa del grave stato di insufficienza idraulica in cui versano le reti idrografica naturale e fognaria della zona in questione, durante gli eventi meteorici intensi.

La pianificazione e la normativa regionale di questi ultimi anni, invita ed obbliga a mantenere il più possibile in sito le acque meteoriche, a ridurre, per quanto possibile, l'impermeabilizzazione del territorio affinché siano ridotte o per lo meno non incrementate le portate di piena. Lo scopo della citata normativa regionale è quello, ove tecnicamente possibile, di evitare ulteriori potenziamenti delle reti fognarie i cui costi non possono più essere sopportati dalla collettività ed inoltre, ma soprattutto, non aggravare idraulicamente i ricettori finali delle reti fognarie.

Per operare in tal senso è necessaria una pianificazione territoriale e la regolamentazione della stessa, affinché siano contenute le superfici impermeabili utilizzando modalità costruttive e materiali che consentono questa possibilità; inoltre, con opportune modalità tecniche, provvedere al disperdimento nel sottosuolo delle acque meteoriche e/o alla loro ritenzione o laminazione.

Tutto questo va applicato sia agli interventi pubblici che privati, sia nell'ambito della ristrutturazione o ammodernamenti di aree già urbanizzate o edificate, sia nell'ambito di nuovi insediamenti.

A fronte di queste premesse, nel presente progetto si propone una soluzione riguardante la zona colpita, nel settembre del 1993 da fenomeni alluvionali, che prevede la realizzazione di un emissario finale in parte a cielo aperto ed in parte interrato con recapito finale nella valle dell'Adda.

Si ricorda in particolare che secondo i criteri stabiliti dal piano regionale di risanamento, gli scarichi nei corsi d'acqua devono essere contenuti nei limiti di $20 \frac{l}{s \cdot ha}$ o $40 \frac{l}{s \cdot ha}$, a seconda che si tratti di una zona servita o no dalla pubblica fognatura.

Questo intervento riguarda la prima fase delle opere previste nel precedente progetto preliminare che prevedeva infatti anche la realizzazione di una vasca volano per la laminazione delle piene. Il suddetto progetto, approvato dall'amministrazione comunale, verrà realizzato tramite due progetti separati.

Infatti, allorchè saranno risolti alcuni problemi concernenti il contenimento delle portate meteoriche e l'accoglimento, o meno di un bacino, del territorio comunale di Brembate e conseguenti portate meteoriche, si procederà al completamento dell'opera con soluzioni esecutive, da stabilire, ma comunque vincolate e compatibili con le portate idrauliche previste nel presente progetto.

Nel presente progetto esecutivo sono state recepite le osservazioni e modifiche proposte nella conferenza di servizio che esaminò il progetto definitivo.

In particolare le portate di massima piena del corso d'acqua naturale, sono state stimate per tempi di ritorno di 50 anni. In conseguenza delle portate risultanti dalle calcolazioni effettuate, il condotto di via Grignano è stato potenziato; la nuova sezione di progetto prevista è di 120 cm anzichè 80 cm. Si ritiene che la nuova sezione consenta l'ispezionabilità del manufatto interrato ed al contempo si ritiene siano più facili gli interventi di manutenzione nel caso di trasporto solido proveniente dal canale a cielo aperto. Oltremodo si segnala che questi due tratti di vettoriamento delle acque, sono previsti con pendenze differenti: il tratto intubato posto a valle, avrà pendenza pari all'1%, il tratto di monte a cielo aperto, avrà pendenza pari allo 0,26%. Questo fatto assommato alla differente scabrezza dei due manufatti, dovrebbe evitare il deposito di materiale solido nel condotto. Infatti, sia per le citate differenze di pendenza e

scabrezza che per la discreta estensione del canale a cielo aperto, gran parte dei fenomeni di deposito, almeno durante il transito delle portate di magra o ordinarie, dovrebbero verificarsi nel canale a cielo aperto.

Alla luce di questo, nel presente progetto esecutivo si conferma la soluzione con sezione chiusa interrata; in alternativa a questa soluzione è stata esaminata quella che prevede un tracciato a valle del cimitero. A prescindere da numerose difficoltà esecutive, questa soluzione avrebbe comportato una notevole estensione del tracciato del canale con riduzione della pendenza a valori inferiori allo 0,5%, non avrebbe consentito l'alleggerimento delle fognature di via Colombo e Barbarigo ed il drenaggio delle acque meteoriche su via Grignano.

Per tutti i succitati motivi è stata confermata la soluzione intubata.

Le sistemazioni ambientali dei luoghi e delle opere nella valle dell'Adda, sono state studiate con apposito progetto a firma della Dott.ssa Arch. Gibelli, parte integrante del presente progetto.

2 Territorio comunale

Il comune di Capriate San Gervasio, situato nella provincia di Bergamo, confina a Nord con i comuni di Bottanuco e Filago, a Sud col comune di Brembate Sotto, ad Est con le località di Marne e Grignano e ad Ovest col fiume Adda.

Esso ha forma allungata ed è disposto in fregio al fiume Adda in sponda sinistra per un tratto lungo circa 6 Km; in tale tratto il letto del fiume ha larghezza irregolare e percorre un tracciato tortuoso con meandri nella parte più a monte.

Il territorio comunale copre una superficie di 600 ha circa ed è costituito dagli abitati di San Gervasio e Capriate (430 ha circa) e dalla frazione di Crespi d'Adda (170 ha circa); esso si estende dalla quota massima di 209 m s.l.m. a Nord e quella minima di 134 m s.l.m. a Sud.

Il comune di Capriate San Gervasio è attraversato, in direzione Est-Ovest, dall'autostrada A4; essa segna il confine tra la frazione Crespi d'Adda e gli abitati di San Gervasio e Capriate.

L'area urbanizzata costituisce il 60% circa della superficie totale e si sviluppa prevalentemente a ridosso della sponda sinistra del fiume Adda; attualmente ci sono circa 7000 abitanti residenti.

Il rimanente territorio è agricolo ed è percorso all'estremo Nord da 3 strade campestri (T₂, T₃ e T₅ vedi tav.1), da due corsi d'acqua, uno nella parte settentrionale (T₄) ed un secondo (T₁) in prossimità del confine orientale.

Da un'analisi del territorio sembra che le tre strade campestri fossero in passato dei colatori naturali dei terreni agricoli limitrofi, che, progressivamente nel tempo, si sono interrati e trasformati infine in strade campestri.

Pur essendo tutt'oggi delle strade campestri, non hanno perduto l'originaria funzione di vie di raccolta e trasporto dell'acqua meteorica.

Infatti le tre strade, in occasione di eventi meteorici eccezionali, diventano vie di scolo delle acque, tant'è vero che le strade T2 e T3, convogliano le acque nella fognatura comunale facente capo allo scarico 2 a cui peraltro compete anche il bacino del colatore T4.

La strada T5 convoglia invece le acque meteoriche nel canale di scolo che scorre parallelamente alla S.P.155; tali acque confluiscono nel corso d'acqua T1 attraverso le tubazioni, ϕ 40 cm in calcestruzzo, che sottopassano la S.P. suddetta.

Per quanto riguarda il corso d'acqua T1, è possibile definirne il tracciato solo fin poco a valle dell'incrocio con la S.P.170 in quanto, da tale punto, non esistono più quei canali che, in passato, garantivano il regolare deflusso delle acque meteoriche fino ai naturali ricettori.

L'abbandono ed a volte l'eliminazione di questa rete di canali di scolo che un tempo erano utilizzati sia per l'irrigazione che per il drenaggio dei terreni agricoli ha determinato uno scompenso nella rete idrografica naturale e artificiale.

La conseguenza di questa situazione ha portato in alcuni casi al sovraccarico delle reti fognarie, con conseguente allagamento delle aree situate a ridosso dei nodi idraulici divenuti ormai insufficienti.

3 Rete fognaria esistente

L'attuale rete fognaria comunale di Capriate San Gervasio, è di tipo misto.

E' costituita prevalentemente da tubazioni in calcestruzzo con sezioni circolari di diametri compresi tra 25 cm e 120 cm e da alcuni tratti a sezione ovoidale inglese di dimensioni comprese tra 60/90 cm e 110/165 cm.

La rete fognaria convoglia le acque reflue con pendenza da Nord a Sud e da Est ad Ovest, attraverso 5 scarichi esistenti, nel fiume Adda; quattro scarichi sono situati a monte dell'autostrada, mentre il quinto è nella frazione di Crespi d'Adda.

Per ogni scarico è stato individuato il bacino scolante, ossia quella porzione di territorio le cui acque superficiali raggiungono lo scarico in esame; i bacini sono stati denominati con lo stesso numero dello scarico a cui si riferiscono (vedi tav.1).

Lo scarico 1 è situato al limite Sud di via Adda, il bacino scolante relativo a tale scarico è caratterizzato da una buona densità abitativa e si sviluppa prevalentemente in direzione Nord-Sud; in corrispondenza di tale scarico esiste un manufatto sfioratore per la zona di San Gervasio.

Lo scarico 2 è situato immediatamente a valle dei meandri formati dal fiume Adda; ad esso corrisponde un bacino scolante molto articolato ed esteso.

Questo bacino si estende dal limite Nord del territorio comunale fino all'altezza dello scarico 2; in esso sono compresi i bacini scolanti competenti alle strade T₂ e T₃ ed al fosso colatore T₄. Fa parte di tale bacino anche un'area molto urbanizzata che appartiene all'abitato di San Gervasio e che ne costituisce circa il 35 %.

Lo scarico 3 si trova a circa 250 m a Nord dell'autostrada; il bacino scolante è in questo caso tutto urbanizzato ed è costituito dalla zona Ovest dell'abitato di San Gervasio. La rimanente parte di questo abitato è compresa invece nel bacino relativo allo scarico 4, che è situato immediatamente a monte dell'autostrada. Il

bacino 4 è molto esteso ed è costituito per il 50 % circa da zone urbanizzate; appartengono a questo bacino anche la superficie scolante competente al corso d'acqua T1, e quella competente alla strada T5.

Lo scarico 5 è infine situato in località Castello Crespi; a differenza degli altri esso non immette le acque reflue direttamente nel fiume Adda ma nel canale Legretex, che è un affluente.

Il bacino scolante competente a tale scarico confina a Nord con l'autostrada, è poco esteso ed è caratterizzato da una densità abitativa non elevata.

Tutte le aree urbanizzate comprese nei bacini citati sono servite da pubblica fognatura.

Dall'intera rete fognaria, sono convogliati scarichi di insediamenti sia civili che industriali e comunque tutti di tipo misto.

Per quanto riguarda la depurazione delle acque reflue, il comune di Capriate San Gervasio, fa parte del Consorzio dell'Isola.

Per l'adeguamento degli scarichi fognari alle prescrizioni del Piano Regionale di Risanamento delle Acque, settore funzionale collettamento e depurazione, approvato con deliberazione del Consiglio Regionale n° III/2088 del 27.03.1985, è previsto il collettamento degli scarichi con un condotto consortile situato in fregio all'Adda, fino all'impianto intercomunale di depurazione di Brembate.

4 Opere in progetto

Il progetto prevede la realizzazione di un sistema di trasporto delle acque meteoriche competenti al bacino complessivo della strada campestre T5 e dal fosso T1 verso la valle dell'Adda.

La via di trasporto delle suddette acque meteoriche sarà costituita da un nuovo tratto di canale a cielo aperto tra la S.P. 170 e via Grignano, un secondo tratto interrato con condotto in calcestruzzo prefabbricato del diametro di 100÷120 cm lungo tutta via Grignano ed infine, dopo aver superato con un salto subverticale il dirupo vallivo, tramite una condotta ancorata alla parete, si raggiunge l'alveo del fiume Adda con un canale a cielo aperto.

La figura A rappresenta lo schema idraulico delle opere del progetto esecutivo. In questo schema il sistema di contenimento delle portate è rappresentato da una vasca volano, che, come detto in premessa, rappresenta un'ipotesi di soluzione tecnica da confermare nel progetto "Il lotto"; resta invece sin d'ora confermato che le portate che devono defluire nella sezione di valle del canale a cielo aperto dovranno essere contenute nei limiti evidenziati dal suddetto schema.

Nella relazione che segue, infatti, tutti i calcoli sono stati sviluppati secondo questo schema dove, a prescindere dalla vasca, dalla sua ubicazione, dall'accoglimento o meno delle portate provenienti da Brembate, il sistema complessivo dovrà rispettare le portate compatibili con le opere di drenaggio previste nel presente progetto esecutivo.

SCHEMA IDRAULICO

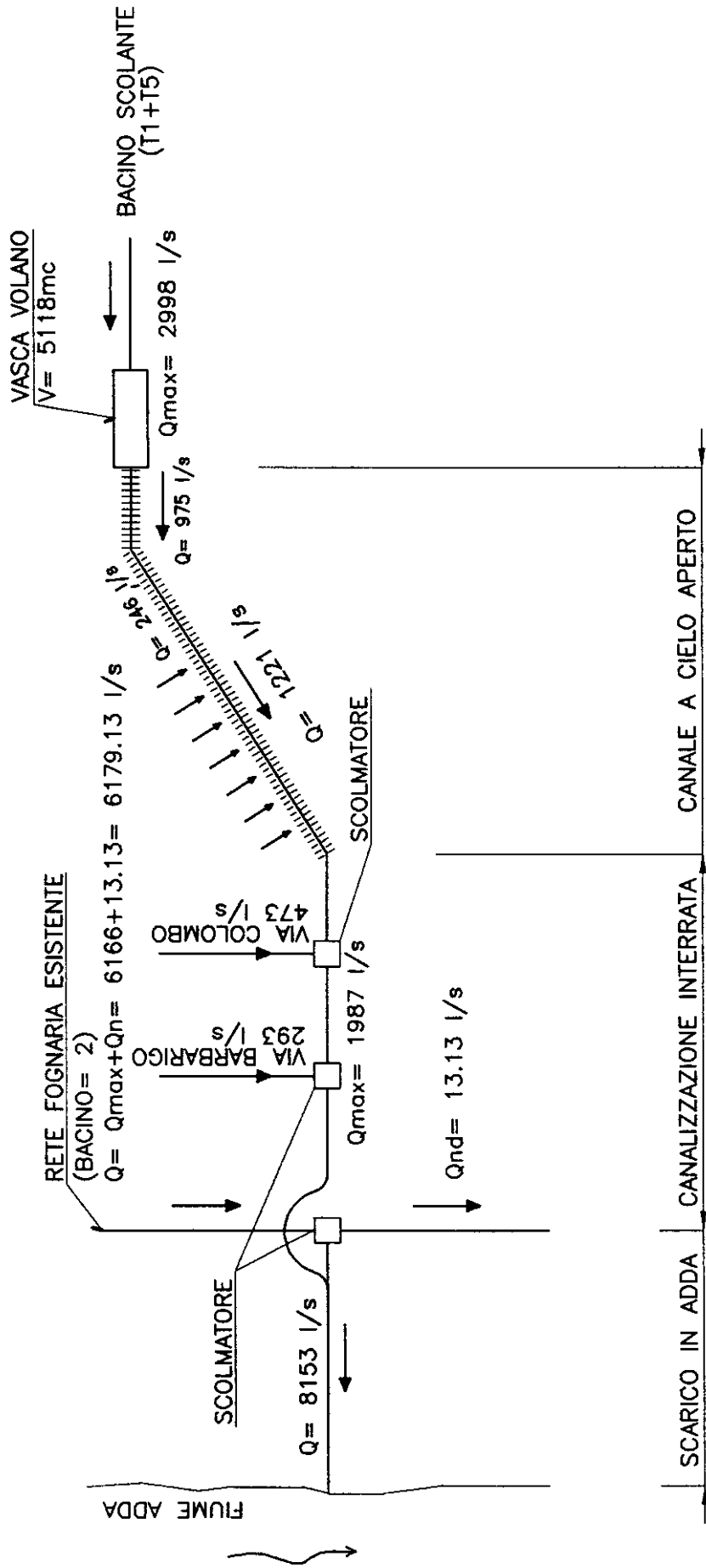


fig. A

5 Calcoli idraulici

5.1 Curva di possibilità climatica

Per la determinazione della curva di possibilità climatica occorre indagare sugli afflussi meteorici conseguenti a piogge di breve durata e forte intensità.

Detta h l'altezza di precipitazione in funzione della durata delle piogge stesse, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità climatica, una relazione assai semplice:

$$h = a \cdot t^n \quad (5.1)$$

dedotta andando a classificare in ordine decrescente le massime precipitazioni verificatesi in passato ed involupando superiormente i dati di pari ordine.

Oggi si preferisce affidarsi ad un'indagine probabilistica che consenta di trovare una relazione di tipo (5.1) collegata ad una assegnata probabilità: in termini pratici si vuole trovare l'altezza di pioggia h , relativa ad una certa durata t , che abbia probabilità piuttosto bassa di essere eguagliata o superata.

Per il calcolo delle portate di piena in una rete di fognatura è conveniente assegnare probabilità inferiori o uguali al 20 per cento o, come si dice, tempi di ritorno superiori o uguali a 20 anni.

La portata di piena viene cioè calcolata in base a piogge che mediamente, in senso probabilistico, sono superate al più una volta ogni 20 anni.

Per quanto riguarda invece il calcolo della portata di piena del corso d'acqua naturale ed il dimensionamento della vasca volano, è stato assunto un tempo di ritorno di 50 anni, come richiesto dal genio civile di Milano durante la conferenza di servizio.

Tale indagine idrologica può essere effettuata per comprensori in cui sia funzionante da alcuni decenni un pluviometro registratore.

E' il caso del comprensorio in oggetto, per il quale sono ragionevolmente adottati i valori di pioggia registrati a Bergamo e pubblicati sugli Annali Idrologici del Servizio Idrografico Italiano.

Nella tabella A sono riportati gli eventi registrati dal 1936 al 1984 relativi a durate di 10, 15, 20, 30 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore.

Riportati tali dati sulla carta probabilistica di Gumbel (esprimente una legge di distribuzione di probabilità normalmente verificata per le piogge intense), si sono ottenute le equazioni delle tabelle B e C qui allegate, relative ai diversi tempi di ritorno.

Nella tabella B sono riportate le curve di possibilità climatica relative a tempi di ritorno da 5 a 100 anni per piogge di durata da 10 minuti ad 1 ora.

Nella tabella C invece sono riportate quelle relative a piogge di durata compresa tra 1 e 24 ore.

tabella A: Stazione Pluviometrica del S.I.I. 1021 BERGAMO - (quota 366 m.s.m.)
 SERIE STORICA DEI MASSIMI ANNUALI DELLE PIOGGE (in mm) DELLA DURATA DI:
 10 min, 15 min, 20 min, 30 min, 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore.

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1936	14.6	19.4	-	-	21.6	31.6	-	46.0	74.6
1937	-	15.0	34.4	49.8	55.0	56.6	-	69.6	87.6
1938	-	-	-	46.0	51.4	54.6	54.8	-	-
1939	12.0	16.0	39.4	-	45.4	52.4	77.8	109	151
1940	19.4	23.0	-	-	39.4	48.0	73.0	97.6	-
1941	13.0	-	-	-	27.8	29.2	30.6	44.0	46.0
1942	-	-	-	21.0	28.0	37.0	42.0	47.0	75.0
1943	-	-	-	17.0	20.0	31.4	36.0	43.6	56.4
1944	-	-	-	29.0	31.0	42.4	58.6	74.2	78.0
1945	-	-	-	15.5	19.0	32.6	43.5	53.6	60.0
1946	-	-	-	17.0	23.0	26.2	40.0	46.2	48.0
1947	-	-	-	21.8	35.8	42.6	43.2	43.2	80.0
1948	-	-	-	25.0	26.0	35.0	55.0	56.0	67.0
1950	-	-	-	37.0	44.6	54.0	54.0	64.4	71.8
1951	-	-	11.8	-	28.0	30.8	48.0	63.0	116
1952	-	-	-	-	38.0	42.2	46.0	57.0	69.0
1953	-	-	-	-	43.6	50.0	57.4	59.0	66.4
1954	-	-	-	16.8	18.0	23.4	24.6	38.6	49.4
1955	9.2	12.2	-	-	39.0	40.6	46.4	54.4	55.0
1956	8.8	-	16.8	11.8	18.2	20.0	24.6	40.6	62.0
1957	-	17.8	22.4	-	36.0	42.6	45.0	45.2	67.4
1958	-	-	-	13.8	22.6	32.0	37.4	43.4	59.0
1959	-	-	-	26.8	60.0	87.8	107	109	109
1960	-	22.2	-	-	41.2	52.4	58.0	86.4	103
1961	-	-	-	34.0	35.2	39.8	39.8	47.0	58.4
1963	-	15.6	-	-	36.8	55.2	55.2	74.2	119
1964	-	-	20.2	-	32.8	36.4	45.6	47.6	70
1965	-	-	-	-	41.4	48.2	51.8	56.2	76.4
1966	13.0	14.8	-	-	35.3	45.0	67.6	73.8	93.2
1967	-	-	19.8	-	24.8	25.8	33.6	46.6	60.8
1968	17.0	-	26.0	50.8	53.0	54.2	61.6	68.2	78.0
1969	-	20.0	-	-	33.4	41.0	41.4	42.6	51.8
1970	-	-	-	29.0	36.0	47.8	68.2	73.8	85.6
1971	-	9.4	14.0	-	21.8	24.0	46.0	56.4	68.6
1972	-	-	-	31.0	35.0	56.6	64.6	66.8	79.6
1973	14.4	15.6	17.6	28.8	38.5	45.8	46.8	76.4	98.4
1974	7.5	8.6	9.8	12.2	15.2	42.0	42.0	42.0	59.2
1975	13.9	18.4	24.3	31.2	33.5	43.6	45.4	54.5	57.4
1976	15.7	21.4	23.6	28.1	28.8	32.7	50.9	65.0	70.4
1977	12.9	16.5	21.1	31.3	34.3	37.6	40.0	57.9	84.5
1978	10.9	11.2	11.6	12.8	20.7	40.7	50.2	50.2	62.6
1979	11.3	13.4	15.6	20.0	25.7	44.5	58.2	90.9	118.8
1980	6.1	6.6	7.1	8.1	11.2	16.8	22.8	32.5	65.0
1981	13.6	17.5	23.4	30.9	34.5	38.4	52.8	76.4	114.4
1982	13.5	13.9	14.3	15.6	18.9	39.8	45.9	63.0	64.8
1983	14.4	17.0	18.7	26.4	27.6	29.4	30.6	31.0	62.0
1984	11.3	13.1	14.8	18.2	29.8	35.6	48.3	54.0	54.6

tabella B

Stazione pluviometrica del S.I.I.

1021 BERGAMO - (quota: 366 m.s.m.)

Parametri A ed N della curva di possibilità climatica e coefficiente di correlazione

R alle durate di 10 min, 15 min, 20 min, 30 min, 1 ora

***** DISTRIBUZIONE DI GUMBEL *****

Tempo di rit.	A	N
2	31,331	0,5214
5	42,487	0,5605
7	46,132	0,5697
10	49,885	0,5779
20	56,988	0,5909
30	61,076	0,5972
50	66,188	0,6040
100	73,086	0,6119

tabella C

Stazione pluviometrica del S.I.I.

1021 BERGAMO - (quota: 366 m.s.m.)

Parametri A ed N della curva di possibilità climatica e coefficiente di correlazione

R alle durate di 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore.

***** DISTRIBUZIONE DI GUMBEL *****

Tempo di rit.	A	N
2	28,045	0,2672
5	38,439	0,2621
10	45,320	0,2600
20	51,919	0,2586
50	60,461	0,2571
100	66,862	0,2563

5.2 Calcolo portate meteoriche

Sulla base dei seguenti dati di progetto:

Bacino T₁+T₅

Superficie (S)	83,7 ha;	Coeff. d'afflusso (ϕ)	0,2;
Tempo di corrivazione (T _{corr})	50 min;		
Tempo di ritorno (T _{rit})	50 anni.		

Bacino 2 tot

Sup. impermeabile (S _{imp})	58,47 ha;	Coeff. d'afflusso (ϕ_{imp})	0,4;
Sup. permeabile (S _{perm})	68,36 ha;	Coeff. d'afflusso (ϕ_{perm})	0,2;
Sup. totale (S _{tot})	126,83 ha;	Coeff. affl. med. pond. (ϕ_{mp})	0,3;
Tempo di corrivazione (T _{corr})	40 min;		
Tempo di ritorno (T _{rit})	20 anni.		

Bacino via Barbarigo (appartiene al bacino 2)

Superficie (S)	5,76 ha;	Coeff. d'afflusso (ϕ)	0,3;
Tempo di corrivazione (T _{corr})	9 min;		
Tempo di ritorno (T _{rit})	20 anni.		

Bacino via Colombo

Superficie (S)	5,89 ha;	Coeff. d'afflusso (ϕ)	0,3;
Tempo di corrivazione (T _{corr})	15 min;		
Tempo di ritorno (T _{rit})	20 anni.		

sono state calcolate le massime portate meteoriche relative al bacino scolante T₁+T₅, competente quindi alla strada campestre T₅ ed al fosso T₁, quelle relative

al bacino competente alle fognature di via Colombo (come già detto, via Barbarigo appartiene al bacino 2) e quelle relative al bacino scolante 2, attualmente gravante sullo scarico 2 nel fiume Adda.

E' stata adottata la stessa metodologia di calcolo per tutti i bacini.

Per il calcolo dell'idrogramma di piena è stato adottato un modello matematico che applica la convoluzione tra lo ietogramma di progetto e l'idrogramma unitario istantaneo. Lo ietogramma di progetto (o pioggia di progetto) è stato depurato utilizzando il metodo percentuale. La percentuale di riduzione della pioggia coincide col valore del coefficiente di afflusso stimato per il bacino specifico.

Sono stati utilizzati due modelli che hanno consentito di calcolare, per ciascun bacino, due valori della massima portata meteorica: il modello "Chicago-Nash" (modello 1) ed il modello "Pioggia costante-Corrivazione" (modello 2).

Nel primo, lo ietogramma di progetto è stato costruito sulla base della curva di possibilità climatica relativa al tempo di ritorno e alle durate di pioggia adatti al caso specifico. Secondo il modello "Chicago", per ogni durata, la precipitazione dello ietogramma di progetto è congruente con quella definita dalla curva di possibilità climatica; successivamente lo ietogramma è stato ragguagliato all'area di ciascun bacino con il metodo Wallingford.

L'idrogramma unitario istantaneo è stato costruito secondo il modello di "Nash" che simula il comportamento del bacino mediante n serbatoi posti in serie. Tale modello è di tipo "lineare" ed ipotizza che il volume invasato nel bacino, sia legato alla portata uscente dal bacino stesso attraverso una relazione lineare.

Le tabelle 1, 2 e 3, riportano i risultati ottenuti dai calcoli delle portate di piena ed i corrispondenti valori del coefficiente udometrico, calcolati col primo modello.

Tab.1 : Idrogrammi di piena bacino T₁+T₅ (Bacino rurale)
 Modello 1: Chicago - Nash, T = 50 anni

dur.pioggia (min)	Q _{max} (l/s)	u (l/s ha)
50	2624,7	31,36
150	2928,0	34,98
180	2930,8	35,01
210	2931,7	35,02
240	2932,1	35,03
<u>270</u>	<u>2932,2</u>	<u>35,03</u>
300	2932,2	35,03

Dalla tabella precedente risulta che la massima portata meteorica relativa al bacino T₁+T₅ e calcolata col modello 1, è pari in cifra tonda a 2932 l/s e corrisponde alla durata di pioggia di 270 minuti.

Tab.2 : Idrogrammi di piena bacino 2 (Bacino urbano)
 Modello 1: Chicago - Nash, T = 20 anni

dur.pioggia (min)	Q _{max} (l/s)	u (l/s ha)
40	5601,5	44,16
160	6238,9	49,19
180	6240,0	49,19
200	6240,4	49,20
220	6240,6	49,20
<u>240</u>	<u>6240,7</u>	<u>49,20</u>
260	6240,7	49,20

Da questa seconda tabella risulta che la massima portata meteorica relativa al bacino 2 e calcolata ancora col modello 1, è pari in cifra tonda a 6241 l/s e corrisponde alla durata di pioggia di 240 minuti.

Tab.3 : Idrogrammi di piena bacino via Colombo
Modello 1: Chicago - Nash, T = 20 anni

dur.pioggia (min)	Q_{max} (l/s)	u (l/s ha)
15	412,5	70,03
20	435,7	73,97
30	451,8	76,71
40	457,7	77,70
50	459,6	78,03
<u>60</u>	<u>460,2</u>	<u>78,13</u>

Dalla tabella 3 risulta che la massima portata meteorica relativa al bacino scolante nella fognatura di via Colombo, calcolata col modello 1, è pari in cifra tonda a 460 l/s e corrisponde alla durata di pioggia di 60 minuti.

Nel secondo modello matematico, lo ietogramma di progetto è stato costruito adottando la curva di possibilità climatica relativa al tempo di ritorno di 50/20 anni (secondo il caso specifico) e durate di pioggia inferiori ad 1 ora. Con tale metodo infatti la portata al colmo si verifica per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino in esame che è appunto inferiore ad 1 ora per tutti i bacini considerati. E' stato adottato uno ietogramma costante, cioè una pioggia la cui intensità è costante per tutta la durata e pari all'intensità che si deduce dalla curva di possibilità climatica in corrispondenza del tempo di corrivazione. Anche in questo caso lo ietogramma di progetto è stato

ragguagliato all'area del bacino. L'idrogramma unitario istantaneo è stato costruito seguendo il modello della corrivazione, modello di tipo lineare che simula il comportamento del bacino mediante un canale in cui l'onda di piena si propaga, senza deformarsi, lungo tutto il bacino fino alla sezione di chiusura.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli effettuati.

Tab.4 : Idrogrammi di piena modello 2
Pioggia costante - Corrivazione

Bacino	dur.pioggia (min)	Q_{max} (l/s)	u (l/s ha)
T ₁ +T ₅	50	2998,3	35,82
2	41	6460,4	50,93
via Colombo	15	471,8	80,10

Confrontando i risultati ottenuti applicando il modello 1 ed il modello 2, la portata critica per ogni bacino che verrà di seguito considerata è pari a: 2998 l/s per il bacino T₁+T₅, 6460 l/s per il bacino 2 e 472 l/s per il bacino competente alla fognatura di via Colombo.

Per quanto riguarda il bacino scolante relativo alla fognatura di via Barbarigo, essendo questo un sottobacino del bacino 2, la massima portata meteorica è stata calcolata sulla base del valore $50,93 \frac{l}{s \cdot ha}$ del coefficiente udometrico, ricavato dai calcoli precedenti per il bacino 2. Il bacino scolante relativo alla fognatura di tale via, è di 5,76 ha; la massima portata meteorica scolata da questo bacino è quindi pari a:

$$5,76 \cdot 50,93 = 293,36 \text{ l/s} \quad (5.2)$$

Le successive tabelle 5, 6 e 7 e figure 1, 2 e 3 rappresentano gli idrogrammi critici per i bacini esaminati.

5.3 Calcolo delle portate nere

Il consumo medio annuo, negli anni 1993, 1994 e 1995, dell'acqua potabile distribuita alle utenze, secondo quanto rilevato dall'ufficio comunale tributi, ammonta a 575.979 m³/anno. Tale consumo è comprensivo dei consumi delle utenze industriali; da un'analisi dettagliata di questi ultimi risulta che i maggiori consumatori sono risultati, sempre nel medesimo triennio '93, '94, '95, la Fillattice S.p.A. e la Siti Targhe, che rispettivamente hanno consumato mediamente nel triennio circa 21.000 m³/anno e 5.400 m³/anno.

Poichè complessivamente questi volumi rappresentano il 4% del volume totale annuo, non si è ritenuto opportuno scorporarli dai consumi civili per la loro limitata incidenza.

Pertanto risulta che la dotazione idrica ammonta a:

$$\frac{575000 \cdot 1000}{7000 \cdot 365} \cong 225 \frac{1}{\text{ab. giorno}} \quad (5.3)$$

Poichè il volume consumato dalle utenze non è comprensivo delle perdite di rete che normalmente ammontano al 20÷30 %, si adotta come dotazione idrica reale di tutti i consumi civili ed industriali, il volume sopra calcolato incrementato del 25% come riportato di seguito:

$$225 \cdot 1,25 = 337 \frac{1}{\text{ab. giorno}} \quad (5.4)$$

Poichè inoltre è realmente attendibile che in futuro i consumi pro-capite possano aumentare in conseguenza della crescita del tenore medio di vita e dei servizi, si assume una dotazione idrica di progetto pari a $350 \frac{l}{ab \cdot giorno}$.

Pertanto la portata media annua delle acque nere, assumendo un coefficiente di afflusso pari a 0,8, risulta

$$Q_{mm} = \frac{7000 \cdot 350 \cdot 0,8}{86400} = 22,7 \text{ l/s} \quad (5.5)$$

La portata che dovrà essere avviata alla depurazione secondo quanto stabilito dalla legge regionale 62 del 1985 sarà pari a:

$$Q_{nd} = \frac{7000 \cdot 750}{86400} = 48,6 \text{ l/s} \quad (5.6)$$

Questa portata verrà consegnata al collettore consortile, già previsto dal consorzio competente, tramite gli attuali cinque scarichi esistenti.

Per quanto riguarda i bacini in questione, il calcolo delle portate nere non è stato effettuato per il bacino T₁+T₅ in quanto esso non comprende aree urbanizzate.

Sulla base delle superfici urbanizzate, competenti ai bacini scolanti di ogni scarico in Adda, è stato attribuito il numero degli abitanti che gravano in ciascun bacino.

La tabella seguente riassume i valori delle portate nere relative ai bacini in esame.

Tab.8 : Portate nere

Bacino	Abitanti stimati	Q _{nm} (l/s)	Q _{nd} (l/s)
2	1890	6,13	13,13
via Colombo	150	0,49	1,30
via Barbarigo	50	0,16	0,43

5.4 Dimensionamento vasca volano

Nel presente capitolo si riprende quanto riportato nel progetto preliminare a riguardo del dimensionamento della vasca volano. Si ricorda che questo manufatto non verrà realizzato nel presente progetto ma in un lotto successivo.

La vasca è stata dimensionata calcolando gli idrogrammi di piena critici per la vasca stessa e laminando questi imponendo una portata uscente dalla vasca costante; portata questa che, unitamente a quelle meteoriche provenienti dalle fognature delle vie Colombo e Barbarigo ed a quelle scolate dal bacino 2, verrà immessa nel fiume Adda dallo scarico 2.

Gli idrogrammi di piena sono stati calcolati seguendo il modello 1 già illustrato nel paragrafo 5.3.

Il valore della portata uscente dalla vasca volano, è stato fissato considerando che la massima portata che può essere scaricata nel fiume Adda deve rispettare il limite di $20 \frac{l}{s \cdot ha}$ stabilito dal piano regionale di risanamento delle acque.

Considerando che la superficie scolante complessiva, insistente sulla sezione finale del tratto ϕ 120 cm in progetto, è pari a 99,35 ha, la massima portata scaricabile è:

$$20 \cdot 99,35 = 1987 \text{ l/s} \quad (5.7)$$

La portata uscente dalla vasca, quindi la portata scaricata dal bacino T1+T5, è stata calcolata come differenza tra la massima portata scaricabile (1987 l/s) e le portate meteoriche relative ai sottobacini scolanti posti a valle della vasca volano.

Tali portate risultano essere:

- sottobacino canale trapezio	246,00 l/s
- via Colombo	471,80 l/s
- via Barbarigo	<u>293,36 l/s</u>
Totale	1011,16 l/s

Dalla vasca volano dovrà quindi uscire una portata massima pari in cifra tonda a 975 l/s.

E' stato calcolato, per diverse durate di pioggia, il volume di invaso della vasca, applicando iterativamente l'equazione di continuità:

$$V(t) = Q_e(t) - Q_u(t) \quad (5.8)$$

dove:

$V(t)$ = volume della vasca;

$Q_e(t)$ = idrogramma di piena entrante;

$Q_u(t)$ = idrogramma uscente.

I risultati ottenuti dalle calcolazioni svolte, sono riassunti nella tabella seguente:

Tab.9 : Volumi vasca volano

dur.pioggia (min)	volume vasca (m³)
300	5034
360	5097
<u>420</u>	<u>5118</u>
480	5107
540	5071

Dalla tabella si deduce che il volume di invaso da assegnare alla vasca volano dovrà essere pari a 5118 m³. Tale valore si ottiene in corrispondenza della durata di pioggia pari a 420 minuti.

Nel calcolo della vasca volano, che sarà a cielo aperto in terra naturale, non è stato considerato il volume di acqua che può essere eliminato per disperdimento nel sottosuolo in quanto è stato ritenuto trascurabile. Infatti, da un'indagine geologica è stato evidenziato che l'area in cui verrà realizzata la vasca, appartiene geologicamente ad una formazione fluvioglaciale che risale alla glaciazione Mindel; il sottosuolo è quindi costituito da ghiaie con sabbia e argilla. La permeabilità è pari a 10^{-8} - 10^{-9} m/s nella parte superficiale alterata, e pari a 10^{-4} - 10^{-5} m/s nella parte ghiaiosa inferiore. Lo strato superficiale alterato si verifica fino a profondità di tre-cinque metri in alcuni punti fino a raggiungere, e talvolta superare, i dieci metri di spessore.

Considerando che la profondità della vasca volano rientra nello strato alterato superficiale, è stata calcolata la portata che è possibile disperdere nel sottosuolo, all'interno della vasca stessa, adottando un valore della permeabilità del sottosuolo pari a 10^{-8} m/s ed una superficie filtrante pari a circa 3000 m².

Tale portata è risultata pari a:

$$3000 \cdot 10^{-8} = 0,00003 \text{ m}^3/\text{s} = 0,03 \text{ l/s} \quad (5.9)$$

5.5 Dimensionamento canale trapezio

L'emissario dalla vasca volano sarà costituito da un canale trapezio, a cielo aperto. Tale canale sarà scavato in terra; le scarpate, con pendenza 1:1, verranno stabilizzate effettuando un inerbimento, mentre il fondo alveo sarà rivestito con ciottoli di fiume.

La portata di progetto è la somma della portata in uscita dalla vasca volano (975 l/s) e della massima portata meteorica, relativa al bacino scolante gravante sul canale stesso.

La portata del bacino gravante direttamente sul canale è stata calcolata per un tempo di ritorno di 20 anni applicando la convoluzione tra lo ietogramma di tipo Chicago e l'idrogramma istantaneo unitario di Nash (come illustrato nel paragrafo 5.2); la superficie dell'area scolante in oggetto è pari a 4 ha ed il tempo di corrivazione è pari a 10 minuti. Dai calcoli è risultato che il valore di tale portata è pari a 246 l/s.

La portata di progetto è quindi pari a 1221 l/s.

Per il dimensionamento del canale, ipotizzando che in esso si verifichi la condizione di moto uniforme, è stata utilizzata la formula di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R(h) \cdot i} \quad (5.10)$$

dove il coefficiente di resistenza χ è stato calcolato con la formula di Stickler:

$$\chi = k \cdot R(h)^{\frac{1}{6}} \quad (5.11)$$

Nelle formule precedenti i simboli hanno i significati seguenti:

Q è la portata di progetto (m^3/s);

A è l'area bagnata (m^2);

$R = \frac{A}{P}$ è il raggio idraulico (m);

P è il perimetro bagnato (m);

i è la pendenza del condotto;

χ è il coefficiente di resistenza;

k è un coefficiente di scabrezza assunto pari a 35*.

(*Manuale dell'ingegnere G. Colombo - 82^a ed. - Pag.35 - Tab.17)

L'altezza del canale in questione è mediamente pari a 1,2 m e pendenza costante pari allo 0,26 %.

Si prevede che la base inferiore della sezione del canale sarà pari a 0,6 m.

Dai calcoli risulta che per la portata di progetto, l'altezza d'acqua in moto uniforme sarà pari a 0,85 m.

La sezione del canale risulta evidentemente sovradimensionata rispetto al valore della portata di progetto; le dimensioni sono però tali da garantire il convogliamento della portata di progetto anche nelle condizioni future in cui si verificherà, certamente, la diminuzione della sezione di passaggio dell'acqua. Infatti, la tipologia del rivestimento dell'alveo ed il basso valore della pendenza creano le condizioni ideali al verificarsi del fenomeno di deposito di materiale solido. E' da considerare anche che col tempo si verificherà la crescita di vegetazione lungo le scarpate del canale; tale fenomeno ostacolerà ulteriormente il deflusso della corrente liquida.

5.6 Dimensionamento condotti

A valle del canale a cielo aperto verrà realizzato il condotto di scarico lungo via Grignano.

Per il dimensionamento è stata utilizzata la formula di Chezy seguendo lo stesso procedimento illustrato per il canale trapezio. Il valore del coefficiente di scabrezza k è stato assunto pari a 70, valore adeguato per le tubazioni in calcestruzzo. La portata di progetto è pari a quella già calcolata per il dimensionamento del canale trapezio, fino all'incrocio con via Colombo, da tale incrocio allo scolmatore finale, la portata di progetto è la somma della portata convogliata dal canale trapezio con le portate miste scaricate dalle fognature di via Colombo e via Barbarigo, per un totale di 1987 l/s.

Considerando un valore della pendenza pari all'1 %, è risultato che la tubazione, lungo via Grignano, dovrà avere un diametro pari a 100 cm, nel tratto compreso tra il canale trapezio a via Colombo, e pari a 120 cm, da via Colombo all'incrocio con la fognatura ϕ 120 cm esistente. Tale tubazione è in grado di convogliare, a pieno riempimento, una portata pari a 2181,8 l/s, nel tratto ϕ 100 cm, e una portata di 3547,8 l/s, nel tratto ϕ 120 cm.

5.7 Verifica condotto esistente

Il condotto ϕ 120 cm in calcestruzzo confluisce a valle in uno scolmatore in cui vengono recapitate le acque meteoriche eccedenti le nere diluite di competenza del bacino 2. L'emissario delle acque di scarico nella valle dell'Adda è costituito da una condotta esistente avente sezione pari a 100 cm e pendenza del 10%.

Applicando la formula di Chezy vista in precedenza ed assumendo $K=70$ per condotti in calcestruzzo, risulta che la portata massima convogliabile dal condotto esistente è pari a $Q = 8727$ l/s.

La portata che deve essere scaricata in Adda dallo scarico 2, somma della portata della fognatura in progetto lungo via Grignano e di quella della fognatura comunale che serve il bacino 2, è pari a 8153 l/s. Considerando un grado di riempimento della sezione pari al 70%, il condotto esistente è insufficiente per convogliare tale portata.

Si prevede quindi di sostituire tale condotto esistente con una tubazione in Pead. Per il dimensionamento di questa nuova tubazione, è stata utilizzata la formula di Blasius che ha la seguente espressione:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J}{0,316 \cdot Re^{-0,25}}} \quad (5.12)$$

dove:

D_i è il diametro interno della tubazione;

J è la cadente piezometrica ;

$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} = \frac{v \cdot D}{\nu}$ è il numero di Reynolds;

ν è la viscosità cinematica del liquido ($0,01 \cdot 10^{-4}$ m²/s);

v è la velocità media della corrente $\left(\frac{m}{s}\right)$;

g è l'accelerazione di gravità ed è pari a 9,81 (m/s²).

I calcoli sono stati eseguiti fissando il valore della pendenza (J) pari al 10%. La portata di progetto è, come già visto, pari a 8153 l/s. Considerando che la corrente dovrà essere convogliata con un grado di riempimento, della sezione, massimo del 70%, è risultato che il condotto in progetto dovrà avere un diametro

interno pari a 0,85 m. Si prevede quindi di adottare una tubazione ϕ 1200 mm a cui corrisponde un diametro interno di circa 900 mm (0,90 m).

5.8 Dimensionamento canale in Adda

L'immissione delle acque nel fiume Adda avverrà attraverso un canale a cielo aperto in calcestruzzo.

La portata di progetto, come per la tubazione precedente, è pari in cifra tonda a 8153 l/s; essa è la somma della portata convogliata dalla tubazione in c.a. (in arrivo dalla vasca volano) e della massima portata meteorica corrispondente al bacino 2.

Il dimensionamento del canale è stato effettuato seguendo lo stesso procedimento svolto per il dimensionamento del canale trapezio ed illustrato in dettaglio nel paragrafo 5.5. Il canale avrà pendenza pari al 10 % interrotta da salti di 1 metro ciascuno, posti a circa 6÷8 metri l'uno dall'altro.

Il canale avrà sezione trapezia con base inferiore pari a 0,8 m, base superiore pari a 1,4 m ed altezza di 1,5 metri. La portata di progetto transiterà con un'altezza pari a 1,29 m con un franco di 0,21 m, avendo assunto un coefficiente di scabrezza pari a 35.

5.9 Condotta subverticale

Per le condotte subverticali si prevede l'utilizzo di tubazioni in Pead ϕ_{int} 1000 mm corrugate esternamente. Al termine dei due tratti costituenti il percorso subverticale è prevista la realizzazione di due camere per la dissipazione dell'energia. Per garantire la presenza d'aria in queste condotte, elemento

indispensabile per evitare pressioni assolute nulle, queste camerette saranno dotate di appositi sfiati. Adottando la formula Blasius per il calcolo delle perdite risulta $J=78,81$ m/Km. Nel tratto 11-13 la perdita di carico complessiva sarà:

$$\Delta H_1 = \frac{15,67 \cdot 18,71}{1000} = 1,23 \text{ m} \quad (5.13)$$

mentre nel tratto 14-15:

$$\Delta H_2 = \frac{8,69 \cdot 78,81}{1000} = 0,68 \text{ m} \quad (5.14)$$

La differenza tra i dislivelli altimetrici e le perdite di carico dovranno essere dissipate nelle apposite camerette.

La velocità media della corrente in questa tubazione sarà pari a:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{8,153 \cdot 4}{\pi \cdot D^2} = 10,38 \text{ m/s} \quad (5.15)$$

6 Spesa prevista

Come risulta dall'allegato computo metrico e preventivo della spesa, i costi per realizzare le opere in progetto, ammontano a:

A) Canale tratto 1-11	Lire 130.000.000
B) Condotto verticale tratto 12-15	Lire 85.000.000
C) Condotto tratto 16-23 via Grignano	Lire 460.000.000
D) Canale tratto 23-26	Lire 64.000.000
E) Opere di riqualificazione boschiva	<u>Lire 46.000.000</u>

LAVORI A BASE D'APPALTO **Lire 785.000.000**

SOMME A DISPOSIZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE:

- I.V.A. (10%)	Lire 78.500.000	
- Oneri per spostamento servizi esistenti	Lire 18.500.000	
- Acquisizione aree private	Lire 90.000.000	
- Spese tecniche: Progetto, D.L., IVA e 2%	Lire 78.000.000	
	<hr/>	
TOTALE	Lire 265.000.000	<u>Lire 265.000.000</u>

IMPORTO COMPLESSIVO DEL PROGETTO **Lire 1.050.000.000**

Costituiscono il presente progetto esecutivo la relazione tecnica, il computo metrico e preventivo della spesa, il capitolato speciale d'appalto ed elenco prezzi ed i disegni.

Bergamo, Ottobre 1998

IL PROGETTISTA
Dr. ~~Ing.~~ Sergio Taccolini