

Comune di Soliera



Provincia di Modena

**PROGETTO PRELIMINARE DEGLI INTERVENTI DI
RIEQUILIBRIO IDRAULICO RETE FOGNARIA PRINCIPALE
DELLA ZONA OVEST DEL CAPOLUOGO E RELATIVO RETICOLO
IDROGRAFICO SUPERFICIALE DI RECAPITO (SCOLO GAMBISA)
IN RELAZIONE ALLO STATO DI FATTO E ALLE PREVISTE
ESPANSIONI URBANISTICHE**

**-E2-
Relazione tecnica**

SINERGIA S.R.L.
-Servizi all'ingegneria-

**Ing. Andrea Artusi
Ing. Yos Zorzi**

Modena, Aprile 2011

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	4
3. DEFINIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE	5
4. VERIFICA IDRAULICA DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE ALLO STATO DI FATTO ED A SEGUITO DELLA REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	7
4.1. Elementi di idrologia	7
4.1.1 Piogge intense	7
4.1.2 Caratteristiche del bacino	10
4.2. Verifica idraulica e dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche	12
4.2.1 Dimensionamento preliminare	12
4.2.2 Verifica tramite modello	12
4.2.3 Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica	14
• <i>Descrizione del fenomeno della laminazione</i>	14
• <i>Calcolo del volume minimo dell'invaso</i>	16
4.2.4 Dimensionamento degli organi di invaso e svasso della vasca	19
4.3. Scenari considerati e risultati ottenuti	21
<i>Scenario 1: Verifica della rete allo stato di fatto</i>	22
<i>Scenario 2: Verifica della rete allo stato di progetto</i>	25
5. MATERIALI IMPIEGATI E MODALITA' DI POSA IN OPERA	36
6. QUADRO GENERALE DELLA RETE DI DRENAGGIO OGGETTO DI INTERVENTO	42

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica espone i criteri seguiti per la stesura del progetto preliminare degli interventi di riequilibrio idraulico sul reticolo idrografico superficiale e fognario della porzione Ovest di bacino urbano dell'agglomerato "Capoluogo" del Comune di Soliera (MO).

La metodologia di lavoro applicata, a partire dalle prime indagini e valutazioni condotte nell'ambito dello Studio di Fattibilità redatto dagli scriventi e proseguendo per lo sviluppo preliminare della progettazione, si è composta delle seguenti fasi:

- definizione dei macro-obiettivi da raggiungere con la realizzazione dell'intervento: potenziamento della capacità idraulica della dorsale principale della rete fognaria di bacino nel tratto compreso tra Via 1° Maggio in corrispondenza della lottizzazione "C1" – incrocio con Via F.lli Bandiera – fino allo sbocco in Via Gambisa all'omonimo cavo scoperto con risagomatura dello stesso fino all'intersezione con il Canale di Soliera; realizzazione di un nuovo manufatto di sifonamento sul Canale di Soliera con tubazione a perfetta tenuta idraulica di idonea dimensione nei confronti dello Scolo Gambisa risagomato; realizzazione di un vaso di laminazione delle portate di piena scaricate nello Scolo Gambisa utile a ridurre i colmi di portata lungo il percorso fino a Limidi a causa delle ridotte sezioni idrauliche dello stesso e del recettore – Cavo Arginetto - ;
- perimetrazione e studio dei bacini fognari afferenti alla rete indagata, che si traduce nello studio idrologico per la determinazione delle portate di piena che interessano il sistema di drenaggio in esame;
- studio delle caratteristiche geometriche e altimetriche della rete fognaria esistente e del sistema scolante di recapito;
- verifica idraulica dei collettori in progetto e dei manufatti idraulici speciali (sifoni, scolmatori) che si renderà necessario realizzare, impiegando metodologie consolidate in materia.

In fase di progettazione preliminare dell'intervento è stato effettuato un rilievo plano-altimetrico puntuale di alcuni nodi idraulici particolarmente significativi ad integrazione e verifica dei dati sulla rete fognaria esistente forniti da Aimag s.p.a..

2. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

La rete fognaria a servizio della zona Ovest del Capoluogo è per lo più di natura mista; è sottesa da un manufatto scolmatore ubicato in Via Gambisa, dimensionato in modo da derivare verso la rete dedicata alle acque nere e alla depurazione le portate reflue di tempo secco - diluite in tempo di pioggia secondo i parametri autorizzati - e scaricare le portate di piena di origine meteorica al reticolo idrografico superficiale di recapito costituito dallo Scolo Gambisa.

La dorsale principale percorre Via 1° Maggio per tutto il suo sviluppo, raccogliendo gli scarichi delle reti separate realizzate più recentemente nella zona artigianale (porzione Sud di bacino) e delle sottoreti di natura mista a servizio delle vie laterali alla 1° Maggio.

Il collettore principale presenta sezioni in CLS di dimensione crescente, dal DN 600 immediatamente a valle della zona artigianale al DN 800-1000 proseguendo verso Nord fino all'altezza della nuova lottizzazione "C1" (Via 1° Maggio – Via Corte).

Superato l'incrocio con Via Corte – Via Grandi e ricevuti i relativi apporti laterali, il collettore prosegue lungo Via Gambisa con sezione DN 1000, che all'altezza dell'ultima laterale (Via Morante) diviene DN 1200.

In corrispondenza di tale singolarità si ha il manufatto scolmatore sopraccitato e il recapito delle acque di pioggia in esubero verso valle allo Scolo Gambisa a cielo aperto.

La dorsale fognaria descritta presenta uno sviluppo di oltre 2100 m sotto la pendenza media di posa dell'1,6 per mille.

Lo scolo a cielo aperto fino all'intersezione con il Canale di Soliera presenta sezione in terra e forma trapezoidale, di dimensioni $B=3$ m; $b = 1$ m e $H=1,15$ m circa. A valle la sezione aumenta leggermente: $B=4$ m; $b = 1$ m e $H=1,15$ m.

Allo stato di fatto oltre quasi 100 ha di territorio in buona parte urbanizzato gravano in termini di corrivazione delle portate di origine meteorica su tale dorsale (la sezione di chiusura considerata è all'altezza del Canale di Soliera).

Come premesso, il grado di antropizzazione e conseguente impermeabilizzazione delle aree drenate è enormemente cresciuto nell'ultimo cinquantennio e la concausa di eventi pluviometrici sempre più rari ed intensi, unitamente al fatto che le dimensioni dei collettori adibiti allo smaltimento delle portate di origine meteorica sono rimaste invariate, crea un carico idraulico particolarmente elevato lungo tutto lo sviluppo di Via 1° Maggio prima e Via Gambisa poi, con forte rischio di allagamenti superficiali attesi anche in occasione di eventi pluviometrici di intensità non eccezionale.

Ad esempio, una sollecitazione pluviometrica sintetica di frequenza decennale determina fenomeni di sovraccarico della rete ed esondazione ai pozzetti diffusi lungo tutto lo sviluppo della rete, a partire dai tratti apicali in corrispondenza della zona artigianale, aggravandosi procedendo verso valle, in particolare in corrispondenza delle aree oggetto di interesse che hanno come baricentro il nodo di incrocio tra Via 1° Maggio/Via Gambisa e Via Corte/Via Grandi e dove si prevede di scaricare le portate di acque bianche generate dai due nuovi comparti "C1" e "C2".

Tutti i risultati delle verifiche condotte sono riportati al Cap. 4 e nei Report numerici allegati (elaborato E2a).

Planimetria di dettaglio e distinta dei profili altimetrici longitudinali di tutte le aste principali costituenti la rete oggetto di studio sono consultabili in TAV 1 e TAV 2 di progetto.

3. DEFINIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE

La criticità idraulica dell'area verrà risolta mediante un duplice approccio:

- potenziamento della capacità idraulica della dorsale principale della rete fognaria di bacino nel tratto compreso tra Via 1° Maggio in corrispondenza della lottizzazione "C1" – incrocio con Via F.lli Bandiera – fino allo sbocco in Via Gambisa all'omonimo cavo scoperto con risagomatura dello stesso fino all'intersezione con il Canale di Soliera.
- realizzazione di un vaso di laminazione delle portate di piena scaricate nello Scolo Gambisa utile a ridurre i colmi di portata lungo il percorso fino a Limidi.

Le portate di piena generate dal bacino di monte di frequenza decennale sono dell'ordine dei 4,5 mc/s (coefficiente idrometrico medio del bacino urbano pari a 45-50 l/(s ha) – cfr. verifiche in moto vario stato di fatto e stato di progetto riportate nel seguito), mentre la rete fognaria allo stato di fatto nelle sezioni in chiusura bacino (DN 1000 e DN 1200) è in grado di smaltire circa poco più di 1 mc/s con funzionamento a pelo libero e poco meno di 2 mc/s se in leggera pressione in un contesto di sovraccarichi diffusi nella rete e presenza di fenomeni di esondazione superficiale.

L'inadeguatezza della rete esistente a smaltire con buona officiosità idraulica le portate di corrivazione del bacino allo stato di fatto diviene ancor più grave considerando i futuri apporti generati dalle due lottizzazioni "C1" e "C2" previste lungo Via 1° Maggio e Via Gambisa.

La proposta progettuale prevede dunque:

- l'affiancamento alla dorsale fognaria esistente, a partire dal nodo idraulico all'altezza dell'incrocio con Via F.lli Bandiera, di una condotta scatolare di dimensioni 2,50 x 1,25 m, avente capacità di smaltimento circa quadrupla quasi a parità di ingombro verticale di un collettore circolare DN 1000: detto scatolare si troverà a smaltire la piena generata dal bacino di monte del collettore esistente che sarà deviata mediante manufatto scolmatore dimensionato per derivare la sola portata di tempo secco alla fognatura mista di valle; oltre a tale funzione assolverà quella di recapito diretto degli scarichi di acque meteoriche generati dalle lottizzazioni "C1" e "C2".

Il potenziamento della capacità idraulica della dorsale principale di drenaggio sarà completato dalla risagomatura e adeguamento della sezione idraulica del primo tratto di Scolo Gambisa a cielo aperto, compreso tra la fine della tombinatura del CLS DN 1200 ai confini dell'agglomerato urbano ed il sottopasso del Canale di Soliera, per uno sviluppo circa 165 m. In questa fase si prevede di mantenere inalterata la livelletta esistente ($i = 0,0014$) allargando la sezione a $B = 6$ m; $b = 3$ m; $H = 1,15$ m. La risagomatura della sezione dello scolo è necessaria fino al nodo di regolazione della portata a valle e collegamento alla vasca di laminazione. Lungo la tratta in esame è previsto inoltre l'adeguamento del carraio esistente mediante demolizione e ricostruzione del ponticello con sezione idraulica adeguata (3,00 x 1,25 m) e il sifonamento del Canale di Soliera con idoneo manufatto a perfetta tenuta idraulica (tubazione in PRFV DN 1400).

- la realizzazione di una vasca di laminazione delle portate di piena scaricate nello Scolo Gambisa, necessaria in virtù della richiesta di contenimento degli apporti idrometrici delle aree afferenti allo scolo a causa delle ridotte sezioni idrauliche dello stesso e del recettore – Cavo Arginetto - formulata dai tecnici del Consorzio di Bonifica.

Nell'ambito della presente proposta non ci si è limitati a garantire il non aggravio delle condizioni ante-operam (circa 2 mc/s calcolati a valle dell'ultima tombinatura della rete fognaria), bensì a imporre una corrivazione massima lungo lo Scolo Gambisa a valle della

laminazione pari a 0,850-0,900 mc/s con riferimento ad eventi pluviometrici critici con frequenza decennale (eventi brevi ed intensi) e cinquantennale (eventi di pioggia prolungati). Si è optato per l'adozione di una vasca di espansione a cielo aperto, di volume utile complessivo pari a circa 30'750 mc e superficie corrispondente interna (al netto delle sponde) di 4,1 ha, da realizzare in area verde sagomata in leggera depressione, realizzabile per stralci successivi e sufficiente, a regime, a contenere eventi pluviometrici con frequenza almeno cinquantennale, limitando i colmi di portata a valle da circa 4,5 a 0,85 mc/s.

Nella presente fase di progettazione preliminare è stata definita una **suddivisione in lotti funzionali dell'opera complessiva** in modo da consentire fasi transitorie di realizzazione e funzionamento parziale del sistema, quale:

(Lotto 1) la posa dei manufatti scatolari in fregio alla lottizzazione "C1" fino all'incrocio con Via Corte, con scarico delle portate di origine meteorica generate dalle aree via via urbanizzate dalla nuova linea scatolare nella dorsale esistente DN 1000, in condizioni di invarianza idraulica sfruttando la capacità di invaso dei manufatti posati (capacità del volume in linea di sviluppo pari a 250 m sufficiente a contenere le acque di corrivazione superficiale di circa 3,5 ha di nuova superficie urbanizzata). A causa dei modesti spessori di ricoprimenti delle nuove sezioni, specialmente in corrispondenza dell'attraversamento di Via Corte, è stata prevista una tratta di sviluppo pari a circa 30 m tra monte e valle dell'attraversamento con sezione scatolare ribassata $B = 300 \text{ cm} \times H = 100 \text{ cm}$, avente le medesime caratteristiche di perfetta tenuta idraulica e resistenza ai carichi stradali di Ia categoria possedute dalla sezione $250 \times 125 \text{ cm}$.

(Lotto 2) la posa dei manufatti scatolari in fregio alla lottizzazione "C2" dall'incrocio con Via Corte fino al recapito nello scolo a cielo aperto, con scarico delle portate di origine meteorica generate dalle aree via via urbanizzate nei comparti C1 e C2 dalla nuova linea scatolare nel canale aperto, in condizioni di invarianza idraulica sfruttando la capacità di invaso dei manufatti posati (capacità del volume in linea di sviluppo pari a 750 m sufficiente a contenere le acque di corrivazione superficiale di circa 11 ha di nuova superficie urbanizzata complessiva).

(Lotto 3) l'adeguamento delle sezioni idrauliche dello Scolo Gambisa fino a valle dell'intersezione del Canale di Soliera con sifonamento dello stesso e la realizzazione della vasca di laminazione fuori linea in destra idraulica dello scolo.

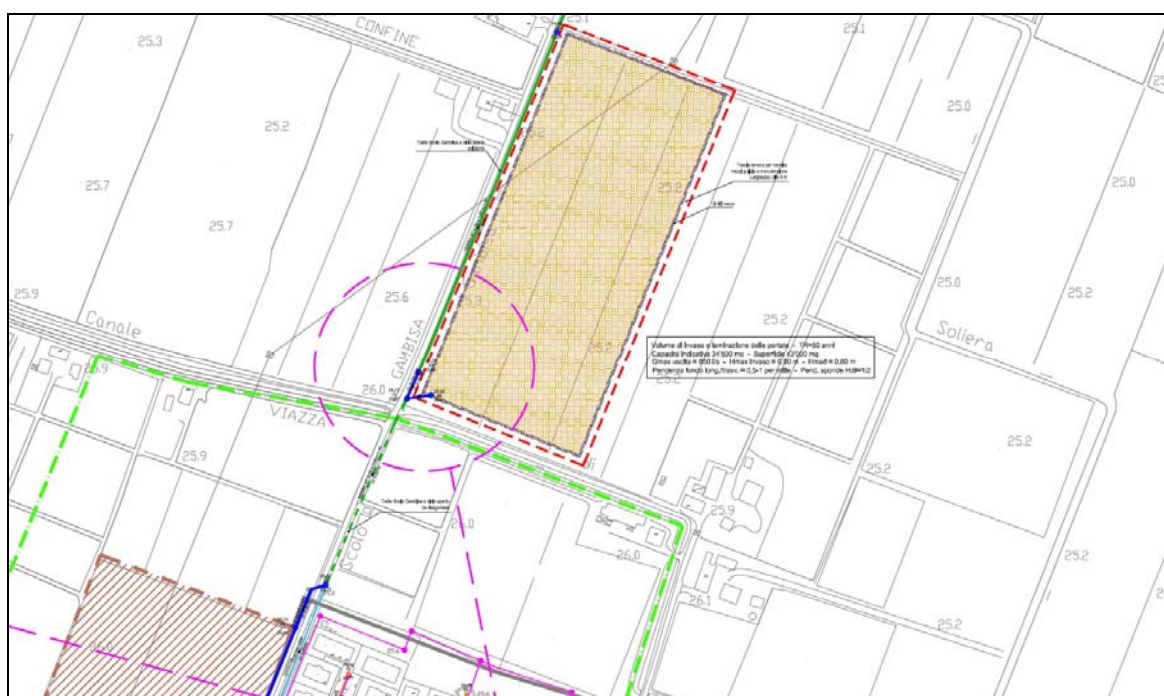


Figura 1 – Stralcio planimetrico su base C.T.R. dell'ubicazione della vasca di laminazione in progetto.

4. VERIFICA IDRAULICA DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE ALLO STATO DI FATTO ED A SEGUITO DELLA REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

4.1. Elementi di idrologia

4.1.1 Piogge intense

La rete di drenaggio del bacino urbano oggetto di studio, per dimensioni e caratteristiche plano-altimetriche, è destinata ad essere messa in crisi da piogge di forte intensità e breve durata.

Il tempo di corrivazione di detto bacino si determina attraverso la relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il *tempo di accesso alla rete* relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e t_r è il *tempo di rete*.

Il tempo di accesso t_a è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa ed il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto; tuttavia il valore normalmente assunto nella progettazione è sempre stato compreso entro l'intervallo di 5 – 20 minuti (valori suggeriti da Centro Studi Deflussi Urbani nel Manuale di Progettazione – Sistemi di Fognatura); i valori più bassi essendo validi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggior pendenza e i valori più alti nei casi opposti.

Analogamente Di Fidio nel testo “Fognature” suggerisce di adottare in zone fittamente edificate un valore del tempo di accesso alla rete pari a 5 minuti mentre in zone rade e piatte con pozzetti di introduzione in fognatura molto distanti valori variabili fra i 20 e i 30 minuti. Per zone mediamente edificate il valore più corrente è 15 minuti.

Per quanto riguarda invece il *tempo di rete* t_r , esso è calcolabile come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria in oggetto. Per la velocità di percorrenza delle porte di piena si è adottato un valore medio pari a 1,5 m/s; al fine dell'individuazione della lunghezza massima che l'acqua deve percorrere lungo la rete si è fatto riferimento alla geometria effettiva della rete (L_{max} pari a circa 2500 m).

Nel caso specifico, adottando la formula del metodo cinematico, si ottiene:

$$T_c = \frac{L}{v} = \frac{2500}{1,5} = 28 \text{ minuti}$$

Si è scelto di considerare per il bacino in oggetto, ai fini del dimensionamento e verifica della rete di drenaggio, un **tempo di corrivazione complessivo di 45 minuti**.

Il campione delle precipitazioni significative su cui basare l'indagine statistica per l'individuazione delle curve di possibilità climatica che caratterizzano il sito e il bacino oggetto di indagine è reperibile dalle serie storiche riportate negli annali idrografici stilati dall'osservatorio idrografico nazionale.

Nell'analisi svolta sono state prese in considerazione le maggiori piogge di durata minore di 24 ore ovvero quelle specifiche precipitazioni che, per dimensioni e caratteristiche dell'area in oggetto sono destinate a mandare in crisi il sistema di drenaggio esistente/di progetto.

L'analisi statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata condotta sul territorio della Provincia di Modena ha portato all'individuazione dei seguenti valori dei parametri della curva di possibilità climatica validi per il territorio oggetto di interesse:

Tempo Ritorno [anni]	a1 (mm/h) [t<1 h]	n1 [t<1 h]	a2 (mm/h) [t>1 h]	n2 [t>1 h]
2	23.5	0.355	22.2	0.300
5	33.2	0.345	31.1	0.263
10	39.5	0.342	36.9	0.245
20	45.6	0.340	42.5	0.235
50	53.5	0.339	49.8	0.245
100	59.4	0.338	55.3	0.216

Tabella 1 – Parametri della curva di possibilità climatica valida sul territorio della Provincia di Modena (PTCP).

In accordo con i tecnici Aimag coinvolti, per dimensionare e verificare la rete in oggetto, si è ritenuto opportuno – parallelamente alle verifiche condotte considerando i parametri di cui sopra - adottare un tempo di ritorno decennale con uno ietogramma sintetico “tipo Chicago” di durata pari a 4 ore, come da dati forniti (Aimag spa):

luglio 2007
TR = 10 anni

	d < 1 h	d > 1 h
a =	47.246	47.246
n =	0.3464	0.2755

durata (ore)	durata (min)	Altezza (mm)	Intensita' (mm/h)
0.08	5	20.0	239.7
0.17	10	25.4	152.4
0.25	15	29.2	116.9
0.33	20	32.3	96.9
0.50	30	37.2	74.3
0.75	45	42.8	57.0
1.00	60	47.2	47.2
2.00	120	57.2	28.6
4.00	240	69.2	17.3

Tabella 2 – Parametri della curva di possibilità climatica adottata da Aimag spa sul territorio gestito.

luglio 2007	
TR = 10 anni	
ora	intensita' (mm/h)
0.00	5
0.05	5
0.10	6
0.15	6
0.20	7
0.25	7
0.30	8
0.35	9
0.40	11
0.45	16
0.50	22
0.55	36
1.00	186
1.05	119

1.10	70
1.15	29
1.20	23
1.25	20
1.30	17
1.35	16
1.40	14
1.45	13
1.50	12
1.55	11
2.00	10
2.05	10
2.10	9
2.15	9
2.20	9
2.25	8
2.30	8
2.35	8
2.40	7
2.45	7
2.50	7
2.55	7
3.00	6
3.05	6
3.10	6
3.15	6
3.20	6
3.25	6
3.30	5
3.35	5
3.40	5
3.45	5
3.50	5
3.55	5

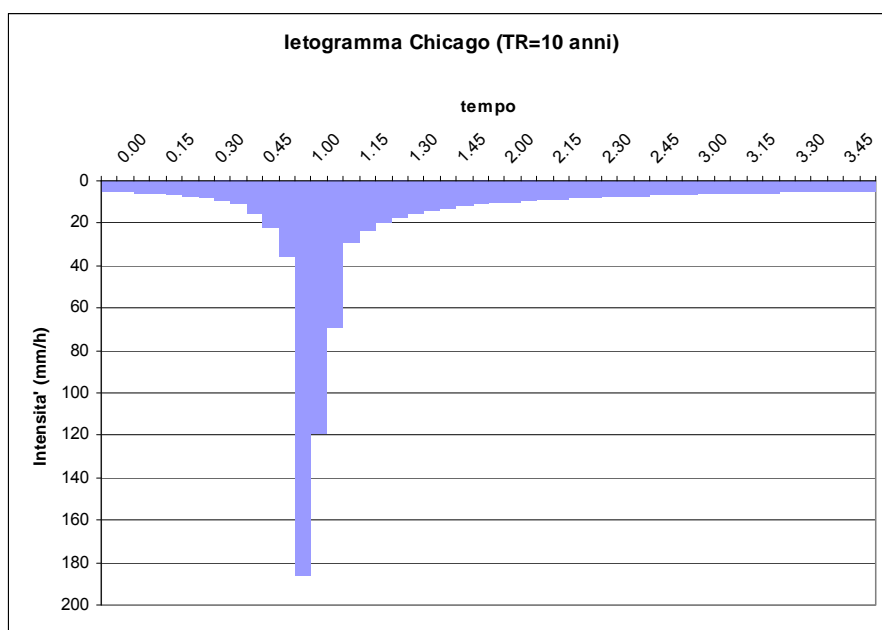


Tabella 3 – Ietogramma “tipo Chicago” adottato da Aimag spa per il dimensionamento/verifica della rete.

Tale ietogramma è stato impiegato per il dimensionamento/verifica della rete affinché proponesse le intensità di picco proprie di un Chicago, essendo maggiormente severo rispetto ad uno ietogramma rettangolare.

Per il dimensionamento e la verifica del volume di invaso e laminazione, in accordo con i tecnici del Consorzio di Bonifica, è stata adottata la c.p.c. del PTCP proposta in Tab. 1, adottando un tempo di ritorno pari a 50 anni, con ietogrammi di forma rettangolare e durata crescente fino a massimizzare i volumi in gioco.

In particolare, nei paragrafi successivi vengono proposti i risultati delle simulazioni in moto vario effettuate con piogge di durata compresa tra 4 e 12 ore in quanto verificatesi maggiormente significative.

Ietogramma rettangolare Soliera		
a =		49.8
n =		0.245
Tr (anni) =		50

durata (ore)	durata (min)	Altezza (mm)	Intensita' (mm/h)
2.00	120	59.0	29.5
3.00	180	65.2	21.7
4.00	240	69.9	17.5
6.00	360	77.2	12.9
8.00	480	82.9	10.4
12.00	720	91.5	7.6
24.00	1440	108.5	4.5

Tabella 4 – Ietogrammi rettangolari ricostruiti per la verifica della vasca.

4.1.2 Caratteristiche del bacino

Complessivamente l'area del bacino urbano zona Ovest del Capoluogo, drenato dalla rete fognaria recapitante nello Scolo Gambisa, misurata alla sezione di chiusura corrispondente all'intersezione con il Canale di Soliera, è pari a 98 ha circa.

Di seguito vengono riportati i parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica, sia allo stato di fatto che tenendo conto delle previsioni urbanistiche legate ai comparti "C1" e "C2" di prossima realizzazione.

STATO DI FATTO

	Sottobacino urbanizzato	Sottobacino agricolo		Bacino tot
Sezione	inizio scolo a cielo aperto	inizio scolo a cielo aperto		
Sup. (ha)	62.1	35.6		97.7
% urbanizzato				63.6%
Imp (%)	70	5		46.3
Per (%)	30	95		53.7
Sup. impermeabile (ha)				45.3
ϕ_{imp}	0.9	0.9		0.9
ϕ_{per}	0.2	0.2		0.2
ϕ_{med}	0.69	0.24		0.52
L (m)				2300
Hmax (m slm)	27	27		27
Hmin (m slm)	26	26		26

PREVISIONE COMPARTI "C1" E "C2"

	Sottobacino urbanizzato	Sottobacino agricolo		Bacino tot
Sezione	inizio scolo a cielo aperto	inizio scolo a cielo aperto		
Sup. (ha)	77.9	19.8		97.7
% urbanizzato				79.7%
Imp (%)	70	5		56.8
Per (%)	30	95		43.2
Sup. impermeabile (ha)				55.5
ϕ_{imp}	0.9	0.9		0.9
ϕ_{per}	0.2	0.2		0.2
ϕ_{med}	0.69	0.24		0.60
L (m)				2300
Hmax (m slm)	27	27		27
Hmin (m slm)	26	26		26

Tabella 5 – Parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica.

Per quanto attiene la formazione dell'onda di piena, il bacino interviene attraverso il grado di permeabilità e capacità invaso delle depressioni superficiali, nonché attraverso i tempi di corrivazione.

In riferimento al primo di tali due aspetti, non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alla rete idrica superficiale: vi sono infatti fenomeni idrologici legati all'infiltrazione, all'evaporazione ed all'immagazzinamento di acque nelle depressioni superficiali che incidono sul volume d'acqua piovuta. Tali fenomeni possono essere convenientemente espressi attraverso l'impiego di un coefficiente "φ" detto coefficiente di deflusso, il cui valore può essere compreso tra 0 e 1 ed esprime la quota parte di volume affluito durante una precipitazione che giunge effettivamente alla rete idrica superficiale senza disperdersi.

Detto coefficiente è stato stimato partendo dalle stime del rapporto tra il totale della superficie drenata (97,7 ha) e quanto di questo è e verrà impermeabilizzato (rispettivamente 46% e 57% circa), giungendo così ad un valore medio $\varphi = 0,52$ (stato di fatto) e 0,60 (con previsioni urbanistiche) supponendo così che il 52% (60%) del piovuto sarà smaltito dal reticolo di drenaggio urbano, mentre il restante 48% (40%) continuerà a percolare in falda freatica.

4.2. Verifica idraulica e dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche

L'approccio metodologico seguito ha portato a verificare la rete allo stato di fatto, dimensionare gli interventi di potenziamento della rete di drenaggio in via preliminare e a verificarne successivamente l'efficienza, in moto vario, mediante la simulazione numerica.

In seguito ai risultati della simulazione si è andati a rettificare i parametri idraulici caratteristici delle condotte supposte in esercizio e degli altri dispositivi idraulici verificandone l'efficienza a fronte di eventi pluviometrici sintetici di frequenza decennale e cinquantennale.

4.2.1 Dimensionamento preliminare

Al fine di procedere ad un dimensionamento delle condotte di drenaggio delle acque meteoriche in progetto si è ipotizzato di voler assicurare condizioni di esercizio in moto uniforme e funzionamento non rigurgitato delle condotte stesse.

La scelta dei diametri delle tubazioni in funzione della scabrezza del materiale impiegato, della pendenza imposta, delle portate massime da smaltire determinate in precedenza e quindi del grado di riempimento, è stata effettuata sfruttando la formula inversa dell'equazione di Chezy:

$$Q = XA\sqrt{Ri}$$

con:

- A = area della sezione occupata dall'acqua;
- R = A/B Raggio idraulico;
- B = Contorno bagnato;
- i = pendenza di fondo;
- X = $K_s (R^{1/6})$ coefficiente di scabrezza;
- K_s = coefficiente di Gauckler-Strickler.

4.2.2 Verifica tramite modello

Il sistema fognario oggetto di analisi è stato verificato mediante l'utilizzo del modulo *DEFLUX* del pacchetto applicativo *M.A.R.TE.*

Il motore di calcolo utilizzato da *M.A.R.TE. DEFLUX*, ovvero lo *Storm Water Management Model (SWMM)* sviluppato dall'EPA statunitense, è un software complesso in grado di simulare il movimento della precipitazione meteorica e degli inquinanti da essa veicolati dalla superficie del bacino alla rete di canali e condotte che costituiscono il sistema di drenaggio.

In linea generale *SWMM* è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico.

È possibile lanciare simulazioni di diverso tipo: a "evento singolo" o "in continuo", andando cioè a simulare per poche ore o per molti giorni eventi critici di pioggia che vanno a sollecitare il bacino imbrifero in cui è presente una rete di drenaggio.

Il modello può essere quindi utilizzato tanto per la progettazione quanto per la verifica e gestione delle reti di fognatura (bianche, nere e miste).

SWMM è sostanzialmente basato su una struttura modulare in grado di rispondere alle diverse esigenze progettuali; in particolare, nella versione implementata in *M.A.R.TE. DEFLUX* sono stati

interfacciati i moduli *Runoff* ed *Extran* di tale progetto, poichè rappresentano quelli di maggiore interesse per le applicazioni ingegneristiche.

In linea generale SWMM è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico urbano, fornendo una puntuale fotografia del comportamento della rete elemento per elemento nonché nel suo complesso ad ogni istante della modellazione simulata.

Il blocco *Runoff* è il primo passo fondamentale per il lancio di una simulazione di *SWMM*. Questo blocco riceve in input lo ietogramma definito dall'utente (intensità di pioggia/tempo o precipitazione totale in mm/tempo). *Runoff* analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica di serbatoi non lineari; viene chiaramente analizzato anche il processo di infiltrazione e di evaporazione per arrivare ad ottenere come risultato l'idrogramma in ogni ramo del reticolo di fognatura. Il blocco può essere lanciato per periodi temporali che vanno dai minuti agli anni.

Il blocco *Extran* (*Extended Transport*) è sostanzialmente il cuore idraulico di *SWMM* e consente di modellare la propagazione dei deflussi all'interno della rete mediante la risoluzione delle equazioni di De Saint Venant in forma completa.

Extran è il modulo di calcolo più completo per la simulazione di reti ad albero o magliate; vengono modellati anche fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversioni del flusso nei rami. I recapiti possono essere modellati sia come sbocchi liberi che vincolati.

Tali caratteristiche risultano di fondamentale importanza nell'ambito del presente studio: ci si trova infatti nella situazione di dover verificare la rete a seguito di eventi pluviometrici intensi e in grado di determinare fenomeni di rigurgito e condizioni di funzionamento in pressione. *Extran* utilizza una descrizione topologica della rete basata su una geometria rami-nodi. I rami e i nodi hanno proprietà specifiche che, combinate fra loro, consentono la rappresentazione idraulica dell'intera rete di deflusso. I rami sono sostanzialmente i condotti della rete e consentono di propagare le portate da un nodo all'altro; i nodi sono la rappresentazione dei pozzetti presenti nel sistema fisico. Nei nodi vengono localizzate le portate in ingresso (provenienti da *Runoff* in termini di idrogrammi di piena generati a partire dal modello afflussi-deflussi) e le portate in uscita dalla rete.

Tale descrizione topologica della rete è rappresentata negli elaborati grafici di planimetria e viene riportata numericamente nei tabulati di output.

Le diverse categorie di dati di input in M.A.R.TE. DEFLUX possono essere così riassunte in maniera generale:

- 1) Dati meteorologici: precipitazione (intensità in mm/h o valore della precipitazione in mm);
- 2) Dati dei sottobacini: area, percentuale di impermeabilità, pendenza del terreno, volumi specifici di accumulo e coefficienti di Manning per area permeabile ed impermeabile; parametri riferiti alla legge di infiltrazione prescelta (Horton o Green Ampt);
- 3) Dati dei condotti: tipo di sezione, quote di monte e valle, lunghezza, scabrezza;
- 4) Dati dei nodi: quote terreno e fondo, eventuale portata entrante (nera), caratterizzazione del nodo. Ogni nodo può essere generico, di recapito o di accumulo. I nodi generici rappresentano i semplici pozzetti, i nodi di accumulo richiedono la quota del cielo e la superficie di accumulo mentre i nodi di recapito richiedono la condizione di sbocco (libero o non libero ad una certa quota);
- 5) Dati delle pompe: curva caratteristica a tre punti, livello iniziale nel nodo di partenza, livelli di attacco e stacco;
- 6) Dati degli scaricatori di piena: tipo (sfioro laterale o salto di fondo), sezione, coefficiente di efflusso.

I risultati numerici nodo per nodo e ramo per ramo vengono riportati nelle tabelle allegate alla presente Relazione Tecnica (E2a) relative alle simulazioni effettuate con le precipitazioni di progetto ritenute significative nel dimensionamento di collettori e volume di laminazione.

L'allegato alla relazione presenta anche il riassunto dei valori idrologici per ogni singolo sottobacino costituente l'area modellizzata, nonché le verifiche di continuità sui volumi in gioco.

Nel medesimo allegato si evince come il sistema di drenaggio allo studio allo stato di fatto, sottoposto ad una precipitazione con ietogramma rettangolare di durata 45 minuti e $Tr=2$ anni mantiene una buona officiosità, limitando ai tratti apicali della rete fenomeni di rigurgito o esondazione superficiale. Per sollecitazioni pluviometriche caratterizzate da Tr maggiori i fenomeni di sofferenza idraulica risultano via via più accentuati, in particolar modo adottando lo ietogramma sintetico di tipo Chicago-Aimag con $Tr=10$ anni.

Allo stato di progetto, avendo previsto il potenziamento della rete e la realizzazione del volume di laminazione delle portate, vengono limitati i fenomeni di sovraccarico della rete ed eliminate gran parte delle esondazioni di significativa entità nella porzione di valle del bacino, nei confronti di un evento pluviometrico sintetico di frequenza decennale o superiore. Inoltre vengono garantite ottime condizioni di capacità idraulica della rete di recapito dei nuovi scarichi delle due lottizzazioni

4.2.3 Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica

Viene qui definito, con riferimento alle caratteristiche del bacino allo studio, considerando le previsioni urbanistiche di comparti "C1" e "C2", il dimensionamento del volume da adibire alla laminazione delle portate meteoriche individuato in destra idraulica dello Scolo Gambisa, immediatamente a valle dell'intersezione con il Canale di Soliera.

In conformità alle valutazioni effettuate e alle prescrizioni del Consorzio di Bonifica, gestore del corpo idrico recettore, è necessario limitare il valore massimo della portata scaricabile mediante predisposizione di una bocca tarata all'uopo dimensionata.

Alla luce della portata massima scaricabile e della massima in arrivo calcolata risulta necessario prevedere un volume di invaso di dimensione idonea, localizzato a monte del recapito nella rete di valle, funzionale allo stoccaggio del volume di acqua in esubero ed al rilascio in tempi più lunghi di quello dell'evento di precipitazione con tempo di ritorno al minimo decennale, in riferimento al regime idrologico delle precipitazioni sul territorio.

Indicazioni in merito ai criteri seguiti e ai calcoli effettuati per il dimensionamento di tale volume sono di seguito riportate.

- **Descrizione del fenomeno della laminazione**

Il progetto di una vasca volano è in generale legato alla determinazione della capacità di invaso W_m in funzione della portata massima accettabile all'uscita Q_{umax} atta a contenere l'evento meteorico critico di assegnato tempo di ritorno.

Le equazioni che permettono di descrivere il fenomeno della laminazione e quindi il funzionamento idraulico di una vasca volano sono tre:

- l'equazione differenziale di continuità della vasca:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

in cui

$Q_e(t)$ è la portata in ingresso alla vasca al generico istante t ; essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;

$Q_u(t)$ è la portata in uscita dalla vasca; essa dipende dal tipo di scarico che regola l'uscita dalla vasca;

$W(t)$ è il volume invasato nella vasca all'istante t .

- la relazione funzionale tra il volume invasato e il livello idrico h nell'invaso:

$$W(t) = W(h(t))$$

che dipende esclusivamente dalla geometria della vasca.

- la legge d'efflusso che governa l'uscita dalla vasca:

$$Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$$

che dipende dal dispositivo idraulico che si utilizza per regolare la portata in uscita.

Nell'integrazione dell'equazione differenziale di continuità della vasca sono incognite le funzioni $Q_u(t)$, $W(t)$ o $h(t)$ in quanto è nota, per precedenti calcoli, l'onda di piena in ingresso alla vasca $Q_e(t)$.

La progettazione delle vasche di laminazione si fonda sulla determinazione del volume d'invaso W^* che consente di ridurre, con la minima capacità di invasore, la portata al colmo dell'evento critico di progetto di assegnato tempo di ritorno T_R .

Note la portata entrante $Q_e(t)$ e la portata massima $Q_{u\ max}$ che la rete di fognatura a valle della vasca è in grado di convogliare e definite la geometria della vasca e le caratteristiche dei dispositivi di scarico, ipotizzando che nell'intervallo di tempo (t_1, t_2) , durante il quale la portata in ingresso $Q_e(t)$ eccede la capacità della rete, la portata uscente $Q_u(t)$ sia costante e uguale alla massima $Q_{u\ max}$, si determina il minimo volume di invasore W^* che consente di ottenere la laminazione dell'onda di piena.

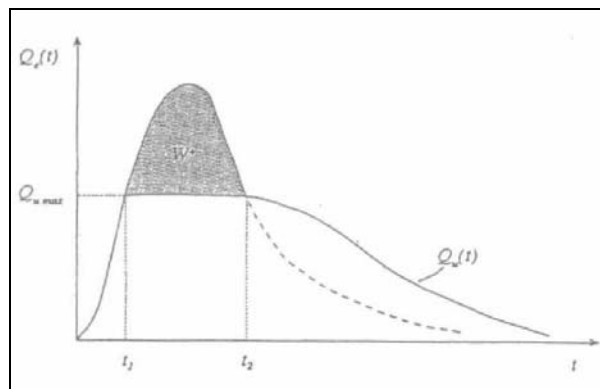


Figura 2 - Processo di laminazione dell'onda di piena utilizzando dispositivi di scarico a portata costante.

- **Calcolo del volume minimo dell'invaso**

Ai fini di un dimensionamento preliminare del volume minimo di invaso necessario a contenere la portata massima scaricata nei limiti prefissati si sono applicati alcuni metodi noti in letteratura e di comune impiego.

Il primo metodo considerato è stato quello detto “della curva di possibilità climatica”.

Il metodo fornisce una valutazione del volume d'invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca. Risulta essere un metodo approssimato, funzionale però alla definizione di un volume di invaso in fase preliminare, dal momento che viene completamente trascurata, ad eccezione delle perdite idrologiche, la trasformazione afflussi – deflussi che si realizza nel bacino a monte della vasca.

Con questa semplicistica ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_e = \varphi \cdot S \cdot h = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n$$

dove φ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca, S è la superficie del bacino ed a e n i parametri della curva di possibilità climatica valida per il territorio indagato.

Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_u = Q_u \cdot \theta$$

Il volume invasato nel serbatoio sarà dunque:

$$W = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W^* di tale volume che si ottiene per una precipitazione di durata critica θ_w per la vasca.

$$\theta_w = \left(\frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

L'espressione di θ_w sostituita in quella di W , permette di valutare il volume di progetto W^* :

$$W^* = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \left(\frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

W è espresso in mc, Q_u in mc/s, S in mq, a in m/sⁿ, mentre φ e n sono adimensionali.

Nel caso in esame, sono stati sostituiti in tale espressione i valori:

- superficie complessiva dell'intervento oggetto di regimazione delle acque bianche $S = 977'000$ mq;
- coefficiente di deflusso costante del bacino drenato a monte della vasca $\varphi = 0,60$;
- portata in uscita dalla vasca, posta costante e pari a $Q_u = 0,85$ mc/s;
- parametri della curva di possibilità climatica a tre parametri (Aimag Tr=10 anni):
 - o $a1 = 47,3$ mm/oraⁿ e $n1 = 0,346$ (per $d < 1$ ora),
 - o $n2 = 0,276$ (per $d > 1$ ora).

Vengono di seguito riportati i risultati del dimensionamento preliminare con il metodo della curva di possibilità climatica.

φ	0.59
S (mq)	977000
TR	10 anni
A1 (mm/ora ⁿ)	47.3
N1	0.346
A2 (mm/ora ⁿ)	47.3
N2	0.276
Q_u (mc/s)	0.850
θ_w (h)	3.32
W (mc)	26'672

Tabella 6 - Dati riepilogativi e risultati del dimensionamento preliminare del volume di laminazione applicando il metodo della curva di possibilità climatica.

Successivamente è stato effettuato il calcolo di dettaglio del volume minimo utile alla laminazione sulla base del metodo "dell'invaso" (Moriggi e Zampaglione, 1978), sempre con riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni.

Ipotizzando che la portata uscente dalla vasca sia costante e pari alla massima $Q_{u\ max}$ ed indicando con $m = Q_{e\ max} / Q_{u\ max}$ il rapporto tra la massima portata entrante e la massima portata uscente, si determinano le seguenti relazioni per valutare la durata critica τ_{cv} di riempimento della vasca:

$$\tau_{cv} = \frac{1}{C} \cdot \left(\frac{Q_u}{n\varphi Sa} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e il volume di invaso W^* :

$$W^* = \varphi Sa \tau_{cv} \left[0,95 - (1/m)^{2/3} \right]^{3/2}$$

essendo:

$$C = \frac{0,165n}{1/m + 0,01} - \frac{1/m - 0,1}{30} + 0,5$$

W^* è espresso in mc, Q_u e Q_e in mc/s, S in mq, a in m/sⁿ, τ_{cv} in secondi, mentre φ e n sono adimensionali.

Anche questa procedura di calcolo può portare a una sovrastima del volume W^* .

Vengono di seguito riportati i risultati del dimensionamento preliminare con il metodo dell'invaso (ove si è considerata come Q_e massima di bacino 4,5 mc/s).

ϕ	0.60
S (mq)	977000
TR	50 anni
A1 (mm/ora ⁿ)	47.3
N1	0.346
A2 (mm/ora ⁿ)	47.3
N2	0.276
Q_u (mc/s)	0.850
Q_e (mc/s)	4.500
m	5,29
τ_{cv} (h)	4,58
W (mc)	19'684

Tabella 7 - Dati riepilogativi e risultati del dimensionamento preliminare del volume di laminazione applicando il metodo dell'invaso.

Conseguentemente, confrontati i risultati ottenuti applicando i due metodi descritti e considerandone il valor medio si quantificato in un 33% il Fattore di sicurezza adottato prevedendo una vasca di laminazione di volume utile pari a 30'750 mc, vale a dire una capacità verificatasi idonea nelle simulazioni in moto vario successivamente eseguite con riferimento alla c.p.c. del PTCP e ietogrammi rettangolari con $Tr=50$ anni e durate crescenti da 2 a 24 ore.

	W*
Possibilità climatica	26672
Invaso	19684

Media

23178

Fs effettivo

1.33

W prog.

30750

Si precisa che il valore di 30'750 mc deriva dal seguente calcolo:

superficie interna della vasca (escluso sponde): 41'000 mq

altezza max invaso (soglia troppo pieno): 0,90 m per garantire un franco di 15 cm dal piano stradale di Via Gambisa

pendenza longitudinale vasca (direz. Sud-Nord): 0,75 per mille

pendenza trasversale vasca (direz. Est-Ovest): 1,00 per mille

il che determina:

$$V \text{ (mc)} = (0,30 \text{ m} \times 41'000 \text{ mq})/2 + (0,60 \text{ m} \times 41'000 \text{ mq}) = 30'750 \text{ mc}$$

4.2.4 Dimensionamento degli organi di invaso e svaso della vasca

Il bacino di laminazione rimarrà in comunicazione con il ricettore, oltre che eventualmente con il manufatto di troppo pieno (la cui funzionalità potrà essere prevista solo per eventi di entità ultracinquantennale), attraverso la bocca tarata posizionata in linea con lo scolo che consenta solo ed esclusivamente il passaggio della portata stabilita, individuata in 850-900 l/s.

BOCCA TARATA DN 600

Dai calcoli effettuati per la bocca tarata si individua una dimensione idraulica equivalente del **DN 600**: prevedendo infatti un funzionamento sottobattente della condotta la portata scaricata verso valle è stata calcolata ricorrendo alle leggi della foronomia idraulica, in particolare schematizzando il funzionamento come luce a battente con tubo addizionale esterno:

$$Q_m = 0.82 A \sqrt{2gh}$$

dove:

A = superficie idraulica della condotta (mq);

h = distanza tra il baricentro della luce e il pelo libero (m);

Misurando un battente sul baricentro della bocca pari a 70 cm (livello idrico a 1 m dallo scorrimento del canale e a +40 cm sulla soglia dello sfioratore laterale) la portata smaltita è pari a 850 l/s circa.

c		0.82
D (m)		0.60
A (mq)		0.28
h (=H-h baric.) [m]		0.70
Q [mc/s]		0.859

Tabella 8 – Parametri di calcolo della portata massima scaricabile dalla bocca tarata con funzionamento di luce sottobattente.

DISPOSITIVO DI TROPPO PIENO

In corrispondenza della luce di fondo in uscita, la vasca progettata viene dotata di un manufatto di troppopieno, con soglia sfiorante ad una quota relativa al fondo di 0,90 m; oltre il livello fissato per la soglia sfiorante, il manufatto scolma le acque eccedenti nello Scolo Gambisa, evitando pericolosi innalzamenti del livello idrico in vasca.

La larghezza della gaveta del troppopieno è stata calcolata mediante la formula inversa della formula dello stramazzone in parete grossa:

$$Q = cLh\sqrt{2gh}$$

dove:

Q [mc/s] portata scolmata dal manufatto;

C= 0.385 coefficiente di contrazione;

L [m] larghezza della gaveta del troppo pieno;
 h [m] altezza del battente sopra la gaveta;
 g [m/s²] accelerazione di gravità;

Q	0.5	mc/s
c	0.385	
L	9.27	m
h	0.1	m
g	9.81	m/s ²

Tabella 9 – Parametri di calcolo del dimensionamento del dispositivo di troppo pieno.

Il manufatto previsto è in grado di smaltire, ad esempio, una portata di 500 l/s con un battente di 10 cm; la larghezza minima della gaveta dello scolmatore risulta in tal caso pari a 9,27 metri, che vengono aumentati a 10 m per ulteriore sicurezza.

4.3. Scenari considerati e risultati ottenuti

Per consentire una corretta modellazione del sistema idraulico in oggetto sono state effettuate differenti ipotesi di funzionamento ed esercizio così da consentire una verifica più accurata dello stato di fatto della rete e un dimensionamento più efficace dei diversi manufatti utili alla messa in sicurezza idraulica del bacino, recapitando le acque al sistema ricevente con valori di portata congrui alla capacità di smaltimento residua dello stesso e senza che si verificano significativi fenomeni di esondazione superficiale in corrispondenza del transito dei picchi di piena in rete.

In primis è stata verificata la rete idrografica e fognaria principale del bacino allo stato di fatto (cfr. TAV 1 – Plan e TAV 2 - Profili), adottando le seguenti piogge sintetiche:

STATO DI FATTO			
c.p.c.	ietogramma	Tr (anni)	durata (min)
PTCP	rettangolare	2	45
PTCP	rettangolare	5	45
PTCP	rettangolare	10	45
Aimag	Chicago	10	240

In tal modo è stato possibile verificare la tenuta idraulica del sistema a fronte di sollecitazioni via via crescenti fino a raggiungere quella normalmente adottata per le verifiche e i dimensionamenti progettuali.

Quindi è stata verificata la rete idrografica e fognaria principale del bacino allo stato di progetto (cfr. TAV 3), adottando le seguenti piogge sintetiche:

STATO DI PROGETTO			
c.p.c.	ietogramma	Tr	durata (min)
Aimag	Chicago	10	240
PTCP	rettangolare	50	240
PTCP	rettangolare	50	360
PTCP	rettangolare	50	480
PTCP	rettangolare	50	720

Si è adottata la precipitazione di progetto fornita da Aimag per il dimensionamento del potenziamento della rete e si è abbinata una serie di simulazioni con TR=50 anni e durata crescente in modo da rappresentare le condizioni critiche per il dimensionamento della vasca.

Scenario 1: Verifica della rete allo stato di fatto

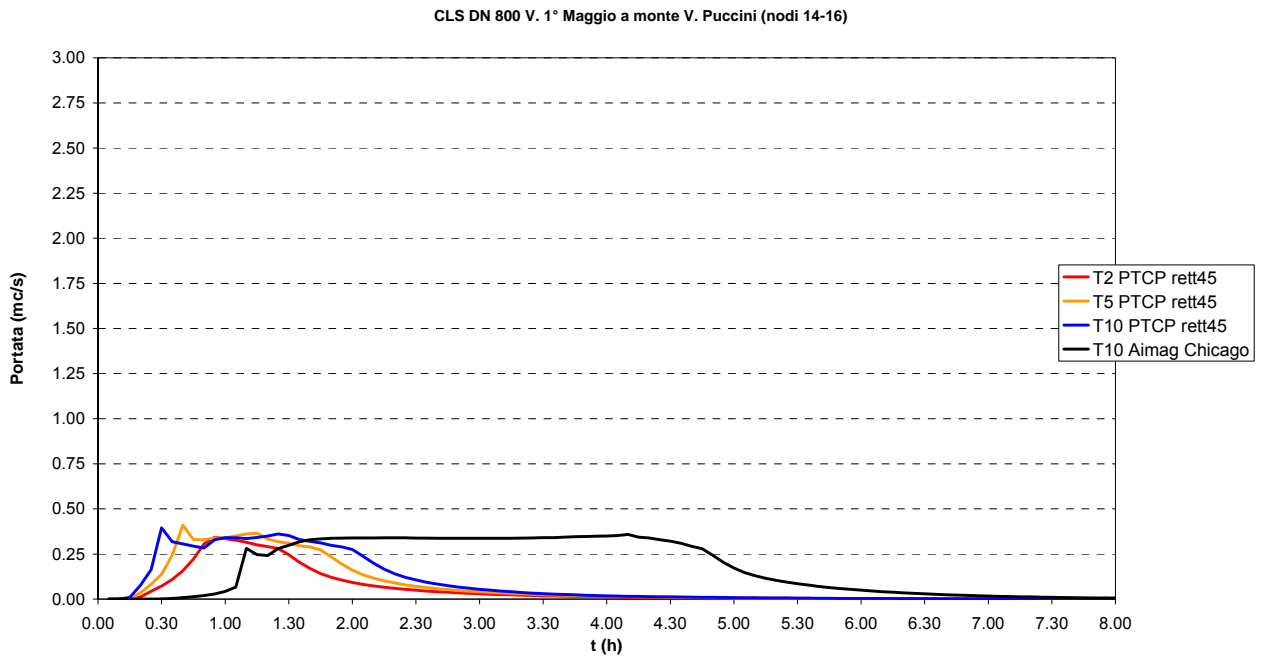


Grafico 1 - Portata CLS DN 800 V. 1° Maggio a monte V. Puccini. STATO DI FATTO.

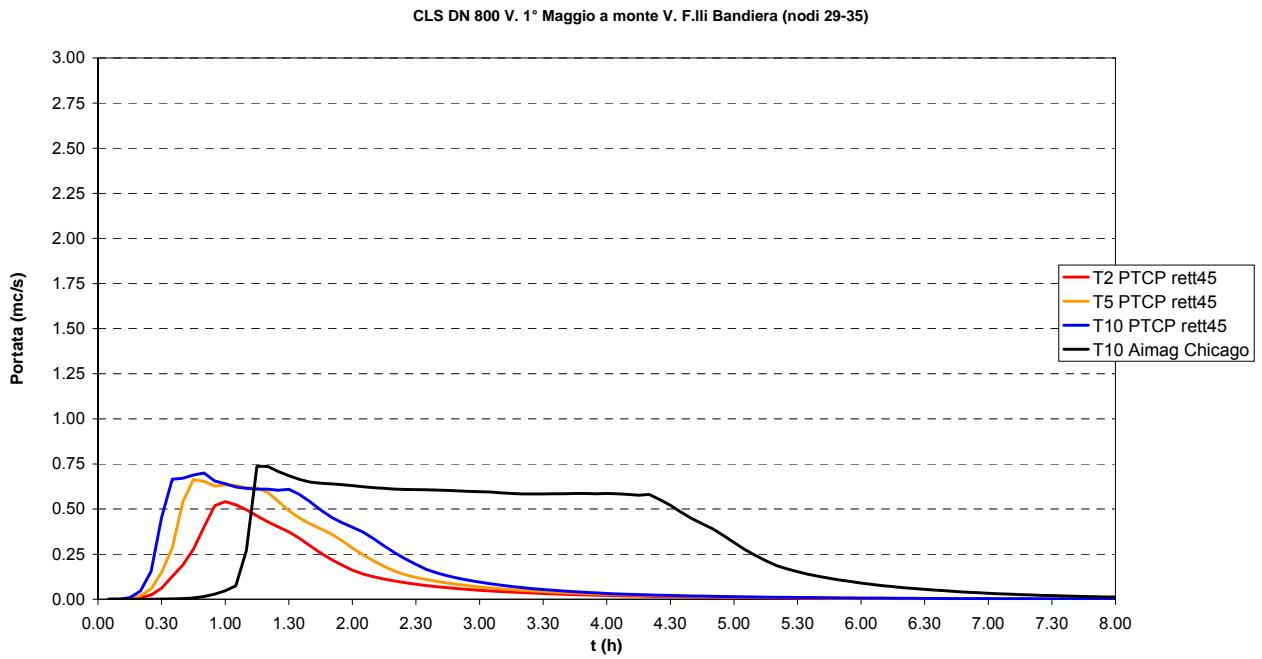


Grafico 2 - Portata CLS DN 800 V. 1° Maggio a monte V. F.lli Bandiera. STATO DI FATTO.

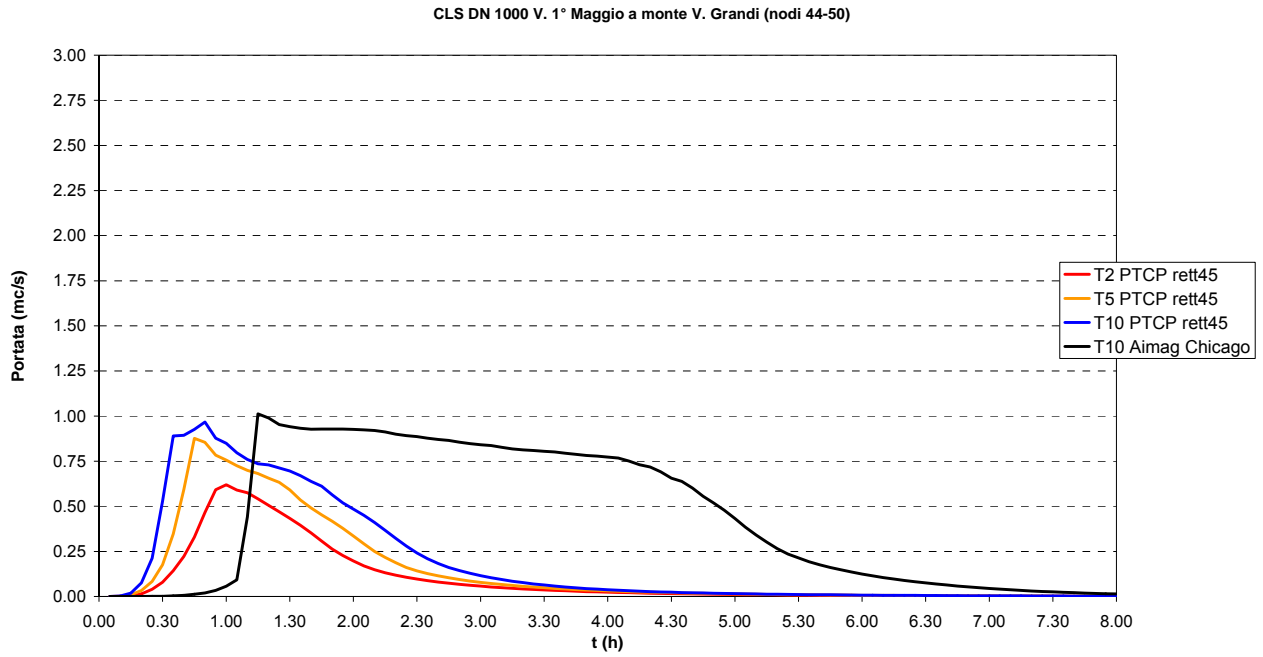


Grafico 3 - Portata CLS DN 1000 V. 1° Maggio a monte V. Grandi. STATO DI FATTO.

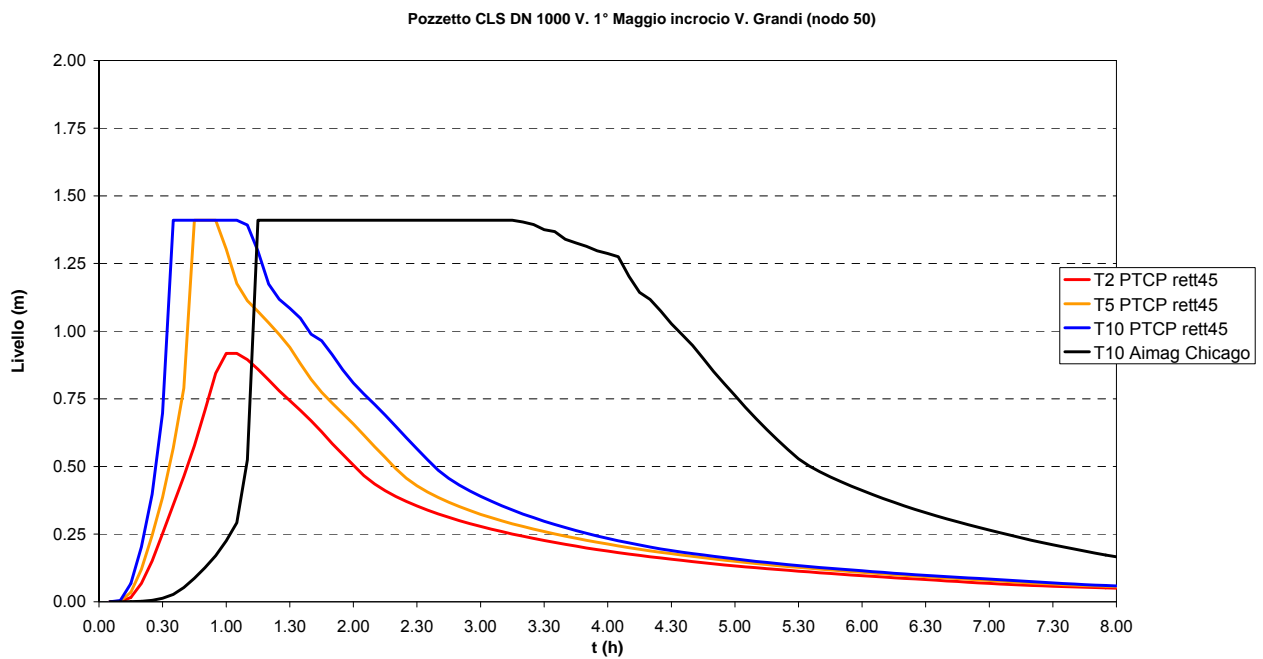


Grafico 4 - Livello idrico nodo Pozzetto CLS DN 1000 V. 1° Maggio incrocio V. Grandi. STATO DI FATTO.

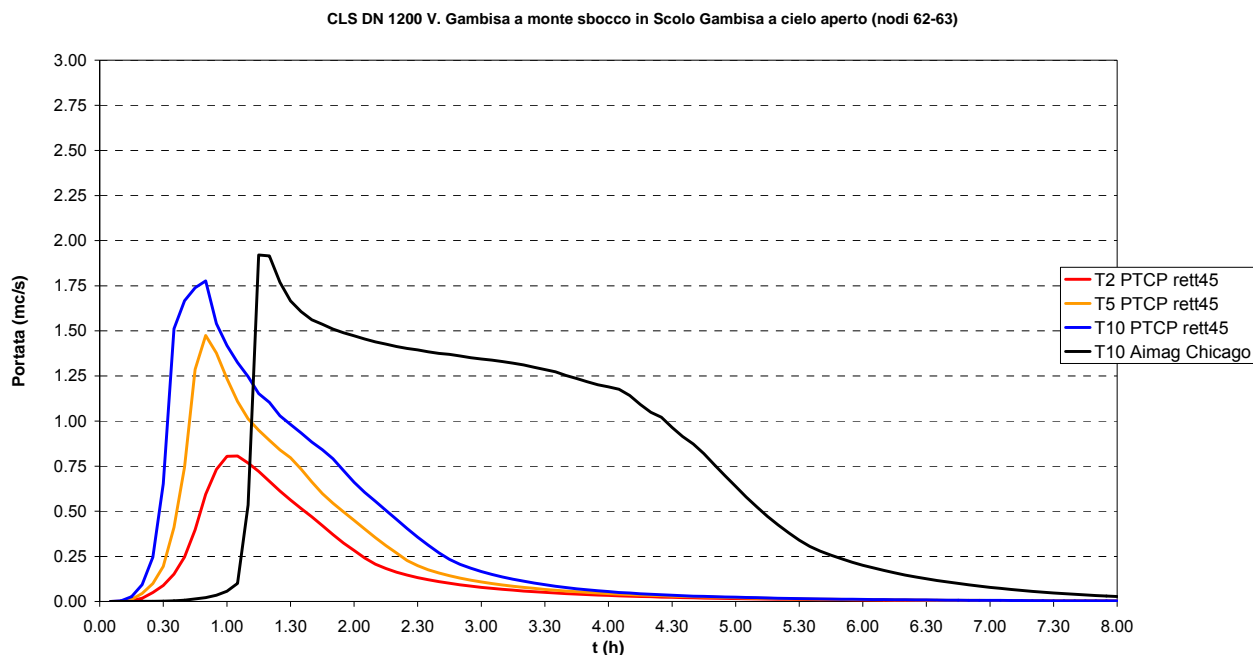


Grafico 5 - Portata CLS DN 1200 V. Gambisa a monte sbocco in Scolo Gambisa a cielo aperto. STATO DI FATTO.

Nei grafici 1-3 sopra riportati si distinguono gli idrogrammi di piena calcolati in base ai 4 tipi di sollecitazione pluviometrica adottata per diverse sezioni della dorsale fognaria principale esistente. Tra l'incrocio con Via Puccini e quello con Via Grandi si passa all'incirca da 300 a 1000 l/s smaltiti; si osserva un andamento regolare dell'onda di piena solo per la simulazione con $Tr=2$ anni, indice del fatto che già a partire da $Tr=5$ anni si manifestano fenomeni di criticità idraulica con sovraccarichi ed esondazioni superficiali della rete.

Tale aspetto viene evidenziato dal Grafico 4 che riporta il livello idrico calcolato al nodo Pozzetto CLS DN 1000 V. 1° Maggio incrocio V. Grandi. Ad eccezione della simulazione con $Tr=2$ anni, si verifica esondazione superficiale più o meno prolungata (tratto rettilineo orizzontale della curva che si stabilizza sulla distanza tra piano stradale e fondo pozzetto per tutta la durata dell'esondazione).

Le portate attese alla sezione di chiusura del bacino urbano sono di poco inferiori a 2 mc/s, con riferimento ad eventi pluviometrici sintetici con $Tr=10$ anni.

Come anticipato, la rete fognaria allo stato di fatto nelle sezioni in chiusura bacino (DN 1000 e DN 1200) è in grado di smaltire circa poco più di 1 mc/s con funzionamento a pelo libero e poco meno di 2 mc/s se in leggera pressione (battente idrico massimo sopra tubo pari ad alcune decine di cm) in un contesto di sovraccarichi diffusi nella rete e presenza di fenomeni di esondazione superficiale: dunque una buona parte della corrivazione del bacino (il coefficiente udometrico medio del bacino urbano allo stato di fatto può essere stimato intorno a 35-40 l/(s ha)), viene strozzata all'interno della sistema di drenaggio (che funge a suo modo da vasca di laminazione con capacità di scarico della portata limitata), inteso come insieme di condotte, pozzetti ed accumuli superficiali, non giungendo direttamente al recapito.

Scenario 2: Verifica della rete allo stato di progetto

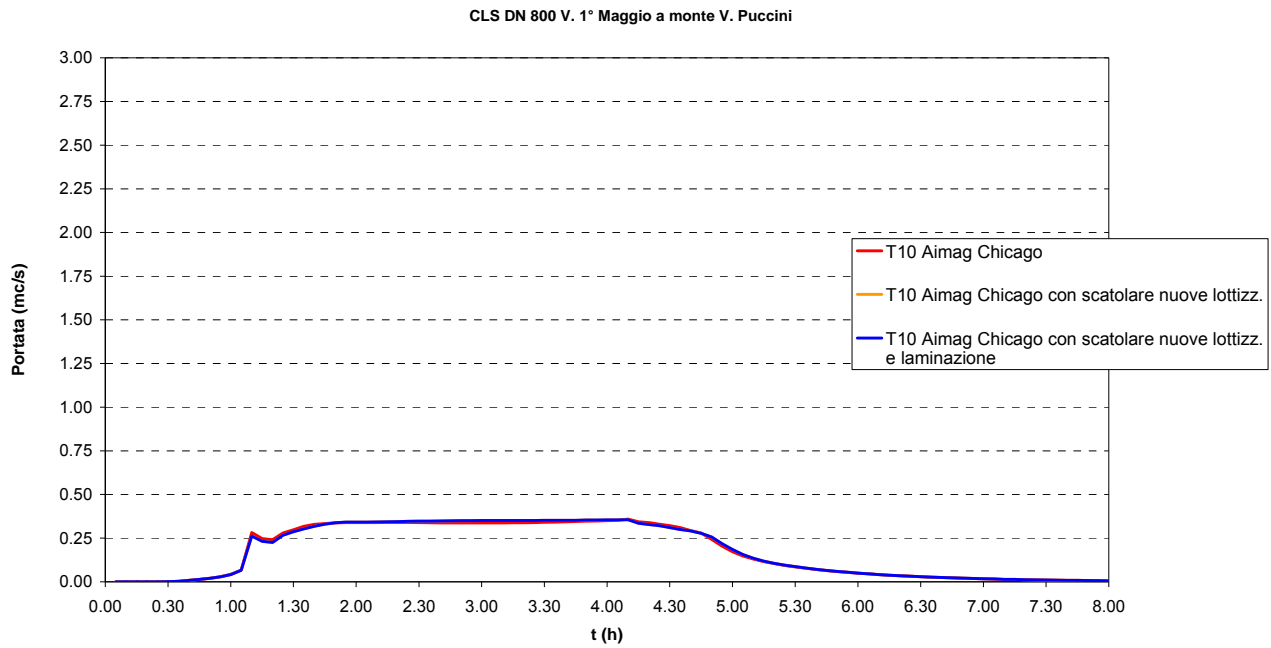


Grafico 6 - Portata CLS DN 800 V. 1° Maggio a monte V. Puccini. STATO DI PROGETTO.

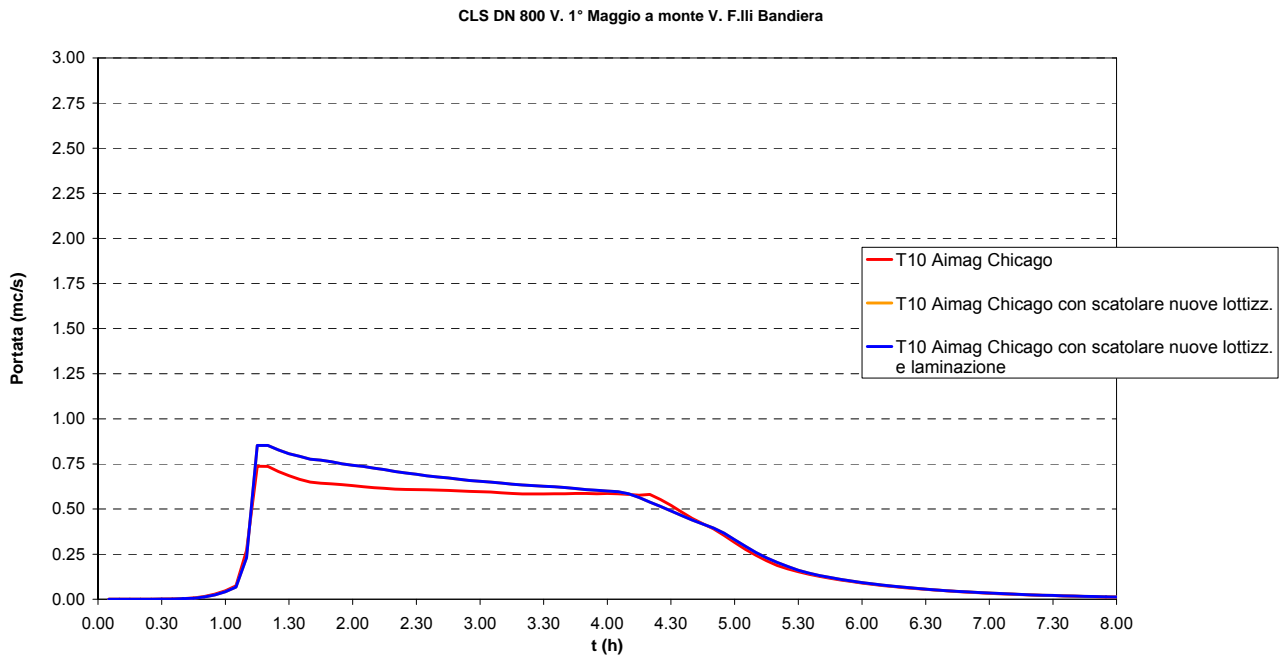


Grafico 7 - Portata CLS DN 800 V. 1° Maggio a monte V. F.lli Bandiera. STATO DI PROGETTO.

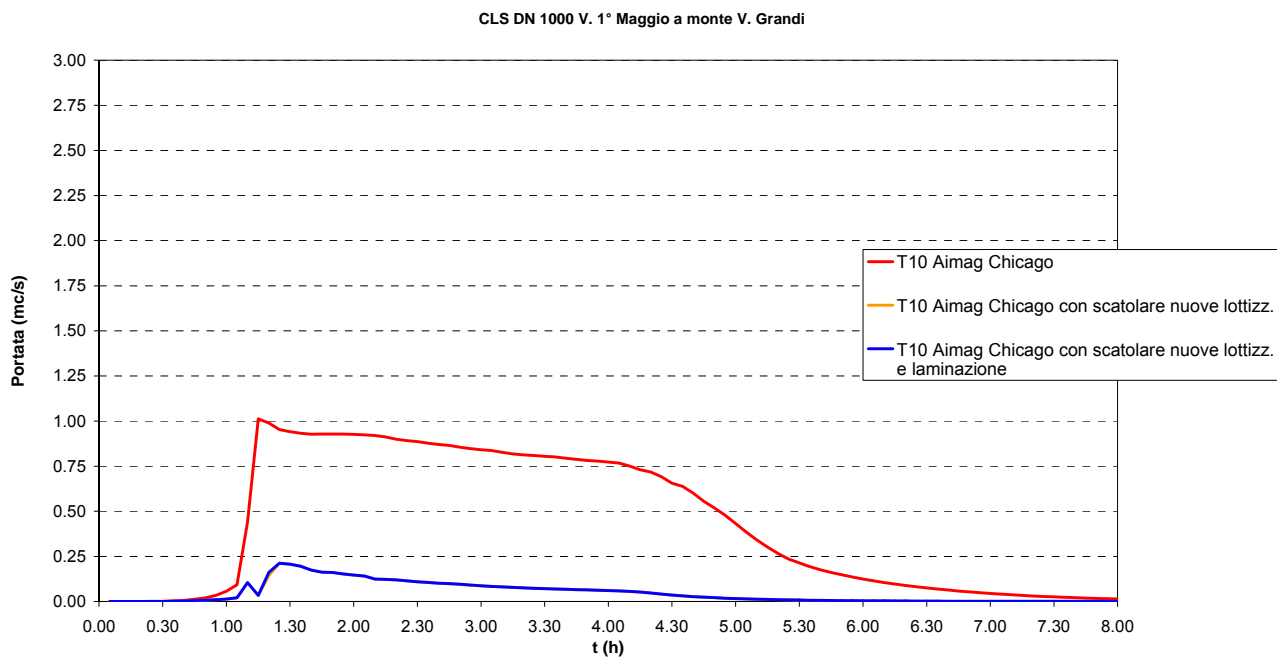


Grafico 8 - Portata CLS DN 1000 V. 1° Maggio a monte V. Grandi. STATO DI PROGETTO.

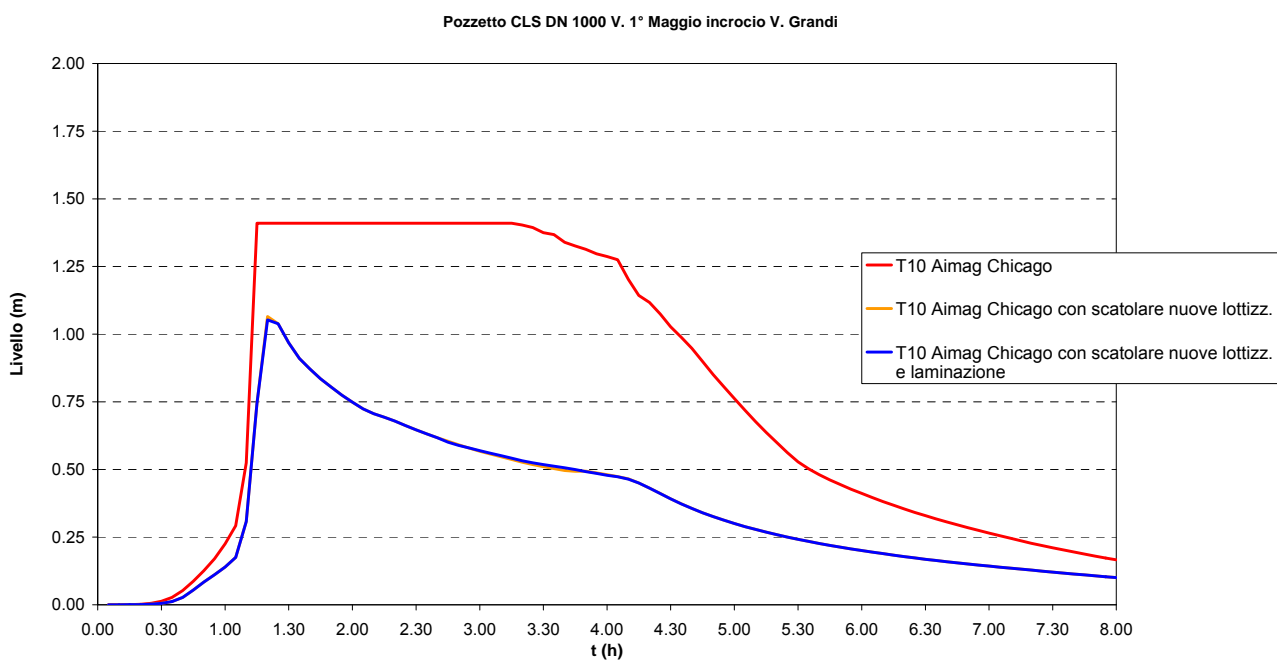


Grafico 9 - Livello idrico nodo Pozzetto CLS DN 1000 V. 1° Maggio incrocio V. Grandi. STATO DI PROGETTO.

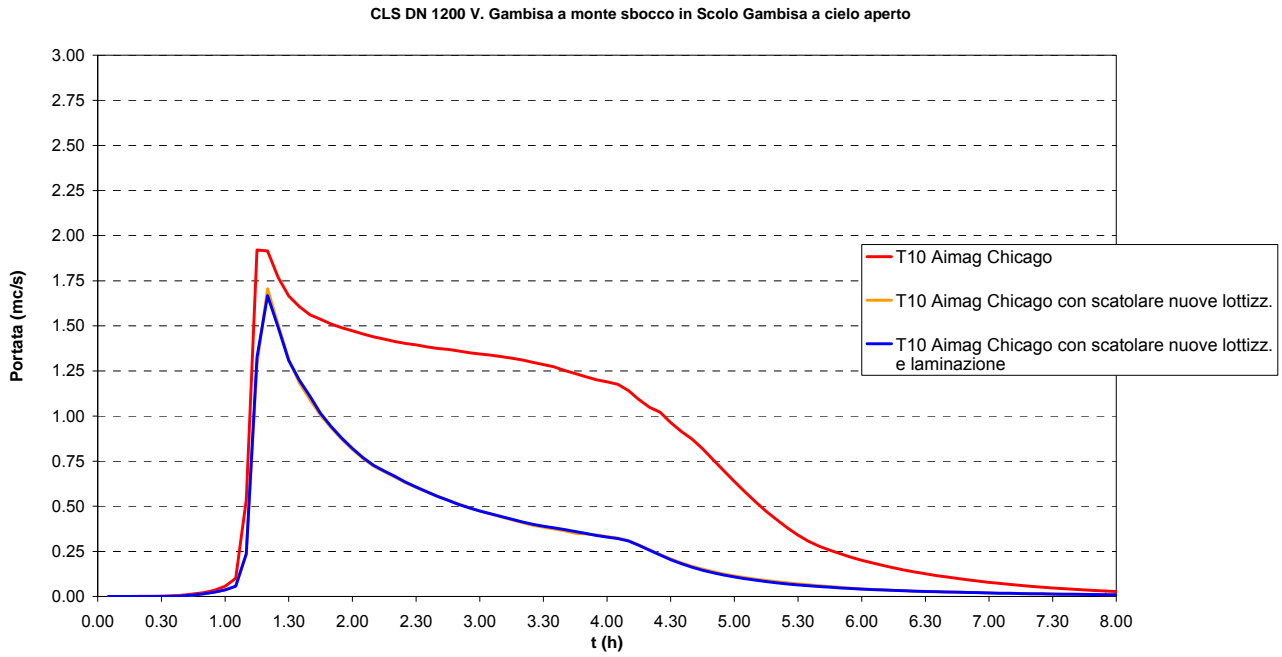


Grafico 10 - Portata CLS DN 1200 V. Gambisa a monte sbocco in Scolo Gambisa a cielo aperto. STATO DI PROGETTO.

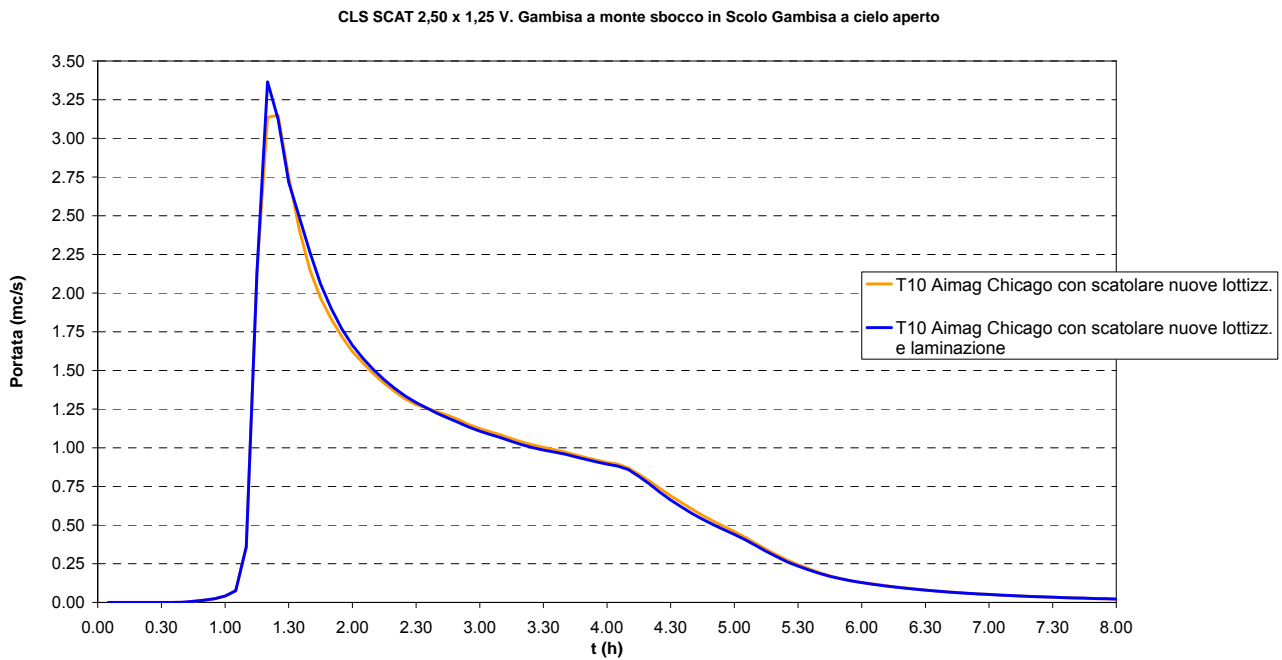


Grafico 11 - Portata CLS SCAT 2,50 x 1,25 V. Gambisa a monte sbocco in Scolo Gambisa a cielo aperto. STATO DI PROGETTO.

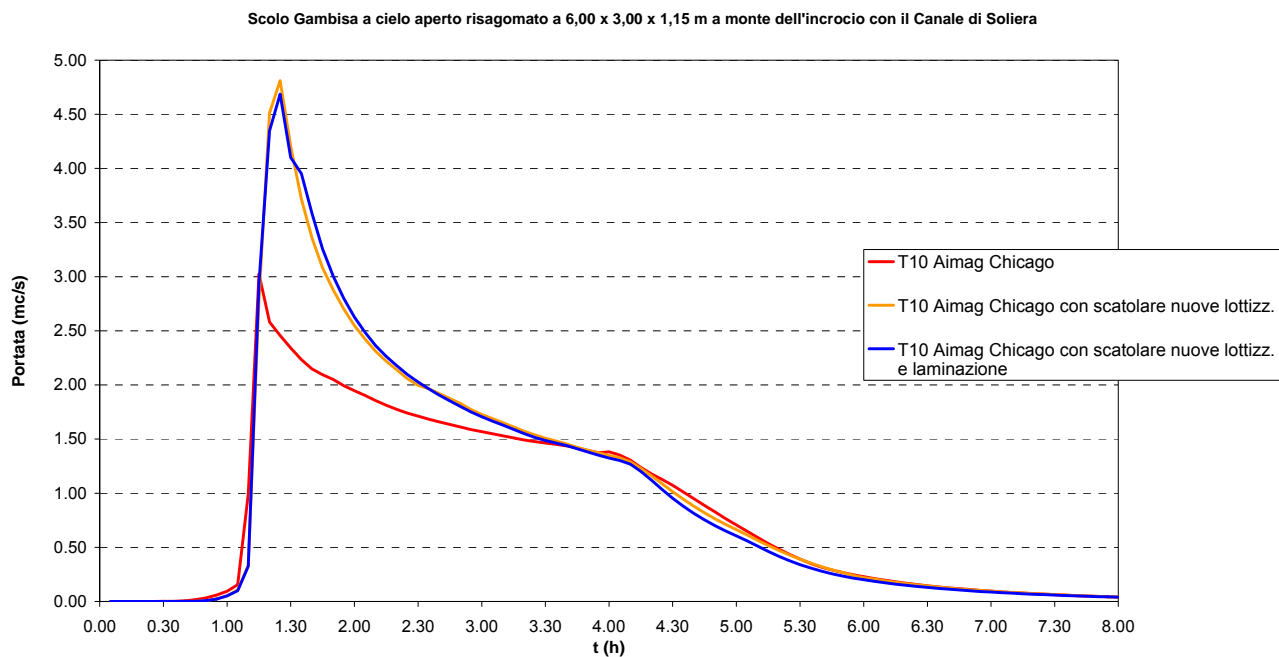


Grafico 12 - Portata Scolo Gambisa a cielo aperto risagomato a 6,00 x 3,00 x 1,15 m a monte dell'incrocio con il Canale di Soliera. STATO DI PROGETTO.

In questa serie di grafici si distinguono gli idrogrammi di piena calcolati in base all'ultimo tipo di sollecitazione pluviometrica adottata in precedenza ($T_r = 10$ anni Chicago Aimag) confrontando:

- a) stato di fatto
- b) previsione nuovi comparti urbanistici "C1" e "C2" con potenziamento della rete (nuovo manufatto scatolare)
- c) previsione nuovi comparti urbanistici "C1" e "C2" con potenziamento della rete (nuovo manufatto scatolare) e realizzazione della vasca di laminazione

per diverse sezioni della dorsale fognaria principale esistente.

Si nota che in corrispondenza del nodo idraulico di Via F.lli Bandiera lo scolmatore in progetto devia la massima parte della piena all'interno della nuova linea di scatolare in progetto restituendo quasi totalmente la capacità idraulica della dorsale esistente (adottando una strozzatura del DN 315 prosegue una portata di circa 200 l/s). Effetto di ciò è il recupero della piena officiosità della rete nella porzione di valle del bacino, con assenza di fenomeni di esondazione superficiale a fronte di un evento severo ($T_r = 10$ anni Chicago) – cfr. Grafico 9.

In chiusura bacino, alla portata in tal modo trasferita dalla dorsale esistente (1,7 mc/s circa – Grafico 10) si aggiunge la portata smaltita dalla nuova dorsale scatolare (oltre 3 mc/s – Grafico 11); il tratto di scolo a cielo aperto da risagomare, immediatamente a monte della sezione di regolazione della portata e collegamento alla vasca di laminazione prevista, è attraversato da 4,5-5 mc/s complessivi al colmo di piena.

A tale proposito si riporta in questa sede il dimensionamento della sezione idraulica prevista per il nuovo ponticello da ricostruire a metà della tratta di Scolo Gambisa da risagomare:

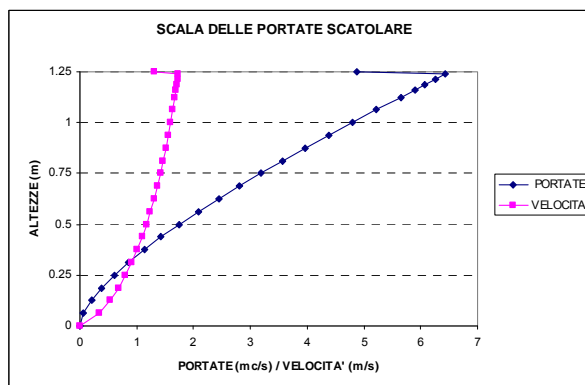
Si è ipotizzato di voler assicurare condizioni di esercizio in moto uniforme e funzionamento non rigurgitato delle condotte stesse.

La scelta dei diametri delle tubazioni in funzione della scabrezza del materiale impiegato, della pendenza imposta, delle portate massime da smaltire determinate e quindi del grado di riempimento, è stata effettuata sfruttando la formula inversa dell'equazione di Chezy:

$$Q = XA\sqrt{Ri}$$

- A = area della sezione occupata dall'acqua;
- R = A/B Raggio idraulico;
- B = Contorno bagnato;
- i = pendenza di fondo;
- X = $K_s (R^{1/6})$ coefficiente di scabrezza;
- K_s = coefficiente di Gaukler-Strickler.

Tratta progetto (nodi)	63-72
Portata da derivare	4.75 mc/s
Tubazione adottata	SCAT 3.00 x 1.25
Scabrezza (Ks)	60 m ^{1/3} /s
Pendenza di posa (i)	0,0014
Portata max	6.4 mc/s
Portata GR 80%	4.75 mc/s



AREA (mq)	PERIMETRO BAGNATO (m)	RAGGIO IDRAULICO (m)	PORTATA (mc/s)	BATTENTE (m)	VELOCITA' (m/s)
0.00	3.00	0.00	0.000	0.00	0.00
0.19	3.13	0.06	0.065	0.06	0.34
0.38	3.25	0.12	0.200	0.13	0.53
0.56	3.38	0.17	0.382	0.19	0.68
0.75	3.50	0.21	0.603	0.25	0.80
0.94	3.63	0.26	0.854	0.31	0.91
1.13	3.75	0.30	1.132	0.38	1.01
1.31	3.88	0.34	1.432	0.44	1.09
1.50	4.00	0.38	1.751	0.50	1.17
1.69	4.13	0.41	2.088	0.56	1.24
1.88	4.25	0.44	2.439	0.63	1.30
2.06	4.38	0.47	2.805	0.69	1.36
2.25	4.50	0.50	3.182	0.75	1.41
2.44	4.63	0.53	3.570	0.81	1.46
2.63	4.75	0.55	3.969	0.88	1.51
2.81	4.88	0.58	4.376	0.94	1.56
3.00	5.00	0.60	4.791	1.00	1.60
3.19	5.13	0.62	5.214	1.06	1.64
3.38	5.25	0.64	5.644	1.13	1.67
3.49	5.33	0.65	5.905	1.16	1.69
3.56	5.38	0.66	6.080	1.19	1.71
3.64	5.43	0.67	6.256	1.21	1.72
3.71	5.48	0.68	6.433	1.24	1.73
3.75	8.50	0.44	4.879	1.25	1.30

Tabella 10 - Valori numerici della scala di deflusso della tubazione adottata tra i nodi 63-72.

Pertanto, il grado di riempimento calcolato per la condotta in progetto corrispondente alla portata massima di calcolo (4,75 mc/s) risulta pari a:

$$GR = \frac{h(Q_{max})}{H} = \frac{1,00}{1,25} = 80\%$$

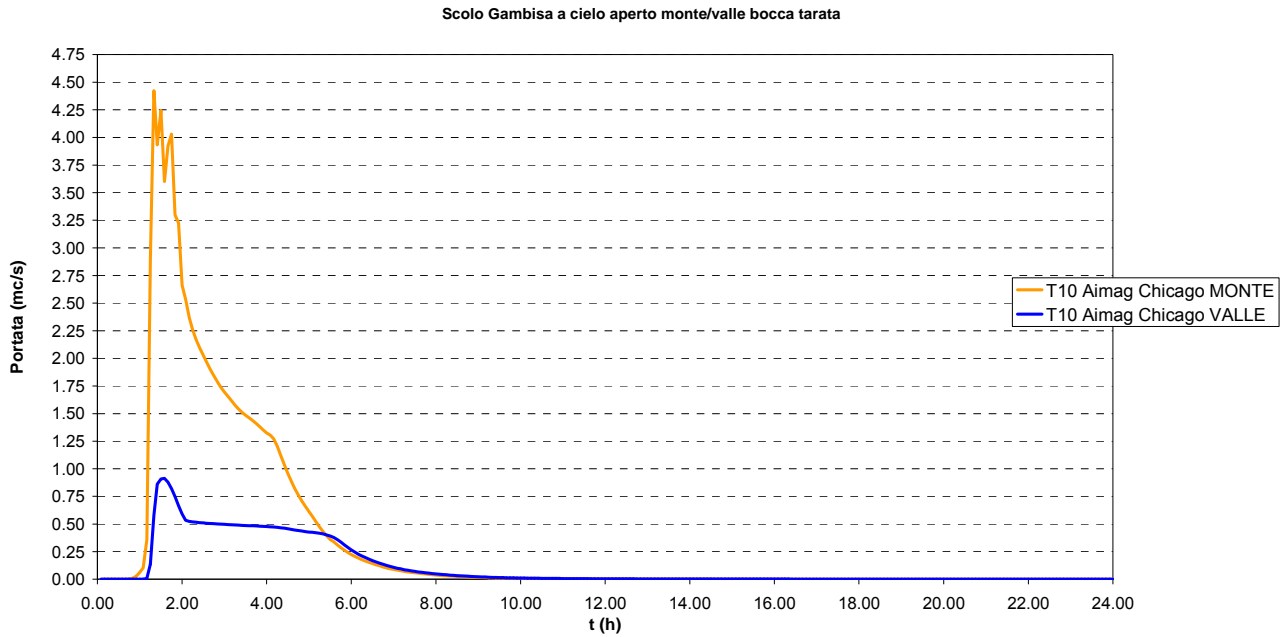


Grafico 13 - Portata Scolo Gambisa a cielo aperto monte/valle della bocca tarata DN 600 posta in linea (simulazioni idrauliche con pioggia critica per il dimensionamento della rete). STATO DI PROGETTO.

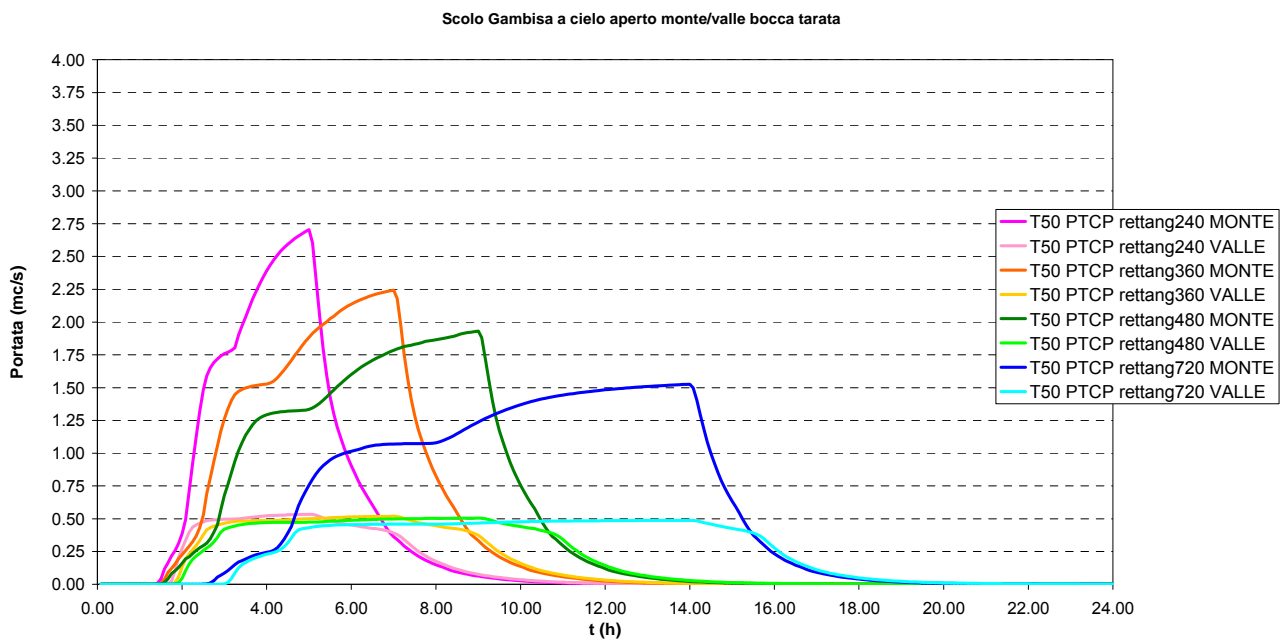


Grafico 14 - Portata Scolo Gambisa a cielo aperto monte/valle della bocca tarata DN 600 posta in linea (simulazioni idrauliche con piogge critiche per il dimensionamento dell'invaso). STATO DI PROGETTO.

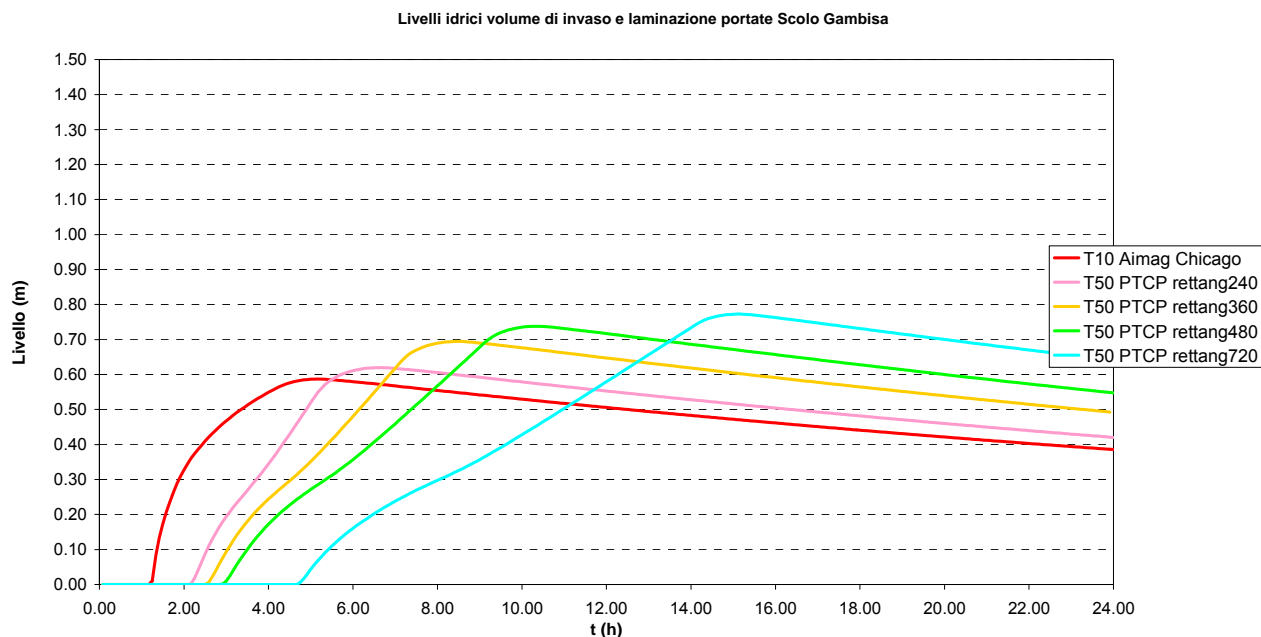
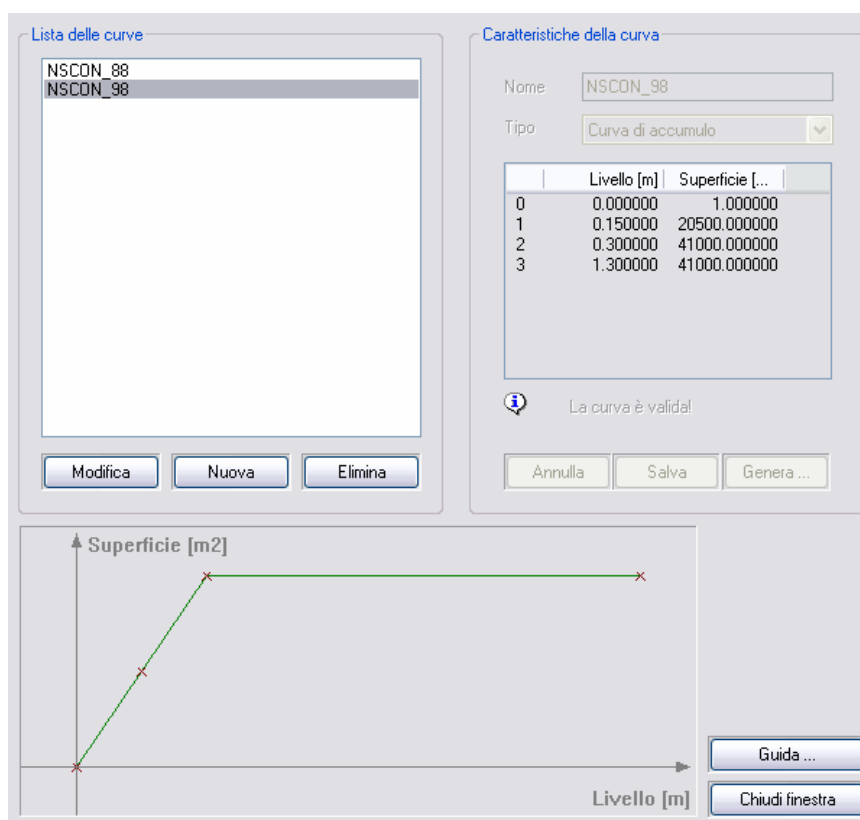


Grafico 15 -Livello idrico all'interno della vasca laminazione portate Scolo Gambisa (superficie utile invaso considerata in simulazione 41'000 mq di cui i primi 30 cm a metà della capacità secondo quanto visualizzato sotto). STATO DI PROGETTO.



I Grafici 13-14 mostrano come le portate in uscita dal bacino, che proseguono lungo lo scolo, vengano limitate secondo quanto prescritto dal Consorzio di Bonifica entro 850-900 l/s per lo ietogramma tipo Chicago e 500-550 l/s per gli ietogrammi rettangolari di lunga durata, in conseguenza del funzionamento della bocca tarata; l'aliquota di portata eccedente, valutabile eseguendo l'integrale della differenza tra gli idrogrammi, viene contenuta all'interno della vasca di laminazione delle portate a servizio del bacino.

Lo ietogramma tipo Chicago ha la caratteristica di massimizzare le intensità di pioggia ed i corrispondenti picchi di portata ed è stato impiegato per dimensionare i tronchi di collettori costituenti la rete; al fine di dimensionare/verificare il volume di invaso della vasca sono stati utilizzati ietogrammi rettangolari con $T_r=50$ anni (c.p.a. PTCP MO) e durata crescente fino ad ottenere quello che massimizzasse il volume da adibire a laminazione delle portate: nel Grafico 14 vengono proposti gli idrogrammi di piena caratteristici del bacino in esame calcolati in corrispondenza dell'immissione nel recapito, relativi a ietogramma tipo rettangolare con $TR = 50$ anni e durata pari a 4-6-8-12 ore (quest'ultimo si rivela essere quello di durata critica per la vasca). Infatti nel Grafico 15 sono riportati i livelli idrici interni alla vasca di laminazione in risposta alle piogge di progetto; è possibile verificare che avendo ipotizzato una curva di accumulo quale quella sopra riportata viene calcolato un tirante massimo di 0,77 m (corrispondente a: $V \text{ (mc)} = (0,30 \text{ m} \times 41'000 \text{ mq})/2 + (0,47 \text{ m} \times 41'000 \text{ mq}) = 25'420 \text{ mc}$) in corrispondenza di uno ietogramma rettangolare di durata pari a 12 ore.

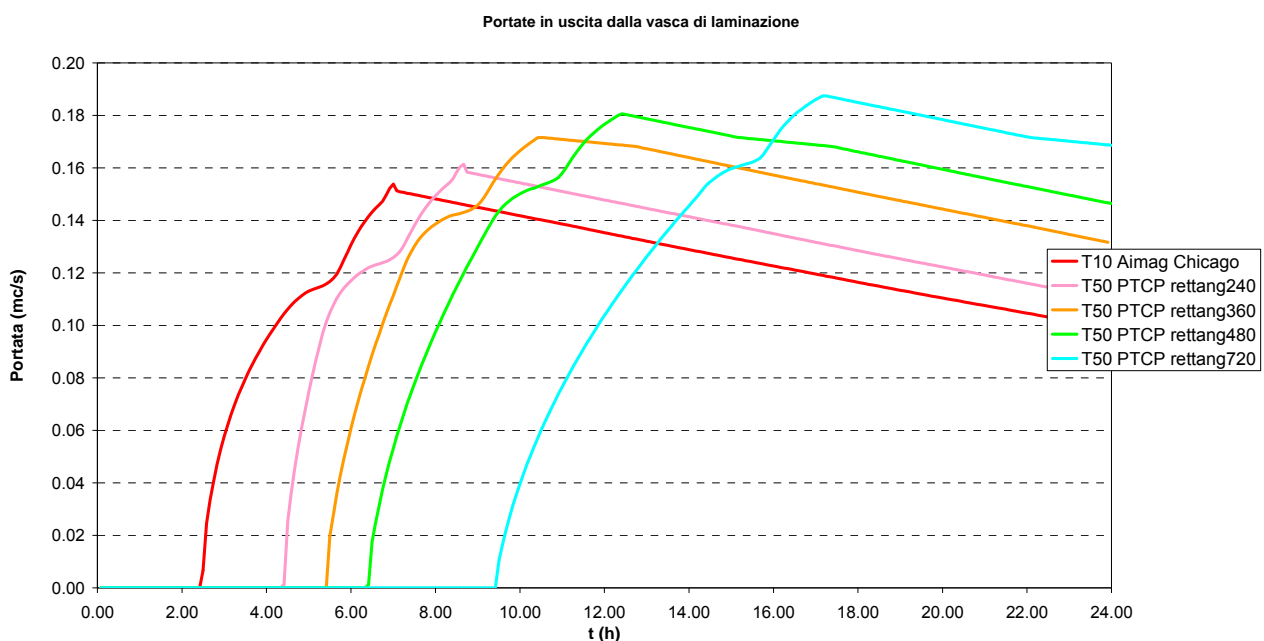


Grafico 16 – Portate in uscita dalla vasca laminazione attraverso la luce di fondo DN 315. STATO DI PROGETTO.

Nel Grafico 16 si illustra l'andamento delle portate in uscita dalla vasca attraverso la luce di fondo DN 315. I colmi, compresi tra 150 e 190 l/s non sono comunque contemporanei ai picchi a valle della bocca tarata (cfr. grafici successivi) ed in ogni condizione simulata non viene superato il valore massimo ammissibile di portata a valle della laminazione.

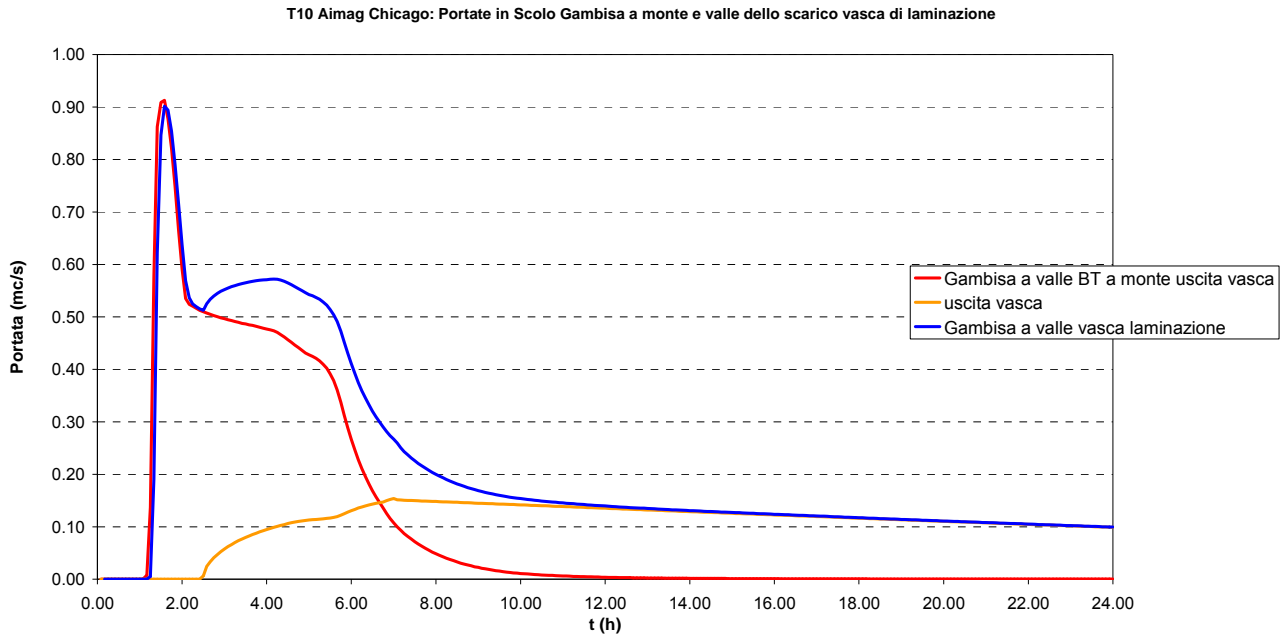


Grafico 17 – Scenario T10 Aimag Chicago: idrogrammi lungo Gambisa a valle della bocca tarata + uscita luce fondo vasca = Gambisa a avalle laminazione. STATO DI PROGETTO.

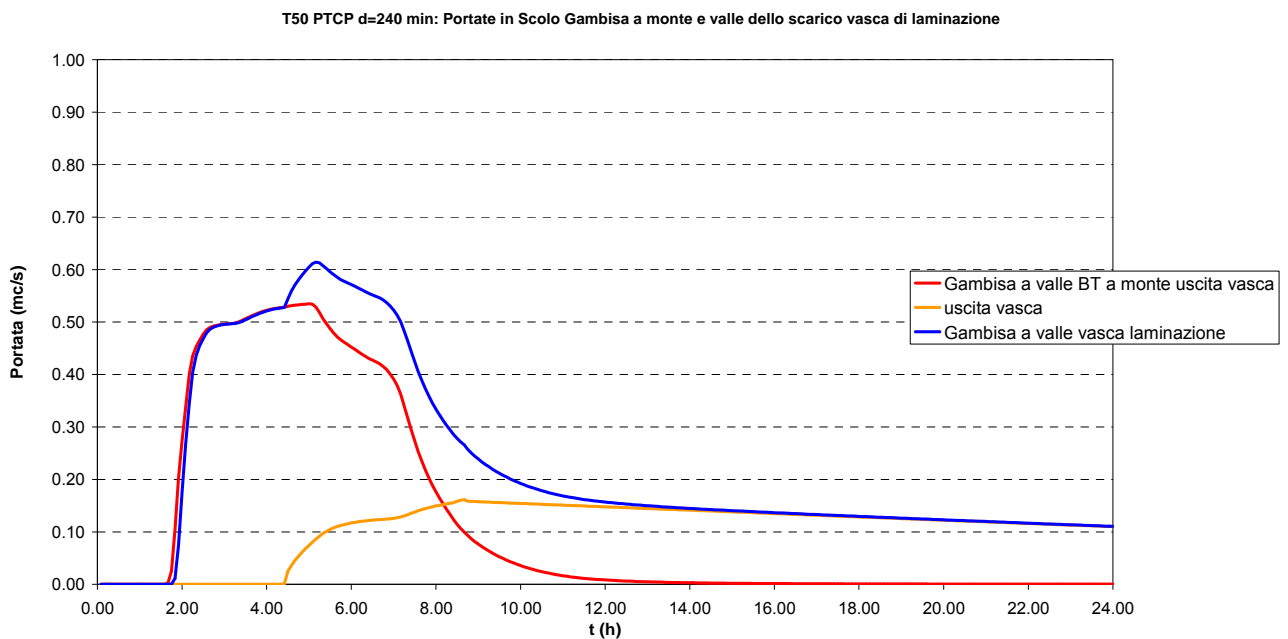


Grafico 18 – Scenario T50 PTCP d=4 ore: idrogrammi lungo Gambisa a valle della bocca tarata + uscita luce fondo vasca = Gambisa a avalle laminazione. STATO DI PROGETTO.

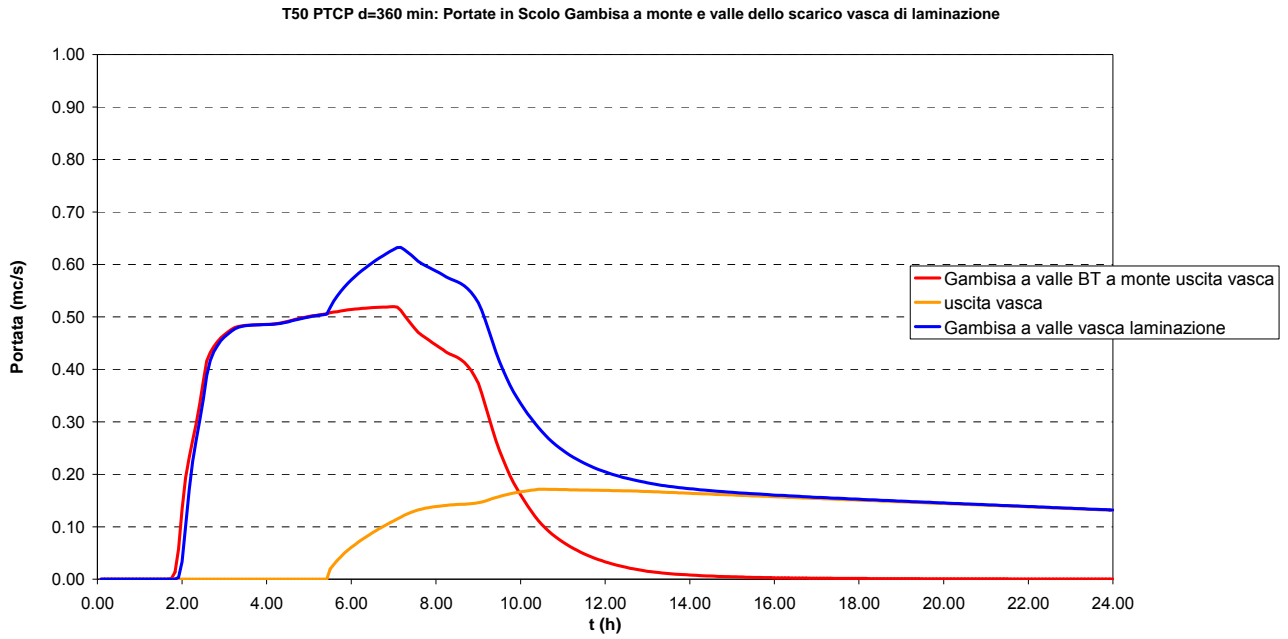


Grafico 19 – Scenario T50 PTCP d=6 ore: idrogrammi lungo Gambisa a valle della bocca tarata + uscita luce fondo vasca = Gambisa a avalle laminazione. STATO DI PROGETTO.

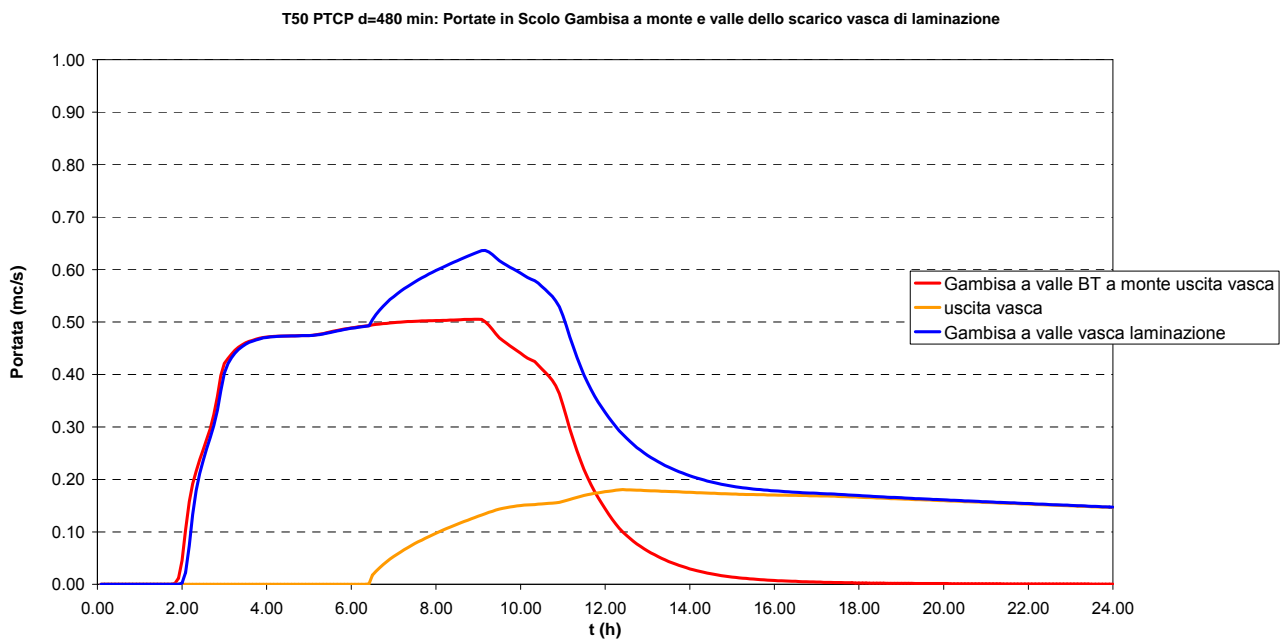


Grafico 20 – Scenario T50 PTCP d=8 ore: idrogrammi lungo Gambisa a valle della bocca tarata + uscita luce fondo vasca = Gambisa a avalle laminazione. STATO DI PROGETTO.

T50 PTCP d=720 min: Portate in Scolo Gambisa a monte e valle dello scarico vasca di laminazione

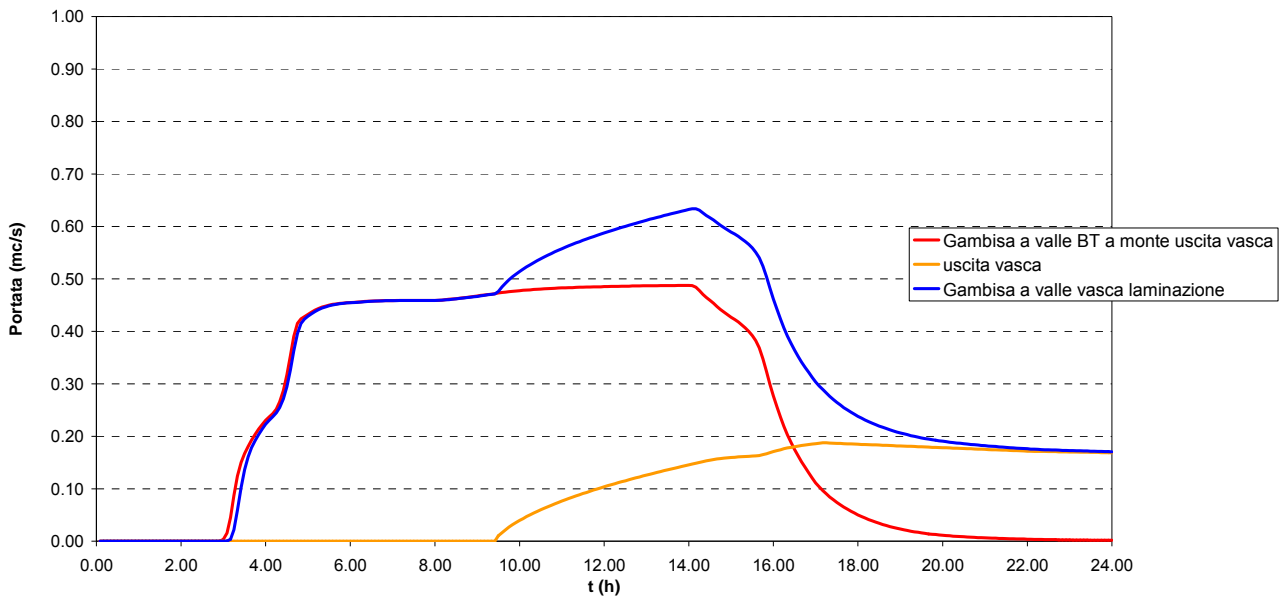


Grafico 21 – Scenario T50 PTCP d=12 ore: idrogrammi lungo Gambisa a valle della bocca tarata + uscita luce fondo vasca = Gambisa a valle laminazione. STATO DI PROGETTO.

Scolo Gambisa MONTE/VALLE laminazione

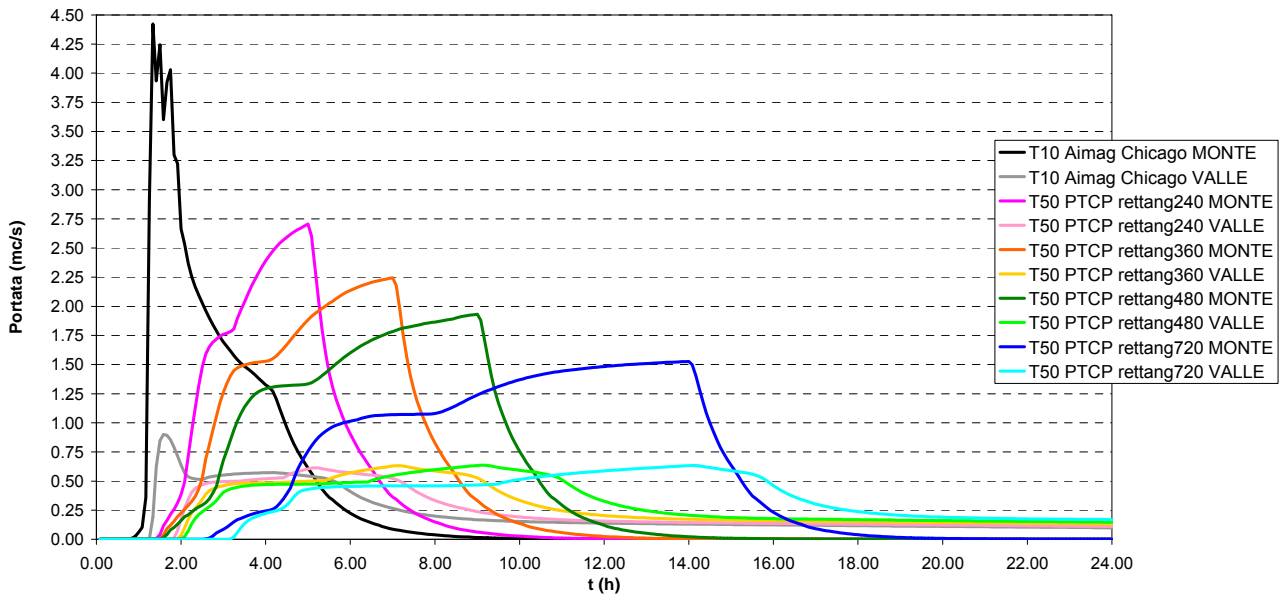


Grafico 22 – Riepilogo tutti gli scenari monte/valle laminazione. STATO DI PROGETTO.

5. MATERIALI IMPIEGATI E MODALITA' DI POSA IN OPERA

Dorsale acque meteoriche

I tronchi dei nuovi collettori in progetto saranno realizzati con:

- condotta scatolare in c.a., con conci di lunghezza non inferiore a 2 metri, prefabbricati in cls vibrocompresso e soletta armata autoportante idonea al transito veicolare pesante; munita di apposita guarnizione a tenuta in gomma sintetica per garantire la tenuta idraulica; dimensioni interne 2500x1250 mm; 3000x1000 mm; 3000x1250 mm.

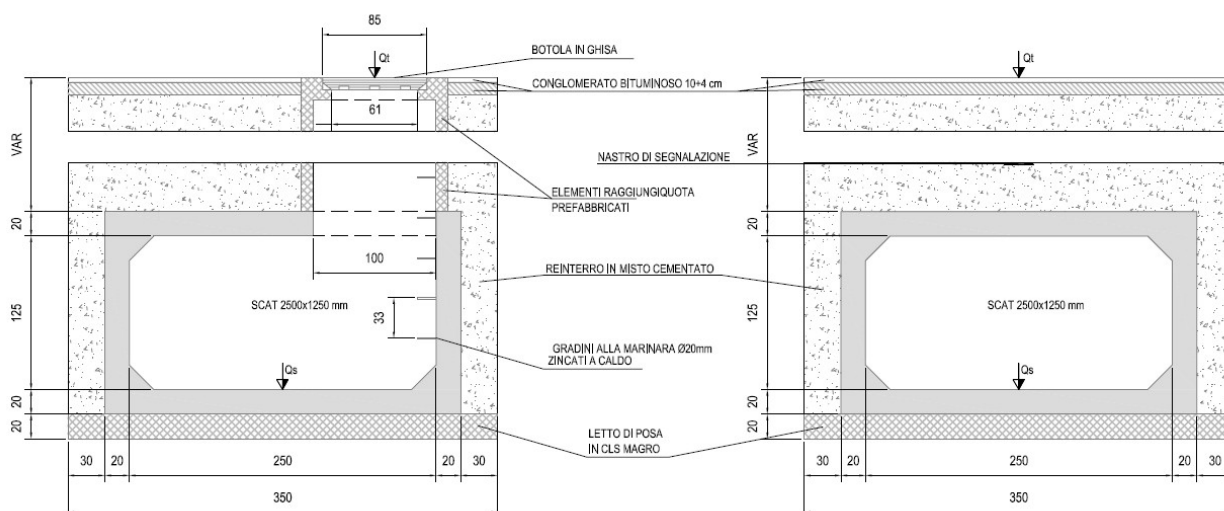


Figura 3 – Sezioni caratteristiche di posa dei manufatti scatolari in c.a. sez. 2,50 x 1,25 m.

Per le regolazioni di portata idraulica (manufatto scolmatore F.lli Bandiera, bocca tarata vasca di laminazione) saranno impiegate:

- tubazioni in PVC UNI EN 1401, classe SN8, spessore SDR34, con giunto a bicchiere munito di anello di tenuta in elastomero, contrassegnati con il marchio di conformità IIP; fornita in barre da 6 m.
- tubazioni prefabbricate autoportanti in calcestruzzo di cemento ad alta resistenza ai solfati, trattate internamente con vernici epossibituminose, a sezione circolare con base piana, giunzione a bicchiere e guarnizione di tenuta incorporata nel giunto conformi alle norme UNI EN 1916/2004, UNI 4920, DIN 4060, PREN 681.1.

I pozzetti di ispezione saranno del tipo:

di forma quadrata, prefabbricato in calcestruzzo vibrato, realizzato con l'impiego di cemento ad alta resistenza ai solfati, per dimensioni di 800 x 800 mm (collettori DN 500 e inferiori) 1000 x 1000 mm (collettori DN 600÷700), 1200 x 1200 mm (collettori DN 800).

E' previsto l'impiego di camere di dimensioni maggiori (es. 1,50 x 1,50 m) per la realizzazione di manufatti particolari.

Nel caso di manufatti scatolari è prevista la predisposizione di un foro circolare o quadrato con l'impiego di torrini con elementi raggiungiquota per l'ispezione della fognatura ogni 50 m circa, interasse da ritenersi congruo alle attività di lavaggio, ispezione e spurgo.

I chiusini dei pozzetti di allaccio e di ispezione è previsto siano in ghisa sferoidale di classe D400 (UNI EN124) ad esclusione di zone o punti dove tali classi sono inadeguate od eccessive in rapporto all'entità e alle caratteristiche dei carichi a cui possono essere sottoposti.

Il sottofondo per la posa dei manufatti verrà eseguito con strato di cls magro per spessore di 20 cm eventualmente armato con rete elettrosaldata.

Rinfianco e ricoprimento delle condotte sono previsti in sabbia per uno spessore di almeno 20 cm sotto e sopra tubo, quindi il riempimento dello scavo verrà eseguito con terreno di riporto nelle tratte in campagna e con terreno ed inerte stabilizzato in corrispondenza delle carraie esistenti. Nei tratti in sede stradale lo strato di 40 cm più superficiale sarà costituito da misto cementato.

In presenza di falda la sabbia dovrà essere sostituita con ghiaietto spezzato 4-8 mm.

Nel caso specifico dell'attraversamento di Via Corte il taglio superficiale della carreggiata verrà ripristinato con rinfianco e reinterro costituito da misto stabilizzato o misto cementato / gettata in cls a seconda delle prescrizioni impartite dall'Amministrazione Comunale, eventualmente interponendo una soletta in cls armata con rete elettrosaldata di larghezza minima 1 m oltre l'ingombro trasversale del manufatto scatolare, funzionale alla ripartizione dei carichi mobili sovrastanti.

Sifone Canale di Soliera

L'attraversamento del Canale di Soliera nei confronti dello Scolo Gambisa sarà eseguito con:

- Tubi in PRFV, prodotti per centrifugazione secondo le specifiche delle norme UNI EN 1796 (Sistemi di tubazioni in PRFV per trasporto di acqua, con o senza pressione), in stabilimenti certificati ISO 9001 ubicati all'interno dell'UE.

I tubi avranno:

- Diametro nominale DN 1400 resistenza alla pressione min PN1 (bar) -definita in sede di progettazione esecutiva-, rigidità $RG \geq 15.000 \text{ N/m}^2$;
- Diametro esterno costante e calibrato per consentire l'innesto del manicotto in qualsiasi punto del tubo eventualmente tagliato;
- Strato interno (liner) di spessore non inferiore a mm 1,3 costituito da resina senza presenza di fibre;
- Lunghezza massima dei tubi pari a m 6, con possibilità di effettuare tagli direttamente in fase di posa, con l'ausilio di comuni dischi diamantati;
- Giunti del tipo a manicotto, provvisti di una guarnizione continua a labbro quadruplo.

Il manicotto dovrà mantenere inalterate le caratteristiche di tenuta anche con disallineamento e angolazione tra gli assi di tubi adiacenti, come da UNI EN 1796, permettendo altresì un movimento longitudinale pari ad almeno lo 0,3% della lunghezza del tubo.

Angolazione massima come da tabella sottostante, che potrà essere aumentata secondo le indicazioni del produttore, tagliando diagonalmente l'estremità dei tubi:

DN del tubo	Angolazione max.
DN ≤ 500	3°
500 < DN ≤ 900	2°
900 < DN ≤ 1800	1°
DN > 1800	0,5°

Il produttore dovrà fornire i risultati certificati dei test relativi alla resistenza a pressione dei tubi, allo schiacciamento trasversale dei tubi, e di tenuta dei giunti, come da EN 1796, EN1394, EN 1228, EN1119, e di abrasione secondo ISO 19565.

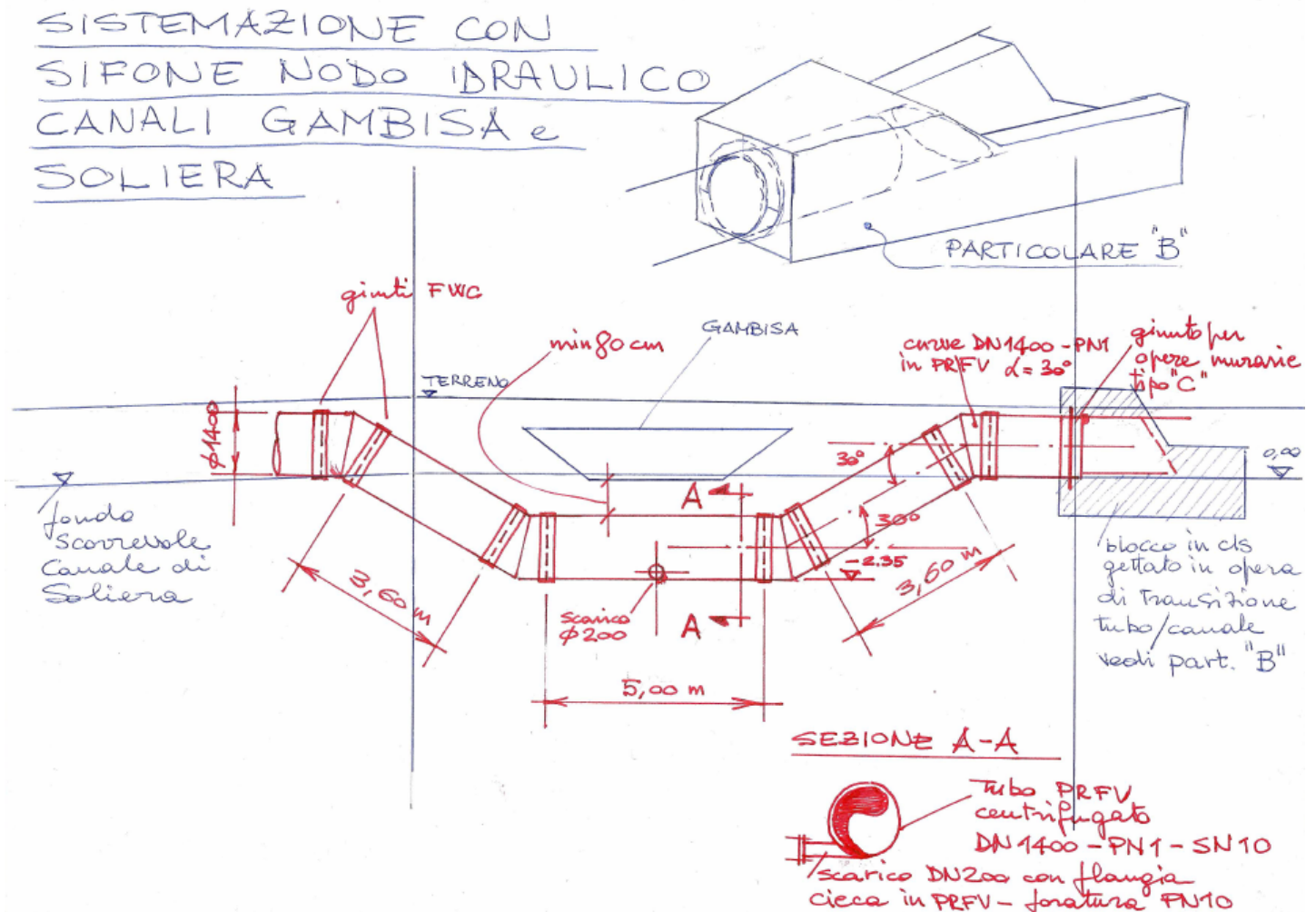


Figura 4 – Schema di progetto risoluzione interferenza Scolo Gambisa con Canale di Soliera con sifonamento di quest'ultimo.

Caratteristiche costruttive dei tubi

La parete delle tubazioni sarà formata da più strati che dovranno costituire un unico elemento strutturale. In particolare, il tubo sarà costituito da:

- o Strato protettivo interno (Liner)

Questo strato deve essere costituito da pura resina, senza presenza di fibre e/od inerti, ed avere uno spessore complessivo non inferiore a 1,3 mm. Deve essere privo di difetti come screpolature ed incrinature e non deve presentare cavità o bolle d'aria.

Il valore di rugosità ammesso è $\leq 0,01$ mm.

Il valore di abrasione risultante dal relativo test (test di Darmstadt), effettuato secondo le norme DIN 19565 a 100.000 cicli, deve essere $\leq 0,45$ mm, senza affioramento di fibre. A 500.000 cicli è ammesso un valore di abrasione superiore, ma sempre senza affioramento di fibre.

- Strato centrale

Come rinforzi di fibra si possono utilizzare fili tagliati.

Questo strato potrà essere costituito, oltre che da fibre di vetro + resina, anche da elementi inerti e cariche minerali (sabbia, carbonati etc.).

- Strato protettivo esterno

Questo strato dello spessore minimo di 1 mm, deve essere costituito da resina ed inerti, ed essere pertanto privo di fibre.

Lo strato protettivo esterno deve essere resistente ai raggi UV.

Vasca di laminazione

Di dimensioni planimetriche di circa 315 m (direz. Nord) x 135 m (direz. Est), avrà profondità massima (intesa come differenza tra la quota di soprassoglio dell'arginello di delimitazione e la quota del punto più depresso in corrispondenza della bocca di invaso-svaso) pari a 1,60 m circa; l'altezza utile di riempimento non potrà superare i 90 cm mantenendosi in ogni condizione al di sotto della quota del piano stradale di Via Gambisa, per un volume utile minimo di 30'750 mc.

La morfologia di dettaglio della vasca andrà definita in fase di progettazione esecutiva; in ogni caso la pendenza longitudinale (lato lungo - direzione Sud Nord) e quella trasversale (lato corto - direzione Est-Ovest) imposte al fondo dell'invaso per garantire il meccanismo di svuotamento a gravità non si prevedono superiori all'1 per mille.

La depressione morfologica potrà essere sagomata suddividendo la superficie a disposizione in comparti caratterizzati da diversa frequenza di allagamento; ciò si ottiene realizzando il fondo vasca dei vari comparti a quote diverse, progressivamente crescenti allontanandosi dalla bocca di uscita delle acque. Tale soluzione, consentirà di razionalizzare le operazioni di pulizia e manutenzione, minimizzando gli interventi sulla porzione di invaso più lontana dalla bocca e altimetricamente più elevata che viene allagata più raramente.

La depressione sarà delimitata da arginelli di larghezza minima pari a 5 m per consentire l'accesso e il transito dei mezzi che svolgeranno le operazioni di pulizia e manutenzione delle sponde e del fondo della vasca e verrà opportunamente recintata e segnalata da apposita cartellonistica. Nell'ambito delle aree da acquisire sarà da tenere in debita considerazione tale fascia perimetrale della vasca.

Se richiesto dalle autorità competenti, sarà possibile impermeabilizzare il fondo della vasca a protezione di potenziale contaminazione delle acque sotterranee mediante interposizione di guaina in PVC o, in alternativa, di materiale tipo geocomposto bentonitico o simile che garantisca i medesimi risultati.

Al fine di raggiungere condizioni di buona efficienza nello svuotamento, non potendo prevedere pendenze del fondo elevate, potrà essere realizzato in prossimità della bocca di ingresso – uscita un fondello in cls e/o pietrame di lunghezza opportuna con la funzione di invito alla vena fluida.

Si rimanda ad apposita Relazione di inserimento paesaggistico ambientale (elaborato E4) per i dettagli del progetto preliminare degli interventi di mitigazione compatibili con la destinazione d'uso prevista per la vasca.

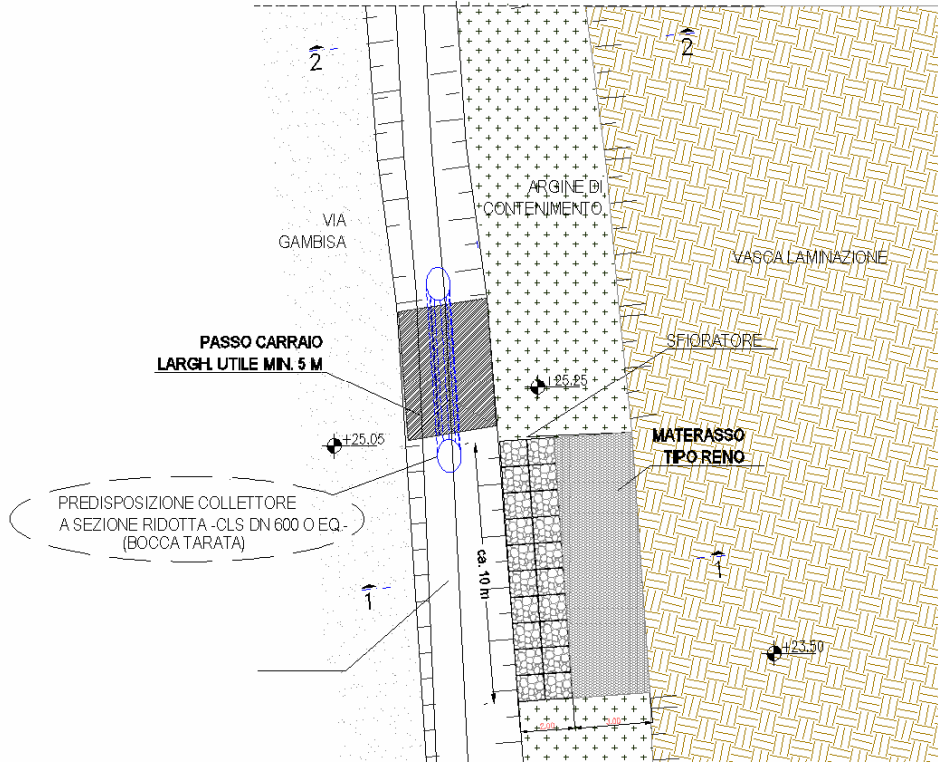


Figura 5 – Particolare tipologico di collegamento tra lo scolo e la vasca di laminazione a cielo aperto: modalità riempimento vasca con bocca tarata in linea e sfiatore laterale (Stralcio part. “A” TAV 3).

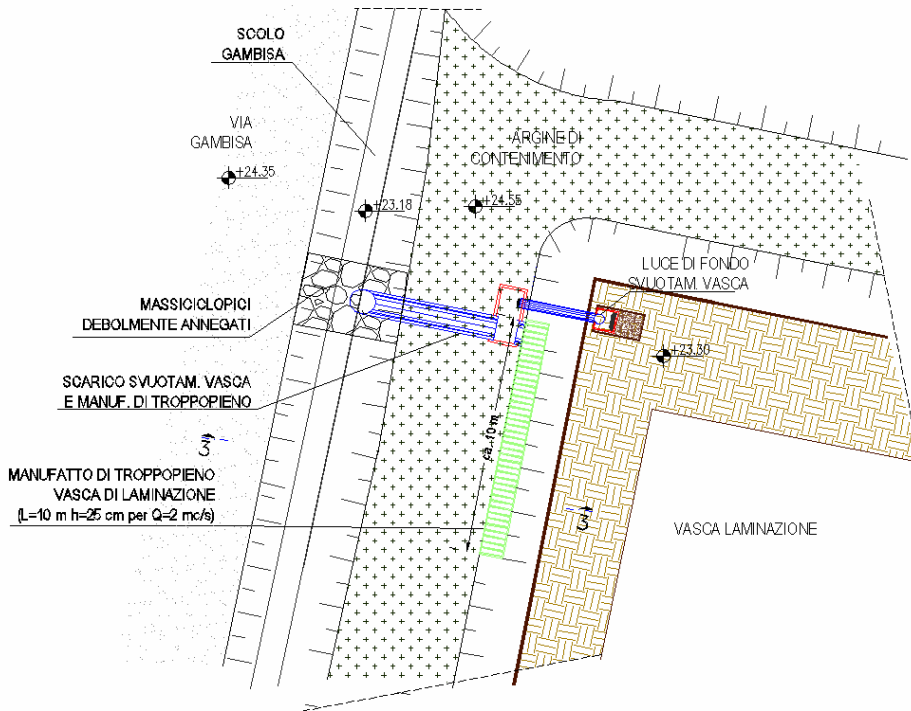
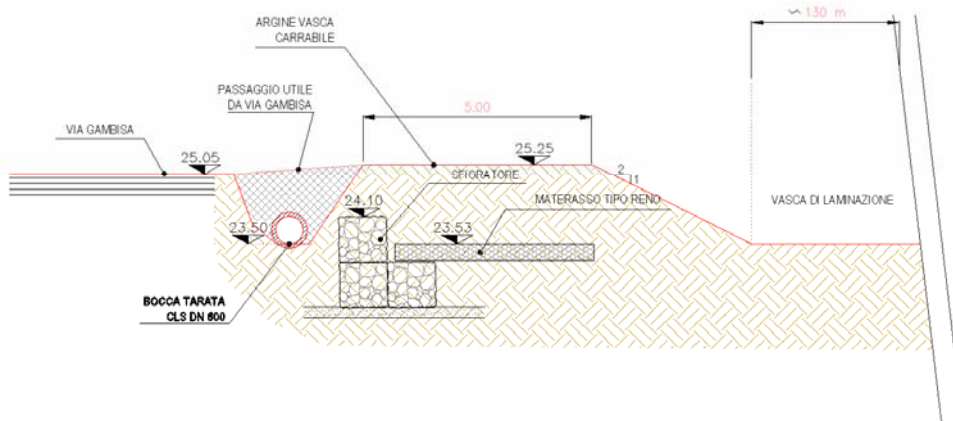
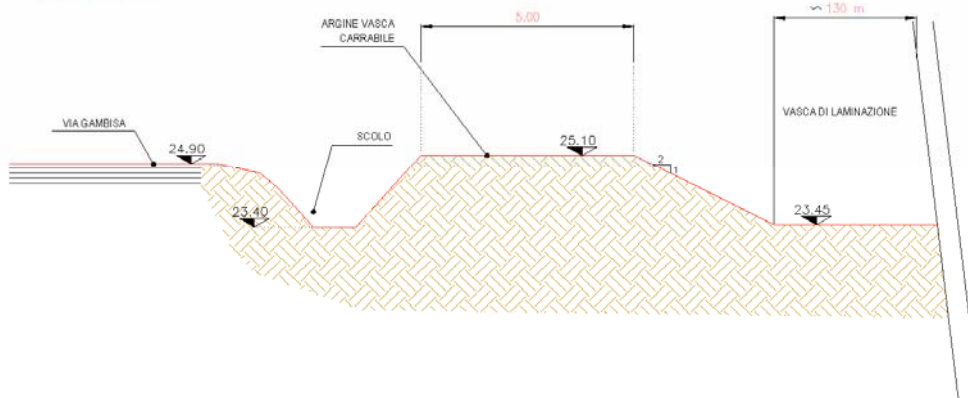


Figura 6 – Particolare tipologico di collegamento tra lo scolo e la vasca di laminazione a cielo aperto: modalità svuotamento vasca con luce di fondo a diametro ridotto e manufatto di troppo pieno (Stralcio part. “B” TAV 3).

SEZIONE 1-1
scala 1:100



SEZIONE 2-2
scala 1:100



SEZIONE 3-3
scala 1:100

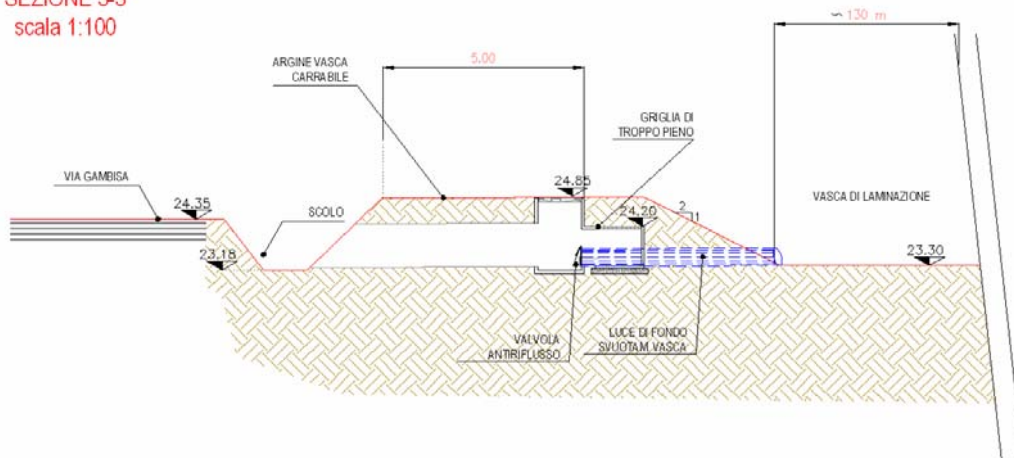


Figura 7 – Sezioni trasversali scolo-vasca (bocca tarata e sfioratore; arginello di contenimento carrabile; bocca di uscita e manufatto di troppopieno (Stralcio TAV 3).

6. QUADRO GENERALE DELLA RETE DI DRENAGGIO OGGETTO DI INTERVENTO

Node1	Node2	Material	Project	Length	Slide1	Slide2	SubArea	Slope
75	44	CLS DN 1000	esistente	65.94	24.67	24.60	0.23	0.0011
44	50	CLS DN 1000	esistente	97.56	24.60	24.49	0.64	0.0011
50	55	CLS DN 1000	esistente	179.48	24.49	24.44	0.44	0.0003
55	61	CLS DN 1000	esistente	185.98	24.44	24.23	0.88	0.0011
61	62	CLS DN 1200	esistente	25.43	24.02	23.96	0.00	0.0024
62	63	CLS DN 1200	esistente	112.81	23.96	23.73	0.21	0.0020
57	77	CLS DN 300	esistente	43.17	25.57	25.22	0.63	0.0081
59	78	CLS DN 300	esistente	48.20	25.40	25.26	0.70	0.0029
49	52	CLS DN 300	esistente	62.13	25.32	25.30	0.29	0.0003
49	48	CLS DN 300	esistente	53.15	25.24	25.16	0.42	0.0015
5	4	CLS DN 400	esistente	103.28	27.25	27.20	0.80	0.0005
4	3	CLS DN 400	esistente	121.55	27.20	27.14	0.76	0.0005
20	21	CLS DN 400	esistente	186.03	26.43	26.29	2.76	0.0008
21	19	CLS DN 400	esistente	186.05	26.29	25.86	1.32	0.0023
25	22	CLS DN 400	esistente	141.33	26.06	25.67	0.74	0.0028
26	24	CLS DN 400	esistente	172.17	25.70	25.54	1.09	0.0009
47	46	CLS DN 400	esistente	28.08	25.70	25.39	0.26	0.0110
43	37	CLS DN 400	esistente	38.43	25.69	25.66	0.15	0.0008
37	39	CLS DN 400	esistente	44.40	25.66	25.43	0.24	0.0052
39	41	CLS DN 400	esistente	56.34	25.43	25.32	0.22	0.0020
46	48	CLS DN 400	esistente	94.76	25.39	25.16	1.11	0.0024
51	52	CLS DN 400	esistente	83.20	25.35	25.30	0.47	0.0006
56	60	CLS DN 400	esistente	51.91	25.34	24.99	0.47	0.0067
41	35	CLS DN 400	esistente	83.77	25.32	25.28	0.37	0.0005
52	79	CLS DN 400	esistente	40.83	25.30	25.28	0.13	0.0006
78	60	CLS DN 400	esistente	52.32	25.26	25.11	0.25	0.0029
48	44	CLS DN 400	esistente	92.32	25.16	25.08	0.48	0.0009
77	58	CLS DN 400	esistente	49.86	25.10	24.90	0.21	0.0040
71	67	CLS DN 400	esistente	79.65	24.91	24.77	1.11	0.0018
70	67	CLS DN 400	esistente	50.94	24.77	24.75	0.74	0.0004
6	3	CLS DN 500	esistente	73.34	27.20	27.14	0.30	0.0008
4	7	CLS DN 500	esistente	135.86	27.20	27.08	2.32	0.0009
7	8	CLS DN 500	esistente	117.89	27.08	26.95	2.10	0.0011
15	14	CLS DN 500	esistente	135.47	26.10	25.90	1.17	0.0015
27	23	CLS DN 500	esistente	26.48	25.92	25.88	0.12	0.0015
53	54	CLS DN 500	esistente	277.76	25.42	25.37	4.79	0.0002
54	50	CLS DN 500	esistente	283.20	25.37	24.90	3.14	0.0017
79	50	CLS DN 500	esistente	44.56	25.28	25.02	0.19	0.0058
60	58	CLS DN 500	esistente	53.75	24.99	24.77	0.36	0.0041
58	55	CLS DN 500	esistente	44.73	24.77	24.70	0.40	0.0016
69	66	CLS DN 500	esistente	65.37	24.75	24.58	0.69	0.0026
64	65	CLS DN 500	esistente	51.64	24.71	24.61	0.44	0.0020
68	65	CLS DN 500	esistente	33.04	24.71	24.61	0.76	0.0030
65	66	CLS DN 500	esistente	60.75	24.61	24.58	0.36	0.0005
3	10	CLS DN 600	esistente	147.48	27.14	27.01	1.01	0.0009
10	9	CLS DN 600	esistente	114.27	27.01	26.91	0.72	0.0009
8	9	CLS DN 600	esistente	121.22	26.95	26.91	0.27	0.0003
9	11	CLS DN 600	esistente	141.78	26.91	26.58	2.91	0.0024
11	12	CLS DN 600	esistente	117.59	26.58	26.30	2.29	0.0024
12	13	CLS DN 600	esistente	133.25	26.30	26.06	4.71	0.0018
13	14	CLS DN 600	esistente	149.14	26.06	25.80	6.34	0.0018
66	67	CLS DN 600	esistente	98.30	24.58	24.49	0.45	0.0009
67	62	CLS DN 600	esistente	42.41	24.49	24.47	0.13	0.0005
14	16	CLS DN 800	esistente	49.77	25.80	25.75	0.00	0.0010
16	19	CLS DN 800	esistente	150.26	25.75	25.60	1.84	0.0010
19	22	CLS DN 800	esistente	51.45	25.60	25.56	0.61	0.0008
22	23	CLS DN 800	esistente	51.83	25.56	25.54	0.24	0.0003
23	24	CLS DN 800	esistente	5.86	25.54	25.54	0.00	0.0003
24	28	CLS DN 800	esistente	85.06	25.54	25.42	0.41	0.0014
28	29	CLS DN 800	esistente	38.25	25.42	25.36	0.12	0.0014
29	35	CLS DN 800	esistente	147.85	25.36	25.15	1.15	0.0014
86	75	CLS DN 800	esistente	56.86	25.12	24.87	0.32	0.0044
1	2	PVC DN 200	esistente	76.83	27.35	27.30	1.28	0.0007
2	6	PVC DN 200	esistente	127.68	27.30	27.20	1.88	0.0008

2	4	PVC DN 200	esistente	75.37	27.30	27.20	0.17	0.0013
76	54	PVC DN 200	esistente	67.82	25.84	25.57	0.61	0.0040
32	33	PVC DN 250	esistente	128.85	26.10	25.79	1.01	0.0024
36	37	PVC DN 250	esistente	118.72	26.00	25.85	0.52	0.0013
38	39	PVC DN 250	esistente	118.51	25.95	25.63	0.52	0.0027
40	41	PVC DN 250	esistente	84.04	25.85	25.32	0.57	0.0063
34	33	PVC DN 250	esistente	37.21	25.73	25.68	0.30	0.0015
45	46	PVC DN 250	esistente	120.39	25.67	25.39	0.44	0.0023
42	41	PVC DN 250	esistente	58.51	25.52	25.32	0.46	0.0034
17	18	PVC DN 315	esistente	52.48	26.50	26.39	0.80	0.0021
30	31	PVC DN 315	esistente	201.22	26.12	26.03	2.67	0.0004
31	28	PVC DN 315	esistente	181.16	26.03	25.67	1.22	0.0020
33	29	PVC DN 315	esistente	83.61	25.68	25.40	0.39	0.0033
18	16	PVC DN 400	esistente	78.88	26.39	26.21	0.31	0.0023
87	73	TERRA ST 4.00 x 1.00 x 1.15	esistente	296.56	23.48	23.18	0.00	0.0010
73	99	TERRA ST 4.00 x 1.00 x 1.15	esistente	74.10	23.18	23.11	0.00	0.0010
35	86	PVC DN 315	Lotto 1	17.71	25.15	25.12	0.00	0.0014
35	80	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 1	10.00	24.74	24.73	0.00	0.0010
80	89	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 1	50.00	24.73	24.68	1.40	0.0010
89	90	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 1	50.00	24.68	24.63	1.40	0.0010
90	81	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 1	49.36	24.63	24.59	1.38	0.0010
81	91	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 1	65.00	24.59	24.52	3.11	0.0010
91	82	CLS SCAT 3.00 x 1.00	Lotto 1	30.00	24.52	24.49	1.43	0.0010
82	92	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	50.00	24.49	24.44	0.00	0.0010
92	93	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	50.00	24.44	24.39	0.00	0.0010
93	83	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	47.76	24.39	24.35	0.00	0.0010
83	94	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	45.02	24.35	24.30	1.84	0.0010
94	95	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	45.98	24.30	24.26	1.87	0.0010
95	84	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	45.00	24.26	24.21	1.83	0.0010
84	96	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	55.00	24.21	24.16	1.14	0.0010
96	97	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	55.00	24.16	24.10	1.14	0.0010
97	85	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	61.65	24.10	24.04	1.28	0.0010
85	63	CLS SCAT 2.50 x 1.25	Lotto 2	45.50	24.04	23.99	0.00	0.0010
72	87	CLS DN 600	Lotto 3	23.38	23.50	23.48	0.00	0.0010
98	73	PVC DN 315	Lotto 3	14.29	23.30	23.29	0.00	0.0010
63	72	TERRA ST 6.00 x 3.00 x 1.15	Lotto 3	163.38	23.73	23.50	7.98	0.0014

Tabella 11 - Sviluppo della rete di drenaggio compresa nel bacino dello Scolo Gambisa verificata tramite modello.