

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

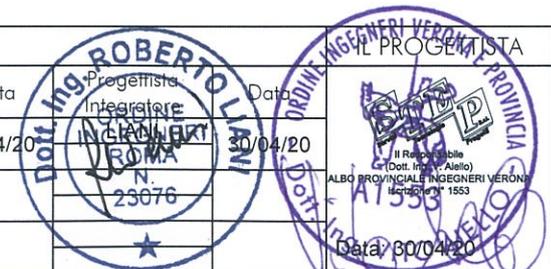
PROGETTO ESECUTIVO

INZ1 - RIQUALIFICAZIONE VIABILITÀ PODERALE TRA VIA MANZONI E VIA CAVOUR
RELAZIONE IDRAULICA

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Tassinari) Data: 29 MAG 2020	 Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	R I	I N Z 1 0 6	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data
A	Emissione	ZIFFERERO <i>Zifferero</i>	30/04/20	AIELLO <i>Aiello</i>	30/04/20	30/04/20
B						
C						



CIG. 751447334A File: INOR12EE2RIINZ106001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001

Rev.
A

Foglio
2 di 21

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1. DOCUMENTI REFERENZIATI.....	4
4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA.....	5
4.1. VIABILITÀ IN PROGETTO	5
4.2. RETE DI DRENAGGIO	5
5. AFFLUSSI – DEFLUSSI E VERIFICA IDRAULICA RETE DI DRENAGGIO	7
5.1. ELABORAZIONE ED INTEGRAZIONE DATI PAI.....	7
5.2. IDROLOGIA.....	8
5.3. CALCOLO DELLA PORTATA DI MASSIMA PIOGGIA.....	10
5.4. COEFFICIENTE DI DEFLUSSO.....	11
5.5. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ	11
5.6. VERIFICA DELLA CUNETTA ALLA FRANCESE	12
5.7. VERIFICA DEL FOSSO DRENANTE.....	14
6. RICUCITURA RETE IRRIGUA.....	20

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001

Rev.
A

Foglio
3 di 21

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'intervento di realizzazione della nuova strada di progetto poderele ubicata a nord della linea AV/AC Torino-Venezia Tratta Milano – Verona Lotto funzionale Brescia Est-Verona, in corrispondenza del tratto compreso tra prog. Km 110+046 e 110+550 circa.

L'intervento rientra all'interno del Comune di Calcinato in Provincia di Brescia, ed è motivato dalla richiesta del Comune stesso, espressa in Conferenza di Servizi, di riqualificare e migliorare la viabilità esistente tra Via Cavour e Via Manzoni a seguito della realizzazione della linea ferroviaria di progetto.

Il progetto esecutivo viene sviluppato sulla base delle soluzioni e delle scelte già individuate in sede di progettazione definitiva, previa verifica e aggiornamento dei dati al contorno effettuata in coordinamento con i tecnici incaricati della progettazione. Opportuni aggiornamenti progettuali, rispetto alla fase precedente, sono stati introdotti a risposta delle eventuali necessità occorse, dettate da variazioni geometriche apportate alle strutture.

La presente relazione riporta le premesse, le modalità realizzative e le conclusioni dello studio idraulico realizzato nel tratto in oggetto, al fine di valutare l'efficacia degli interventi proposti in progetto nella loro globalità.

In particolare, per gli aspetti idraulici, sono stati assunti i dati elaborati nel Progetto Definitivo e facenti riferimento ad un evento con tempo di ritorno di 25 anni, relativamente allo smaltimento delle acque di piattaforma stradale.

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

Le finalità del presente documento sono la definizione e la verifica del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche che insistono sulla carreggiata stradale in progetto.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Documenti Referenziati

Nella presente relazione, si è fatto riferimento ai seguenti documenti del progetto esecutivo:

Rif. [1] IN0R12EE2P8INZ106001 – PLANIMETRIA DI DRENAGGIO ACQUE DI PIATTAFORMA

Rif. [2] IN0R12EE2P8INZ100001 – PLANIMETRIA DI PROGETTO GENERALE

Rif. [3] IN0R12EE2F7INZ100001 – ASSE PRINCIPALE - PROFILO LONGITUDINALE

Rif. [4] IN0R12EE2WZINZ100001 – SEZIONI TIPO

Rif. [5] IN0R12EE2BBINZ106001 – ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI - CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI

Rif. [6] IN0R11EE2BZSL0006001 – PARTICOLARI COSTRUTTIVI IDRAULICA DI PIATTAFORMA

E del progetto definitivo:

Rif. [7] IN0500DE2RGID00010012 – RELAZIONE IDROLOGICA

Rif. [8] IN0500DE2RGID00020053 – REL IDROLOG-IDRAULICA PER SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA

4.1. Viabilità in progetto

Attualmente Via Cavour ha un allineamento Sud-Nord, e una larghezza di carreggiata di circa 5÷6m; a partire da Calcinatello, prosegue in direzione Nord, scavalca l'Autostrada A4 mediante un cavalcavia, e prosegue fino a Via Statale. Sul tratto di Via Cavour a nord dell'Autostrada A4, a circa 130m dal cavalcavia esistente, si innesta la viabilità di collegamento tra Via Cavour e Via Manzoni, che presenta un allineamento Est-Ovest, e una larghezza della carreggiata di 3.50÷4.0m circa.

Il tracciato in progetto ha inizio in corrispondenza dello stabilimento ovest della ditta WTE, dove termina l'intervento del sottovia SLZ3, e dove la viabilità di progetto interseca a raso la strada poderale di collegamento tra Via Cavour e Via Manzoni.

Il tracciato dell'asse principale della viabilità in esame risulta in continuità con il tracciato del sottopasso poderale SLZ3, ha un'estensione complessiva pari a 684 m circa, e risulta interamente in rilevato.

Al termine del tracciato, per regolare l'intersezione tra il tracciato di progetto e la carreggiata esistente di Via Cavour, è prevista una rotonda a 3 rami di diametro 30m.

In corrispondenza dell'incrocio tra l'asse principale e la strada poderale di collegamento tra Via Cavour e Via Manzoni, per garantire il corretto raccordo tra la viabilità di progetto e quella esistente, sono previsti due rami secondari denominati Ramo A (lato Est) e Ramo B (lato Ovest), di lunghezza rispettivamente pari a circa 32 e 34m.

4.2. Rete di drenaggio

Per quanto riguarda l'asse principale, le acque di piattaforma vengono smaltite nei fossi di guardia al piede del rilevato mediante appositi embrici posizionati sulle scarpate.

In particolare, in virtù delle pendenze assegnate alla piattaforma:

- per il tratto di viabilità da pk 0+027 a pk 0+225 circa, le acque della piattaforma vengono smaltite in entrambi i fossi di guardia;
- per il tratto da pk 0+249 a pk 0+441, le acque di tutta la piattaforma vengono smaltite nel fosso di guardia lato nord;
- per il tratto da pk 0+441 a pk 0+518, in considerazione della presenza di un muro in c.a. esistente di delimitazione della proprietà, è stata inserita una cunetta alla francese sul ciglio sinistro che smaltisce nel fosso lato nord del tratto precedente;
- per il tratto da pk 0+518 a 0+559, le acque di tutta la piattaforma vengono smaltite nel fosso di guardia lato nord;
- per il tratto da pk 0+559 alla rotonda, le acque di tutta la piattaforma vengono smaltite verso sud.

Per quanto riguarda la rotonda, in considerazione della conformazione plano-altimetrica che la sistemazione finale viene ad assumere si ritiene che l'acqua piovana tenda a defluire verso il cordolo posizionato ad est a separazione dell'area verde di progetto. Si prevede quindi l'"apertura" del cordolo in alcuni punti per permettere il posizionamento degli embrici attraverso i quali le acque meteoriche verranno fatte defluire oltre l'area verde fino alla scarpata esistente.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001

Rev.
A

Foglio
6 di 21

Per un approfondimento dello schema descritto si rimanda alla PLANIMETRIA DI DRENAGGIO ACQUE DI PIATTAFORMA (Rif. [1]).

L'interasse tra gli embrici è sempre di 15m. In corrispondenza dello sbocco degli embrici il fosso drenante è rivestito in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata per un tratto di lunghezza pari a 1,5m (vedi Rif. [6], particolare I7).

La cunetta alla francese posizionata in corrispondenza del muro nel tratto da pk 0+441 a pk 0+518 ha larghezza totale pari a 0.76m e presenta una sezione idraulica triangolare (vedi Rif. [4]) con pendenza longitudinale pari a quella dell'asse stradale di progetto. Scarica nel fosso drenante a nord del rilevato di progetto attraverso un embrice.

5. AFFLUSSI – DEFLUSSI E VERIFICA IDRAULICA RETE DI DRENAGGIO

5.1. Elaborazione ed integrazione dati PAI

L'11 maggio 1999 il Comitato Istituzionale del fiume Po ha adottato il “Progetto di Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico”. In seguito sono state avviate le attività relative alla pubblicazione e osservazione da parte degli Enti territorialmente interessati.

La legge 365/2000 ha introdotto una nuova procedura per l’adozione di Piano Stralcio, che ha assegnato alle Conferenze programmatiche, convocate dalle Regioni e organizzate in ambiti e sub ambiti provinciali, l’espressione del parere sul progetto di PAI. Ogni Regione ha stabilito modalità, criteri e atti per tali adempimenti, trasmettendo gli esiti del lavoro all’Autorità di bacino.

Delle determinazioni assunte in sede di Conferenze programmatiche ha tenuto conto il Comitato Istituzionale che, nella seduta del 26 aprile 2001, ha adottato il “Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico”, che è stato poi approvato il 24 maggio 2001 ed è divenuto esecutivo dalla pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale l’8 agosto 2001.

Nel PAI sono state aggregate e portate a sistema tutte le determinazioni per contrastare il rischio idraulico e idrogeologico precedentemente assunte dall’Autorità di bacino del fiume Po e, in particolare, quanto contenuto nel Piano stralcio per la realizzazione degli interventi necessari al ripristino dell’assetto idraulico, all’eliminazione delle situazioni di dissesto idrogeologico e alla prevenzione di rischi idrogeologici, nonché al ripristino delle aree di esondazione nel Piano stralcio delle fasce fluviali e nel Piano Straordinario per le aree a rischio idrogeologico molto elevato.

Il PAI ha lo scopo di assicurare, attraverso la programmazione di opere strutturali, vincoli e direttive, la difesa del suolo rispetto al dissesto di natura idraulica e idrogeologica e la tutela degli aspetti a esso connessi, in coerenza con le finalità generali stabilite dalla legge 183 del 18 maggio 1989.

Obiettivi generali sono:

- garantire un livello di sicurezza adeguato sul territorio;
- conseguire un recupero della funzionalità dei sistemi naturali (anche tramite la riduzione dell’artificialità conseguente alle opere di difesa), il ripristino, la riqualificazione e la tutela delle caratteristiche ambientali del territorio, il recupero delle aree fluviali a utilizzi ricreativi;
- conseguire il recupero degli ambiti fluviali e del sistema idrico quale elementi centrali dell’assetto territoriale del bacino;
- raggiungere condizioni di uso del suolo compatibili con le caratteristiche dei sistemi idrografici e dei versanti, funzionali a conseguire effetti di stabilizzazione e consolidamento dei terreni e di riduzione dei deflussi di piena.

5.2. Idrologia

La previsione quantitativa delle piogge nell'area di interesse è stata realizzata attraverso la determinazione della curva di possibilità pluviometrica individuante la relazione che intercorre tra il tempo di pioggia (t) e l'altezza d'acqua piovuta (h), secondo la seguente formulazione:

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

nella quale i termini a ed n sono parametri dipendenti dal tempo di ritorno specificato.

Per quanto riguarda la distribuzione spaziale delle precipitazioni intense, è stata condotta, negli elaborati PAI, un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base ad un reticolo di 2 km di lato. Grazie a questa elaborazione si consente il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni, identificando la localizzazione sulla corografia. In analogia al Progetto Definitivo, il tempo di ritorno utilizzato come riferimento è $T_R = 20$ anni, in linea con quanto già eseguito ed approvato in fase di PD relativamente al drenaggio di viabilità stradale in rilevato, $T_R = 25$ anni per il tratto di viabilità in trincea afferente ai sottopassi.

Si riportano di seguito le celle quadrate 2x2 km interessate dalla linea ferroviaria di progetto con i parametri a e n relativi a tempi di pioggia superiori all'ora.

Intervallo km	Cella PAI	a Tr20	n Tr20	a Tr25	n Tr25	a Tr50	n Tr50	a Tr100	n Tr100	a Tr200	n Tr200	a Tr500	n Tr500
da 109+121 a 110+877	EY83	45,65	0,251	47,23	0,250	52,50	0,247	58,35	0,244	63,78	0,242	70,94	0,239
da 110+877 a 112+881	EZ83	46,23	0,250	47,85	0,249	53,24	0,246	59,24	0,243	64,81	0,241	72,14	0,238
da 112+881 a 115+000	FA83	46,68	0,249	48,33	0,248	53,82	0,244	59,94	0,241	65,60	0,239	73,07	0,236
da 115+000 a 117+044	FB83	47,06	0,248	48,73	0,247	54,29	0,243	60,49	0,240	66,23	0,238	73,80	0,235
da 117+044 a 119+062	FC83	47,09	0,247	48,76	0,246	54,33	0,242	60,54	0,239	66,28	0,236	73,86	0,234
da 119+062 a 119+279	FD83	47,11	0,244	48,78	0,243	54,36	0,239	60,57	0,236	66,32	0,234	73,91	0,231
da 119+279 a 121+108	FD84	47,57	0,238	49,27	0,237	54,93	0,233	61,24	0,230	67,08	0,227	74,79	0,225
da 121+108 a 123+158	FE84	47,39	0,236	49,08	0,235	54,70	0,231	60,98	0,228	66,78	0,225	74,44	0,223
da 123+158 a 125+219	FF84	47,11	0,233	48,78	0,232	54,35	0,228	60,56	0,225	66,30	0,223	73,88	0,220
da 125+219 a 127+249	FG84	46,75	0,230	48,40	0,229	53,90	0,225	60,02	0,221	65,68	0,219	73,15	0,216
da 127+249 a 129+250	FH84	46,33	0,224	47,95	0,223	53,36	0,219	59,37	0,216	64,93	0,214	72,28	0,211
da 129+250 a 131+255	FI84	45,84	0,217	47,43	0,216	52,73	0,212	58,62	0,209	64,08	0,207	71,28	0,204
da 131+255 a 133+257	FJ84	45,33	0,208	46,88	0,207	52,06	0,203	57,81	0,200	63,13	0,198	70,17	0,195
da 133+257 a 135+258	FK84	44,80	0,195	46,32	0,194	51,36	0,190	56,96	0,187	62,14	0,185	68,99	0,182
da 135+258 a 137+262	FL84	44,51	0,199	46,02	0,198	51,04	0,194	56,62	0,191	61,78	0,189	68,61	0,186
da 137+262 a 139+289	FM85	44,52	0,207	46,04	0,206	51,12	0,203	56,75	0,200	61,97	0,198	68,88	0,195
da 139+289 a 141+337	FN85	44,25	0,209	45,77	0,208	50,82	0,204	56,43	0,201	61,62	0,199	68,50	0,196
da 141+337 a 143+342	FO85	43,92	0,210	45,43	0,209	50,75	0,206	56,01	0,203	61,17	0,200	68,00	0,198
da 143+342 a 145+431	FP85	43,69	0,210	45,19	0,209	50,19	0,205	55,74	0,202	60,87	0,200	67,69	0,197
da 145+431 a 147+449	FQ84	43,41	0,211	44,26	0,213	49,13	0,209	55,38	0,203	60,49	0,201	67,28	0,198
da 147+449 a 149+451	FR84	42,54	0,213	44,00	0,212	48,84	0,208	54,22	0,205	59,20	0,203	65,82	0,200
da 149+451 a FINE	FS84	42,21	0,215	43,66	0,214	48,47	0,210	53,81	0,206	58,75	0,204	65,33	0,201

La cella di riferimento per il tratto interessato dalla viabilità in progetto è la EY83, che fornisce i seguenti valori per i parametri di pioggia relativi a un tempo di ritorno $T_r = 25$ anni:

$$a = 47,23 \text{ mm/h}^n$$

$$n = 0,250$$

Dovendo tuttavia trattare nella presente relazione di aree scolanti di dimensioni molto limitate, relative alla sola piattaforma impermeabilizzata e alle pertinenze nelle immediate vicinanze, è necessario indagare gli afflussi relativi a

transitori molto contenuti, largamente inferiori all'ora (Tempi di concentrazione pari a 10 minuti). È stato necessario quindi integrare i parametri di afflusso su scala geografica con la valutazione di n' , (da usare nella formula classica $h=at^n$).

Per il calcolo dell'altezza di pioggia su tempi inferiori all'ora è stato utilizzato il metodo di Bell: in relazione alla modesta variazione dei rapporti di intensità durata correlata al tempo di ritorno, si adotta la seguente relazione

$$\frac{P_T'}{h_T^{60}} = (0.54t^{0.25} - 0.50)$$

applicabile per $5 \leq t \leq 120$ dove:

- P_T' indica l'altezza di pioggia relativa ad un evento pari al tempo t riferita al periodo di ritorno T
- h_T^{60} è l'altezza di pioggia relativa ad un evento di durata pari ad un'ora riferita al periodo di ritorno T
- t è il tempo di pioggia espresso in minuti

La relazione può essere scritta anche forma seguente:

$$P_T' = \beta t^a$$

dove:

- $\beta t = (0.54 t^{0.25} - 0.50)$
- $a = h_T^{60}$

Nota l'altezza di pioggia h_t relativa all'evento di durata t , passando ai logaritmi, le coppie *altezza di pioggia-durata* vengono regolarizzate con l'equazione di una retta dove il termine noto indica il parametro a e il coefficiente angolare rappresenta il parametro n' .

Applicando il metodo di Bell si ricavano i valori di β al variare del tempo di pioggia:

β t=5	β t=10	β t=20	β t=30	β t=40	β t=50
0.307	0.460	0.642	0.764	0.858	0.936

Da cui si possono ricavare i valori di n' tramite la seguente relazione:

$$n'(t) = \frac{\ln(\beta(t) \cdot t_{60}^n)}{\ln(t)}$$

Si ottengono i valori riportati in tabella:

Intervallo km	Cella PAI	n' Tp=20'	n' Tp=30'	n' Tp=40'	n' Tp=50'
da 109+121 a 110+877	EY83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 110+877 a 112+881	EZ83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 112+881 a 115+000	FA83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 115+000 a 117+044	FB83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 117+044 a 119+062	FC83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 119+062 a 119+279	FD83	0,403	0,388	0,378	0,363
da 119+279 a 121+108	FE84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 121+108 a 123+158	FE84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 123+158 a 125+219	FF84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 125+219 a 127+249	FG84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 127+249 a 129+250	FH84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 129+250 a 131+255	FI84	0,403	0,388	0,378	0,363

da 131+255 a 133+257	FJ84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 133+257 a 135+258	FK84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 135+258 a 137+262	FL84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 137+262 a 139+289	FM85	0,403	0,388	0,378	0,363
da 139+289 a 141+337	FN85	0,403	0,388	0,378	0,363
da 141+337 a 143+342	FO85	0,403	0,388	0,378	0,363
da 143+342 a 145+431	FP85	0,403	0,388	0,378	0,363
da 145+431 a 147+449	FQ84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 147+449 a 149+451	FR84	0,403	0,388	0,378	0,363
da 149+451 a FINE	FS84	0,403	0,388	0,378	0,363

Per le elaborazioni che seguono è stata pertanto considerata la seguente combinazione di parametri:

a(mm) Tr25	n Tr25	n' Tr25
47,23	0,250	0,388

5.3. Calcolo della portata di massima pioggia

La massima portata meteorica defluente è valutata col metodo razionale, il quale fornisce la seguente espressione:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h \cdot 106}{3600 \cdot T_c}$$

con: S = superficie del sottobacino [km²];

h = altezza di pioggia [m];

T_c = tempo di corrivazione/concentrazione [ore];

φ = coefficiente medio di deflusso.

Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in luoghi diversi del bacino arrivano alla sezione di chiusura in tempi diversi;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta in quel punto per il tempo necessario al raggiungimento della sezione di chiusura da parte del contributo stesso;
- tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e rimane costante per tutta la durata del fenomeno pluviometrico.
- Ne consegue che le portate massime si ottengono per tempi di pioggia non inferiori al tempo di corrivazione/concentrazione determinati alla sezione di chiusura in esame.

Per una fognatura urbana il tempo di concentrazione T_c si determina in riferimento al percorso idraulico più lungo della rete stessa fino alla sezione di chiusura (Paoletti et al. – Sistemi di fognatura, 2004). In particolare, una volta individuata la rete e i sottobacini afferenti, il T_c si determina mediante:

$$T_c = t_a + t_r$$

dove: t_a = tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo. Normalmente assunto pari a 5 minuti;

t_r = tempo di rete, dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria, secondo la relazione $t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$, dove L_i è la lunghezza dei singoli tratti e V_i la velocità della corrente all'interno di essi.

5.4. Coefficiente di deflusso

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete si considera dovuta principalmente a impermeabilità e ritardo, che variano a seconda della densità delle costruzioni e della topografia della zona.

Se esistono bacini tributari di area A_i sarà:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi A_i}{\sum A_i}$$

Nel caso in esame si utilizza un coefficiente di deflusso $\varphi = 1$ per le aree stradali pavimentate, $\varphi = 0.4$ per le scarpate dei rilevati in terra e $\varphi = 0.7$ per le scarpate in terra afferenti ai tratti in trincea.

5.5. Coefficiente di permeabilità

La prova Lefranc effettuata sul tratto di rilevato RI86 alla pk 110+250 ha fornito il seguente valore di permeabilità:

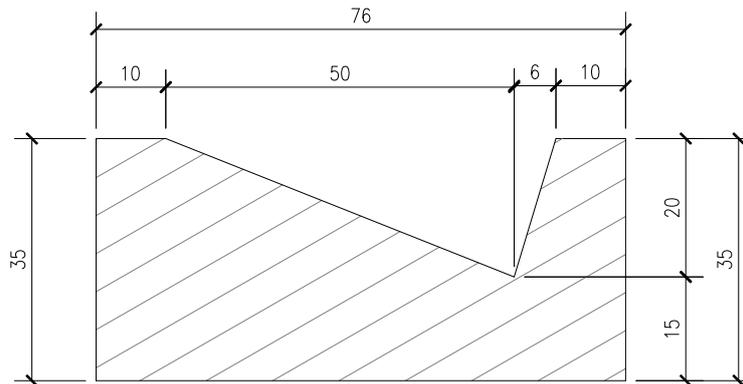
$$K = 2,69 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Nelle verifiche dei fossi drenanti, in assenza di prove specifiche eseguite per la viabilità in progetto, si è scelto quindi di adottare questo valore di permeabilità.

5.6. Verifica della cunetta alla francese

L'analisi idraulica viene eseguita mediante valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme.

La sezione della cunetta alla francese prevista nel tratto da pk 0+441 a pk 0+518 è quella rappresentata in figura:



La pendenza segue la pendenza longitudinale del profilo altimetrico della livelletta stradale.

Il bacino afferente relativo alla cunetta è quello costituito dall'intera piattaforma stradale (larghezza pari a 7m) per una lunghezza pari a quella della cunetta stessa (approssimata a 80m).

Tr =	25	anni	tempo di ritorno
a =	47,23	mm	coefficienti c.p.p. max
n' =	0,388	-	coefficienti c.p.p. max per piogge di durata inferiore all'ora
tc =	5	minuti	tempo di corrivazione
	0,08	ore	
h =	18,01	mm	altezza di pioggia
i =	216,11	mm/ora	intensità di pioggia
	0,22	m/ora	
φ =	1	-	coefficiente afflusso
ε =	1	-	coefficiente laminazione
u =	0,601	m ³ /s/ha	coefficiente udometrico
S =	560,00	mq	superficie drenata
	0,056	ha	
Q =	0,0336	m ³ /s	portata affluente
Q =	33,64	l/s	portata affluente

La massima intensità di pioggia (estrapolata sulla durata di un'ora) viene così ad essere pari a 216,11 mm/h, che corrisponde ad un coefficiente udometrico di 601 l/s/ha. Si tratta ovviamente di un valore molto elevato, ma viene tuttavia considerato per la verifica del massimo riempimento della rete fognaria, a titolo prudenziale.

Per la verifica della cunetta viene utilizzata la formula di Chézy:

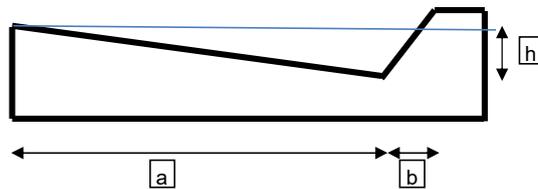
$$Q = A \left[\left(\frac{1}{n} \right) R^{1/6} \right] \sqrt{R \cdot J}$$

dove:

Q=portata [m³/s]A=area liquida [m²]N=coefficiente di scabrezza di Manning [m^{1/3}/s] (0,015 per la cunetta in CLS)

R=raggio idraulico [m]

J=pendenza longitudinale [m/m]



DATI	=	
a	=	0,5
b	=	0,06
h	=	0,2
manning	=	0,015

$$Area = \frac{1}{2} (a+b) \times h \quad 0,056 \quad m^2$$

$$Ridr = \frac{Area}{\sqrt{(a^2 + h^2) + \sqrt{(b^2 + h^2)}}} \quad 0,106 \quad m$$

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} \times \sqrt{R \times i}$$

Int. Piog.	216,11 mm/h
Carregg.	7 m
Lungh.	80 m
Q	0,0336 mc/s

i	V (m/s)	Q (mc/s)	L (m)	Q (mc/s)
0,000	0,00	0,000	10	0,004
0,001	0,47	0,026	15	0,006
0,002	0,67	0,037	20	0,008
0,003	0,82	0,046	25	0,011
0,004	0,94	0,053	30	0,013
0,005	1,05	0,059	35	0,015
0,006	1,16	0,065	40	0,017
0,007	1,25	0,070	45	0,019
0,008	1,33	0,075	50	0,021
0,009	1,41	0,079	55	0,023
0,010	1,49	0,084	60	0,025
0,011	1,56	0,088	65	0,027
0,012	1,63	0,091	70	0,029
0,013	1,70	0,095	75	0,032
0,014	1,76	0,099	80	0,034

Come si può vedere nella tabella di calcolo sopra riportata la cunetta è in grado di smaltire le acque meteoriche provenienti dalla carreggiata con una pendenza longitudinale pari o superiore allo 0,16%.

Nel primo tratto, quello compreso tra la pk 0+495 e la pk 0+520, la livelletta ha una pendenza dello 0,1%. Sempre dalla tabella di cui sopra si ricava che una cunetta con tale pendenza è in grado di smaltire le acque meteoriche relative ad un tratto stradale di lunghezza pari o inferiore a 60m e riesce quindi a smaltire le acque drenate nel tratto in questione (di lunghezza 25m).

Nel tratto successivo la pendenza longitudinale cresce fino a raggiungere un valore pari a 1,5%, alla pk 0+467, pertanto la cunetta è verificata per l'intera lunghezza.

5.7. Verifica del fosso drenante

Il metodo di calcolo utilizzato è quello dell'invaso semplificato, analogo a quello già utilizzato ed approvato da RFI sulla linea A.V. Bologna-Firenze e Torino-Milano. La determinazione delle dimensioni trasversali dei fossi non rivestiti è stata effettuata tramite l'equazione di continuità o equazione dei serbatoi applicata alla situazione in esame (Da Deppo, Datei, Salandin, Sistemazione dei corsi d'acqua, edizioni libreria Cortina 1995):

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

in cui la variazione del volume invasato al tempo t nel fosso è pari alla differenza tra la portata entrante dovuta all'evento meteorico riversatosi sulla piattaforma in esame e la portata uscente dispersa nel terreno circostante.

La portata entrante $Q_e(t)$ consiste nell'idrogramma di piena verificatosi in seguito ad un definito evento pluviometrico di durata variabile da 5 minuti a 6 ore procedendo per passi temporali di calcolo pari a 5 minuti:

$$\Delta T = 5'$$

La funzione $Q_u(t)$, che rappresenta la portata uscente dal fosso non rivestito, risulta unicamente originata dalla infiltrazione nel terreno sottostante. La relazione utilizzata per il calcolo della portata infiltrata, ricavata da Vedernikov (Polubarinova, Kochina, Theory of ground water movement, Princeton University Press 1962) e adattata alle tipologie considerate, assume la seguente espressione:

$$Q_u(t) = k[B + 3 \cdot h(t)]L$$

dove:

- k è la permeabilità misurata in m/s
- B è la base superiore della sezione del fosso drenante;
- L è la lunghezza del fosso drenante;
- h(t) è l'altezza di riempimento del fosso drenante.

L'equazione di continuità è stata risolta attraverso una discretizzazione in intervalli di tempo di 5 minuti; esprimendo il volume invasato nel fosso non rivestito (affluito), come il prodotto tra le superfici longitudinale del canale $W=BL$ e l'altezza di riempimento $h(t)$ e sostituendo la formula di Vedernikov si riesce ad esprimere la variabile $h(t + \Delta t)$

$$h(t + \Delta t) = \frac{\frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} + \frac{\sum h(t)}{\Delta t} - k \left[B + \frac{3}{2} h(t) \right] \cdot L}{\frac{\sum \frac{3}{2} k \cdot L}{\Delta t}}$$

Il procedimento seguito consiste, per ogni idrogramma di piena, nell'osservare la variazione delle altezze di riempimento del ricettore ed in particolare che la massima altezza raggiunta dall'acqua non superi il limite imposto. La dimensione riportata nelle tabelle riassuntive risulta quindi essere la massima altezza idrica ottenuta con gli idrogrammi di piena previsti.

Le ipotesi utilizzate per condurre le verifiche idrauliche sono le seguenti:

- Drenaggio del fosso in funzione del reale riempimento, con variazione continua della portata drenata.

- Intensità di pioggia costante nell'intervallo di tempo dell'evento
- La durata dei transitori, inizio precipitazione e fine precipitazione sono considerati pari a 5 min. Ovvero si ipotizza una risposta (deflusso) ritardata di 5' del sistema alla sollecitazione (pioggia).
- Velo d'acqua uniformemente distribuito di 3 mm su tutte le superfici.
- Verifiche con tempi di pioggia: 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 180 e 300 min.
- Coefficienti di afflusso $\varphi = 0,4$ per rilevato e $\varphi = 1$ per piattaforma ferroviaria e stradello.
- Non sono necessarie iterazioni di calcolo
- Permeabilità $K = 2,69 \times 10^{-5}$ m/s

Nel seguito sono riportati i dettagli delle verifiche, con grafici di sintesi per tutte le simulazioni effettuate e tabulati di dettaglio per la simulazione relativa al tempo di pioggia che massimizza il volume richiesto per la laminazione. Non si ritiene necessario presentare l'intera massa dei tabulati di dettaglio poiché l'evoluzione del fenomeno è chiaramente visibile dai grafici e dall'inviluppo dei risultati presentato nella tabella di verifica.

La tabella di calcolo è divisa in sezioni:

Geometrie: vengono esplicitate tutte le geometrie caratteristiche del sistema drenante e del bacino afferente. Vengono considerate due diverse tipologie di terreno, uno impermeabile per piattaforma ferroviaria e stradello, e uno moderatamente permeabile per il rilevato, eventuale berme e banche orizzontali non rivestite.

Caratteristiche Idrologiche e di permeabilità: parametri della legge di afflusso per tempo di ritorno pari a 25 anni, coefficiente di permeabilità del terreno (ipotizzato costante per tutta la durata della simulazione).

Volumi invasati nella rete di drenaggio: calcolo dei piccoli invasi superficiali

Verifica del fosso drenante: sintesi dei risultati della simulazione: viene riportato il massimo riempimento del fosso in termini di volume invasato e tirante idrico. Il rapporto tra il volume effettivamente invasato e il massimo volume invasabile con riempimento al 100% restituisce il coefficiente di riempimento reale.

A seguire viene presentato il tabulato degli afflussi, discretizzato secondo il passo di calcolo, con l'altezza di pioggia cumulata e la portata afferente secondo il modello cinematico.

I grafici di inviluppo dei risultati mostrano l'andamento nel tempo del volume invasato e del tirante idrico. La linea tratteggiata orizzontale in alto nel grafico indica la profondità del fosso.

Come descritto nel paragrafo 4.2 la rete di drenaggio scarica in fossi drenanti posizionati al piede del rilevato.

Nel primo tratto i fossi drenanti sono presenti su entrambi i lati della carreggiata e ricevono quindi le acque meteoriche relative alla semipiattaforma; nel tratto successivo e fino alla fine dell'intervento il fosso drenante è presente solo da un lato e riceve quindi le acque dell'intera piattaforma stradale.

Il fosso a nord che precede il tratto in cui per la presenza del muro è stata inserita la cunetta alla francese (vedi paragrafo 5.6) oltre alle acque meteoriche relative al tratto lungo cui si sviluppa il fosso stesso deve smaltire anche le acque meteoriche che afferiscono alla canaletta e risulta quindi il fosso drenante più "carico".

Si è scelto dunque di riportare la verifica relativa a quest'ultimo fosso, ovvero quello compreso tra la pk 0+375 e la pk 0+441.



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001Rev.
AFoglio
16 di 21**VERIFICA FOSSO - GEOMETRIE**

L1 - lunghezza del tratto stradale sversante nel fosso	m	60,00	
B1 - larghezza piattaforma sversante nel fosso	m	7,00	
L2 - lunghezza della canaletta	m	75,80	
B2 - larghezza piattaforma sversante nella canaletta	m	7,00	
B4 - Larghezza media del rilevato sversante nel fosso	m	2,00	proiez. orizz. media
B5 - Larghezza media del rilevato sversante nella canaletta	m	0,00	proiez. orizz. media
B6 - Larghezza arginelli / banche intermedie	m	0,00	larghezza cumulata
$\varphi 1$ - coeff. Afflusso bitumato	-	1	
$\varphi 2$ - coeff. Afflusso rilevato	-	0,4	
superficie impermeabilizzata L1xB1+L2xB2+L3xB3	m ²	951	
superficie efficace impermeabile	m ²	951	
superficie permeabile L1x(B4+B6)+L2xB5	m ²	120	
superficie efficace permeabile	m ²	48	
lunghezza fosso drenante	m	63,75	
base minore fosso trapezio	m	0,50	
pendenza sponde (h su b): 1 su		1,00	rapporto vert/orizz
altezza max disponibile del fosso	m	0,50	
larghezza max in testa del fosso	m	1,50	

CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E DI PERMEABILITA'

K - coefficiente di permeabilità del terreno	m/s	2,69E-05	
a Tempo di ritorno 25 anni	mm/h	47,23	
n TR25		0,250	
n' TR25		0,388	

VOLUMI INVASATI SULLA RETE DI DRENAGGIO

velo d'acqua uniformemente ripartito di 3 mm	mm	3	
volume invasato sulla superficie impermeabile =	m ³	2,9	
volume invasato sulla superficie permeabile =	m ³	0,4	
altezza acqua media nella rete	m	0,02	
lunghezza della rete di drenaggio	m	60	
volume invasato sulla rete =	m ³	0,6	
TOTALE INVASI =	m ³	3,8	

VERIFICA DEL FOSSO

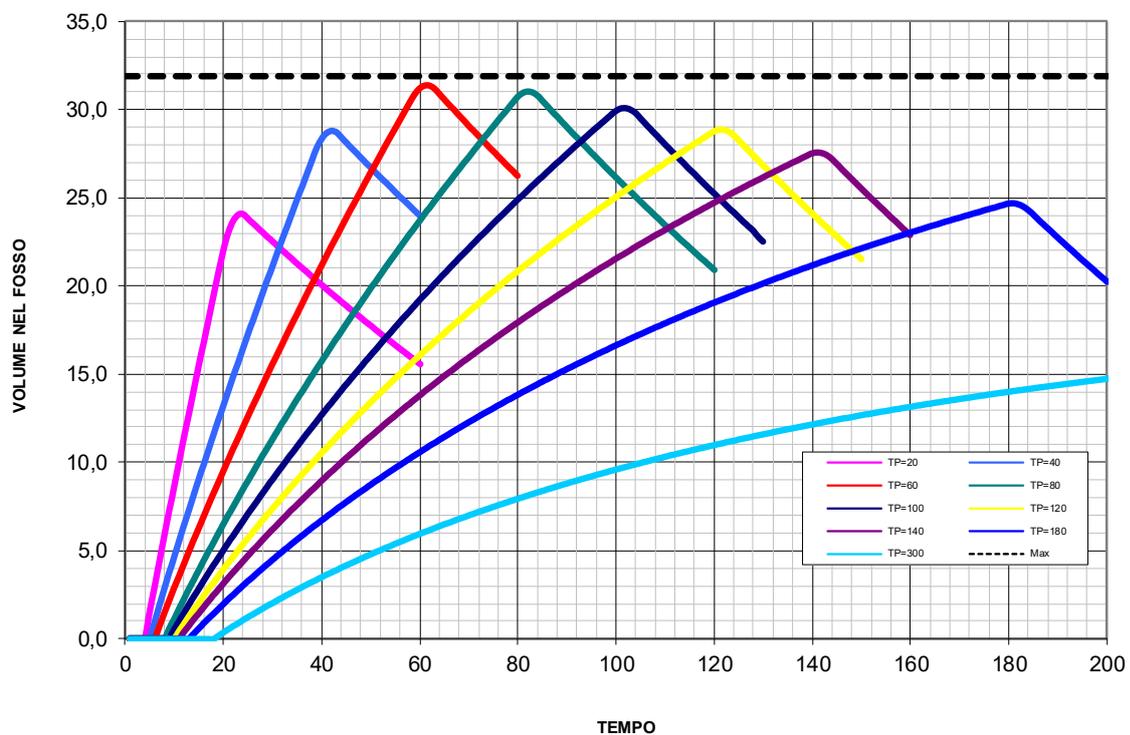
CAPACITA' DI INVASO RICHIESTA	m ³	31,4	
CAPACITA' MASSIMA DI INVASO DEL FOSSO	m ³	31,9	
MASSIMO RIEMPIMENTO CALCOLATO	m	0,49	risultato simulazione
% RIEMPIMENTO		98%	

Doc. N.

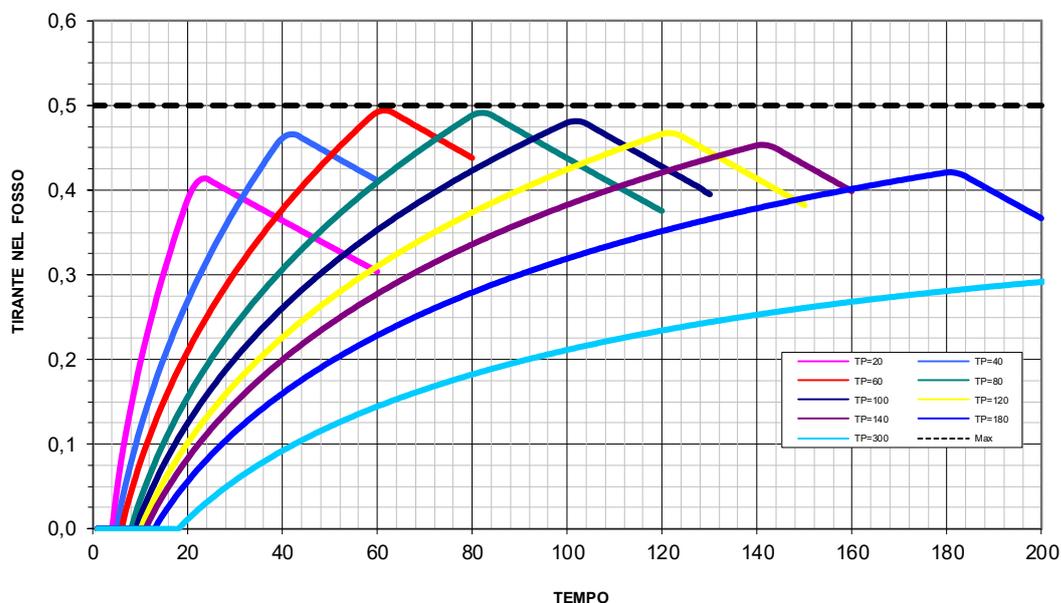
Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001Rev.
AFoglio
17 di 21

PORTATE AFFERENTI			PORTATE AFFERENTI		
tempo pioggia	altezza acqua cumulata (h)	portata afferente	tempo pioggia	altezza acqua cumulata (h)	portata afferente
minuti	mm	m ³ /s	minuti	mm	m ³ /s
10	23,57	0,0392	160	60,35	0,0063
15	27,58	0,0306	170	61,28	0,0060
20	30,84	0,0257	180	62,16	0,0057
30	36,09	0,0200	190	63,00	0,0055
40	40,35	0,0168	200	63,82	0,0053
50	44,00	0,0146	210	64,60	0,0051
60	47,23	0,0131	220	65,36	0,0049
70	49,09	0,0117	230	66,09	0,0048
80	50,75	0,0106	240	66,79	0,0046
90	52,27	0,0097	250	67,48	0,0045
100	53,66	0,0089	260	68,14	0,0044
110	54,96	0,0083	270	68,79	0,0042
120	56,17	0,0078	280	69,42	0,0041
130	57,30	0,0073	290	70,03	0,0040
140	58,37	0,0069	300	70,63	0,0039
150	59,39	0,0066			

CURVE DEI VOLUMI INVASATI CON DIVERSE DURATE DI PIOGGIA



ANDAMENTO DEI TIRANTI IDRICI CON DIVERSE DURATE DI PIOGGIA



PORTATE AFFERENTI E DI INFILTRAZIONE

portate per Tpioggia =60 MIN							
portate per Tpioggia =60 MIN			0,013	m ³ /s			
tempo pioggia evento critico	portata afferente	Volume scaricato nel fosso	Volume presente nel fosso	Sezione Idraulica	Altezza acqua interna al fosso	Larghezza pelo libero	portata infiltrata
minuti	m ³ /s	m ³	m ³	m ²	m	m	m ³ /s
1	0,003	0,16	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
2	0,005	0,47	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
3	0,008	0,94	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
4	0,010	1,57	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
5	0,013	2,36	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
6	0,013	3,14	0,0	0,0000	0,00	0,50	0,0009
7	0,013	3,93	0,7	0,0115	0,02	0,54	0,0010
8	0,013	4,72	1,5	0,0229	0,04	0,58	0,0012
9	0,013	5,50	2,2	0,0341	0,06	0,62	0,0014
10	0,013	6,29	2,9	0,0451	0,08	0,66	0,0015
11	0,013	7,07	3,6	0,0560	0,09	0,69	0,0017
12	0,013	7,86	4,3	0,0667	0,11	0,72	0,0018
13	0,013	8,65	4,9	0,0774	0,12	0,75	0,0019
14	0,013	9,43	5,6	0,0879	0,14	0,78	0,0020
15	0,013	10,22	6,3	0,0983	0,15	0,80	0,0022
16	0,013	11,00	6,9	0,1086	0,16	0,83	0,0023
17	0,013	11,79	7,6	0,1188	0,18	0,85	0,0024
18	0,013	12,58	8,2	0,1289	0,19	0,88	0,0025
19	0,013	13,36	8,9	0,1389	0,20	0,90	0,0026
20	0,013	14,15	9,5	0,1489	0,21	0,92	0,0027
21	0,013	14,94	10,1	0,1587	0,22	0,94	0,0027
22	0,013	15,72	10,7	0,1684	0,23	0,96	0,0028
23	0,013	16,51	11,4	0,1781	0,24	0,98	0,0029
24	0,013	17,29	12,0	0,1877	0,25	1,00	0,0030
25	0,013	18,08	12,6	0,1972	0,26	1,02	0,0031
26	0,013	18,87	13,2	0,2066	0,27	1,04	0,0032
27	0,013	19,65	13,8	0,2160	0,28	1,06	0,0032
28	0,013	20,44	14,4	0,2252	0,29	1,07	0,0033

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RI INZ1 06 001Rev.
AFoglio
19 di 21

29	0,013	21,22	14,9	0,2345	0,29	1,09	0,0034
30	0,013	22,01	15,5	0,2436	0,30	1,11	0,0035
31	0,013	22,80	16,1	0,2527	0,31	1,12	0,0035
32	0,013	23,58	16,7	0,2617	0,32	1,14	0,0036
33	0,013	24,37	17,3	0,2706	0,33	1,15	0,0037
34	0,013	25,15	17,8	0,2795	0,33	1,17	0,0037
35	0,013	25,94	18,4	0,2883	0,34	1,18	0,0038
36	0,013	26,73	18,9	0,2971	0,35	1,20	0,0039
37	0,013	27,51	19,5	0,3058	0,36	1,21	0,0039
38	0,013	28,30	20,0	0,3144	0,36	1,23	0,0040
39	0,013	29,08	20,6	0,3230	0,37	1,24	0,0040
40	0,013	29,87	21,1	0,3316	0,38	1,26	0,0041
41	0,013	30,66	21,7	0,3400	0,38	1,27	0,0042
42	0,013	31,44	22,2	0,3485	0,39	1,28	0,0042
43	0,013	32,23	22,7	0,3568	0,40	1,30	0,0043
44	0,013	33,01	23,3	0,3651	0,40	1,31	0,0043
45	0,013	33,80	23,8	0,3734	0,41	1,32	0,0044
46	0,013	34,59	24,3	0,3816	0,42	1,33	0,0044
47	0,013	35,37	24,8	0,3898	0,42	1,35	0,0045
48	0,013	36,16	25,4	0,3979	0,43	1,36	0,0045
49	0,013	36,95	25,9	0,4060	0,43	1,37	0,0046
50	0,013	37,73	26,4	0,4140	0,44	1,38	0,0046
51	0,013	38,52	26,9	0,4219	0,45	1,39	0,0047
52	0,013	39,30	27,4	0,4299	0,45	1,40	0,0047
53	0,013	40,09	27,9	0,4378	0,46	1,41	0,0048
54	0,013	40,88	28,4	0,4456	0,46	1,43	0,0048
55	0,013	41,66	28,9	0,4534	0,47	1,44	0,0049
56	0,013	42,45	29,4	0,4611	0,47	1,45	0,0049
57	0,013	43,23	29,9	0,4688	0,48	1,46	0,0050
58	0,013	44,02	30,4	0,4765	0,48	1,47	0,0050
59	0,013	44,81	30,9	0,48	0,49	1,48	0,0051
60	0,010	45,43	31,2	0,4892	0,49	1,49	0,0051
61	0,008	45,91	31,4	0,4918	0,49	1,49	0,0051
62	0,005	46,22	31,4	0,4920	0,49	1,49	0,0051
63	0,003	46,38	31,2	0,4896	0,49	1,49	0,0051
64	0,000	46,38	30,9	0,4848	0,49	1,48	0,0051
65	0,000	46,38	30,6	0,4801	0,49	1,47	0,0050
66	0,000	46,38	30,3	0,4753	0,48	1,47	0,0050
67	0,000	46,38	30,0	0,4706	0,48	1,46	0,0050
68	0,000	46,38	29,7	0,4659	0,48	1,45	0,0049
69	0,000	46,38	29,4	0,4613	0,47	1,45	0,0049
70	0,000	46,38	29,1	0,4567	0,47	1,44	0,0049
71	0,000	46,38	28,8	0,4521	0,47	1,43	0,0049
72	0,000	46,38	28,5	0,4475	0,46	1,43	0,0048
73	0,000	46,38	28,2	0,4429	0,46	1,42	0,0048
74	0,000	46,38	27,9	0,4384	0,46	1,42	0,0048
75	0,000	46,38	27,7	0,4339	0,45	1,41	0,0048
76	0,000	46,38	27,4	0,4294	0,45	1,40	0,0047
77	0,000	46,38	27,1	0,4250	0,45	1,40	0,0047
78	0,000	46,38	26,8	0,4206	0,45	1,39	0,0047
79	0,000	46,38	26,5	0,4162	0,44	1,38	0,0046
80	0,000	46,38	26,3	0,4118	0,44	1,38	0,0046

6. RICUCITURA RETE IRRIGUA

A sud della strada campestre esistente lungo la quale si svilupperà una parte del tracciato di progetto è presente una canaletta irrigua prefabbricata, corrispondente alla Roggia Calcinatella del Consorzio di Bonifica del Chiese.

Il tracciato di progetto intercetta il canale solamente in corrispondenza della curva destrorsa, e l'interferenza viene risolta mediante un nuovo sifone. Nel rimanente tratto, il tracciato si sviluppa in direzione parallela al canale senza ulteriori interferenze con la Roggia.

Il dimensionamento idraulico dei sifoni è stato effettuato trascurando le perdite di carico distribuite, che, data la modesta estensione del manufatto sono dell'ordine di alcuni millimetri. Le dimensioni sono tali da assicurare (con la portata di progetto) una velocità minima di circa 0.5 m/s, così da evitare indesiderati fenomeni di accumulo di trasporto solido dovuto alla bassa velocità.

Le perdite di carico concentrate sono proporzionali all'altezza cinetica della portata circolante nel sifone e, considerando tutte le possibili perdite dovute all'imbocco, allo sbocco ed ai cambi di direzione della corrente, possono essere assunte (in base alla metodologia comunemente utilizzata nella tratta AV Treviglio-Brescia) pari a quattro volte l'altezza cinetica della corrente:

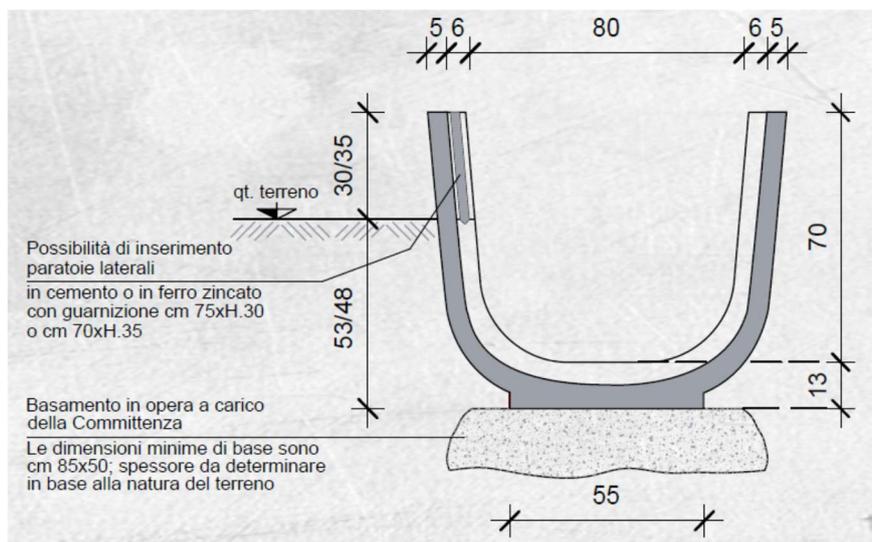
$$\Delta h = 4 \cdot v^2 / 2 \cdot g.$$

Il dislivello tra monte e valle (Δy) deve essere superiore alle perdite di carico (Δh) per poter contenere il sovrizzo del pelo libero dovuto alla presenza del sifone.

Nel seguito si riportano nel dettaglio le verifiche dei nuovi tratti di canale e del sifone.

Come portata di progetto si assume la portata al massimo riempimento del canale esistente.

La sezione idraulica è quindi una sezione rettangolare tipo Fattori SEZ.800, con dimensioni 80x70cm, riempimento del 100% e pendenza 0,1%. Si ottiene una portata di 0,522 m³/s.



CARATTERISTICHE IDRICHE						
FRANCO (LIVELLO ACQUA CANALE) cm.		0 (cm 70)	4 (cm 66)	8 (cm 62)	20 (cm 50)	40 (cm 30)
AREA LIQUIDA mq.		0,49	0,46	0,43	0,34	0,19
CONTORNO BAGNATO m.		1,91	1,83	1,75	1,51	1,11
PORTATA litri/sec. VELOCITA' ACQUA m/sec.	PENDENZA i=0,0002	233 0,47	215 0,47	198 0,46	147 0,43	69 0,37
	PENDENZA i=0,0005	369 0,75	341 0,74	313 0,73	232 0,69	110 0,58
	PENDENZA i=0,001	522 1,06	482 1,05	442 1,03	328 0,97	155 0,82
	PENDENZA i=0,002	738 1,50	681 1,48	625 1,46	464 1,37	219 1,16

Il tratto di canale in progetto è costituito da una sezione rettangolare analoga a quella esistente, con pendenza 0,2%. La portata di progetto transita con un riempimento del 75% e con un franco di 18cm.

PROGETTO SEZ.800		
p=	0.0020	m/m
b=	0.80	m
h=	0.70	m
R=	75	%
y=	0.52	m
A=	0.42	m ²
P=	1.85	m
Rh=	0.227	m
Ks=	75	m ^{1/3} /s
v=	1.247	m/s
Q=	0.522	m ³ /s

Il sifone è costituito da una tubazione in calcestruzzo armato di diametro DN1000mm.

La velocità nel sifone risulta pari a 0,665 m/s, da cui si ricava una perdita di carico di 0,09m.

Il franco nella canaletta di monte risulta pari a 0,18m pertanto il sovrizzo è interamente contenuto ed il sifone è ampiamente verificato.

SIFONE		
D=	1.00	m
A=	0.79	m ²
Q=	0.522	m ³ /s
v=	0.665	m/s
QSmonte=	134.47	m s.l.m.
QSvalle=	134.45	m s.l.m.
Dy=	0.02	m
Dh=	0.09	m
F=	0.18	m
F+Dy-Dh=	0.11	m