

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI - BARI
RADDOPPIO TRATTA APICE-ORSARA
II LOTTO FUNZIONALE HIRPINIA-ORSARA

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica drenaggio di piattaforma

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I F 1 V 0 2 D 2 9 R I I D 0 0 0 2 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A. Ingletti	Sett. 2018	F. Lasponara	Sett. 2018	D. Aprea	Sett. 2018	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Via Roma - Edificio Arduni 00100 Roma - Italia Sett. 2018 n. 1592 del 4

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Riferimenti normativi	4
1.2	Inquadramento geografico	5
1.3	Configurazione di progetto	5
1.3.1	<i>Fermata di Orsara</i>	8
1.3.2	<i>Parcheggio fuori stazione</i>	12
2	STUDIO IDROLOGICO	16
2.1	Regionalizzazione delle piogge intense	16
2.1.1	<i>Metodo di regionalizzazione secondo il progetto VA.Pl.</i>	17
2.1.2	<i>Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri</i>	18
2.1.3	<i>Piogge di massima intensità e breve durata</i>	19
2.1.4	<i>Leggi di probabilità pluviometrica</i>	21
2.2	Scelta dei tempi di ritorno	22
3	METODOLOGIA DI CALCOLO	23
3.1	Il metodo dell'invaso	23
3.2	Il metodo cinematico	25
3.3	Scale di deflusso	28
4	COMPONENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE	29
5	DRENAGGIO PIATTAFORMA FERROVIARIA	29
5.1	Descrizione delle opere	29
1.1.1	<i>Drenaggio acque di piattaforma ferroviaria in rilevato</i>	29
1.1.2	<i>Drenaggio acque di piattaforma ferroviaria in trincea</i>	30
6	DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE	32
6.1	Descrizione delle opere	32
6.1.1	<i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato</i>	32
6.1.2	<i>Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea</i>	32
6.1.3	<i>Drenaggio acque dei parcheggi e dei piazzali</i>	32
7	COMPONENTI DEL SISTEMA FERROVIARIO	33
7.1	Dimensionamento dell'interasse degli embrici	33
7.2	Bocchettoni grigliati sugli impalcati	36
7.3	Condotte di drenaggio stradale	37
8	DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE NEI PIAZZALI	38
1.1	Caditoie grigliate	38

8.1	Canalette grigliate	39
9	VERIFICHE IDRAULICHE	40
9.1	Collettori	40
1.2	Embrici e fosso di guardia	40
1.3	Canalette rettangolari	41
10	ALLEGATO 1 – TABELLE RISULTATI	43

1 PREMESSA

Nel presente documento si descrivono le fasi di studio, i dimensionamenti e le verifiche dei presidi idraulici volti allo smaltimento delle acque di piattaforma (stradale e ferroviaria) nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento di raddoppio della Linea Ferroviaria Napoli - Bari nella tratta Orsara-Hirpinia, avente uno sviluppo complessivo di circa 30 km.

Come accennato il presente studio descrive il sistema di drenaggio delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma ferroviaria e stradale e le opere di presidio idraulico per l'allontanamento delle acque di ruscellamento superficiale dal piede dei rilevati o dalla testa delle trincee di progetto. Il recapito finale di tutto il sistema di drenaggio è costituito dal fitto reticolo idrografico superficiale che caratterizza l'area oggetto di intervento.

1.1 Riferimenti normativi

Nel presente progetto definitivo delle opere idrauliche si fa riferimento al quadro normativo di seguito riportato:

- Decreto ministeriale 4 aprile 2014 “Norme Tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”;
- Circolare Min. LL.PP. n. 11633/74;
- Piano Direttore per la tutela delle acque, approvato con decreto n. 191/CD/A del 13 giugno 2002 dalla Regione Puglia;
- Decreto Commissariale n. 282/CD/A del 21/11/2003;
- Decreto Legislativo n. 152 del 3 aprile 2006 “Norme in materia ambientale” e s.m.i.;
- L. R. Puglia n. 17 del 14/06/2007;
- D. Lgs. 16/01/2008 n. 4 “Codice dell'Ambiente” (modificazioni ed integrazioni al D.Lgs. 152/2006, entrato in vigore il 13/02/2008);
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”.

1.2 Inquadramento geografico

L'area oggetto di studio è compresa tra i comuni di Orsara di Puglia e Hirpinia, nella provincia di Bari; come accennato, questa porzione di territorio è interessata dalla realizzazione di una nuova linea ferroviaria che collega Napoli al capoluogo di provincia pugliese.

Nelle figure seguenti si riporta l'inquadramento geografico delle aree oggetto di studio.

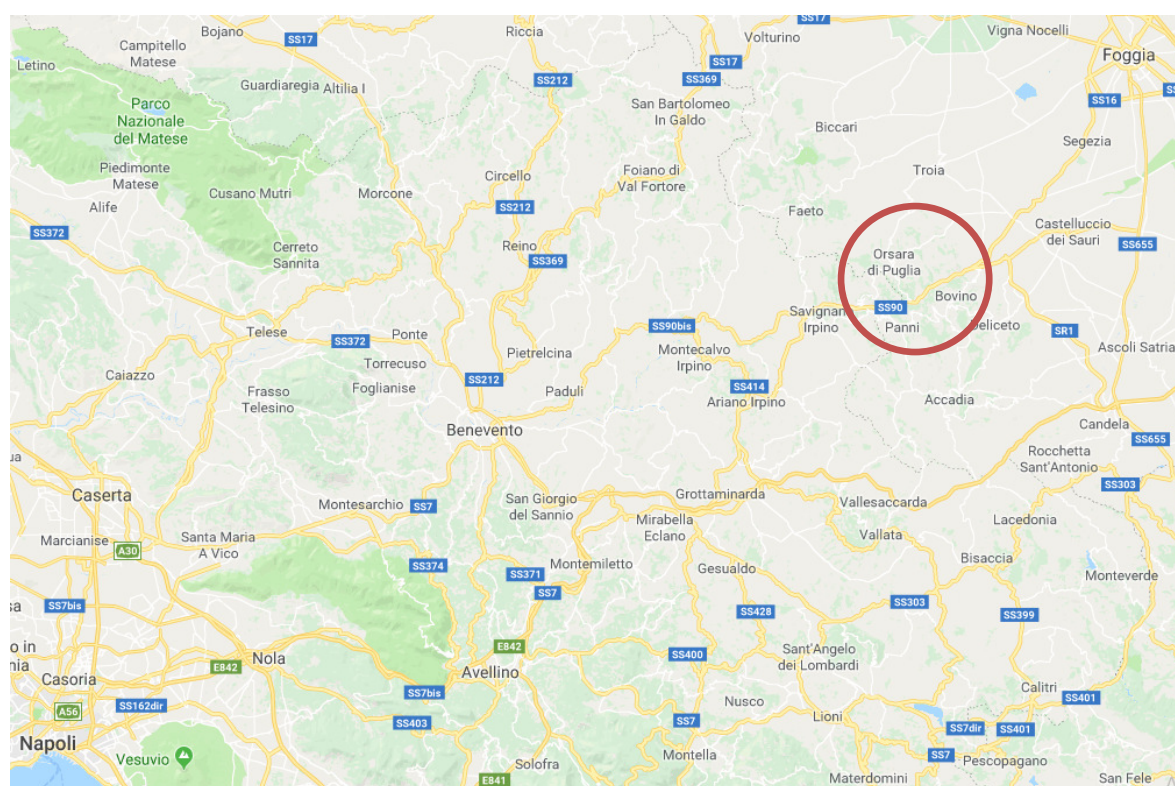


Figura 1 - Inquadramento geografico della zona compresa tra Orsara di Puglia e Bovino

1.3 Configurazione di progetto

Il progetto in esame prevede lo studio delle interconnessioni tra la linea ferroviaria e le viabilità che interagiscono con essa lungo il suo tragitto, al fine di garantire lo smaltimento delle acque meteoriche dalle piattaforme e dai piazzali e di assicurare il normale svolgimento dei traffici.

La linea ferroviaria di progetto nell'area di interesse si estende per circa 25 Km, dei quali la

maggior parte in galleria, fatta eccezione per due tratti nei pressi di Hirpinia nei quali la linea incontra delle viabilità di accesso a dei piazzali, ed il tratto in corrispondenza di Orsara di Puglia, nel quale è prevista la demolizione del “baffo” costruito nella fase precedente (lotto Bovino – Orsara), la dismissione totale della linea storica e la realizzazione della fermata ferroviaria per la nuova linea di progetto. Nelle figure seguenti si riporta la configurazione planimetrica di progetto delle aree oggetto di studio.



Figura 2 – Hirpinia- Configurazione planimetrica dell'intersezione NV02



Figura 3 - Hirpinia- Configurazione planimetrica dell'intersezione NV01

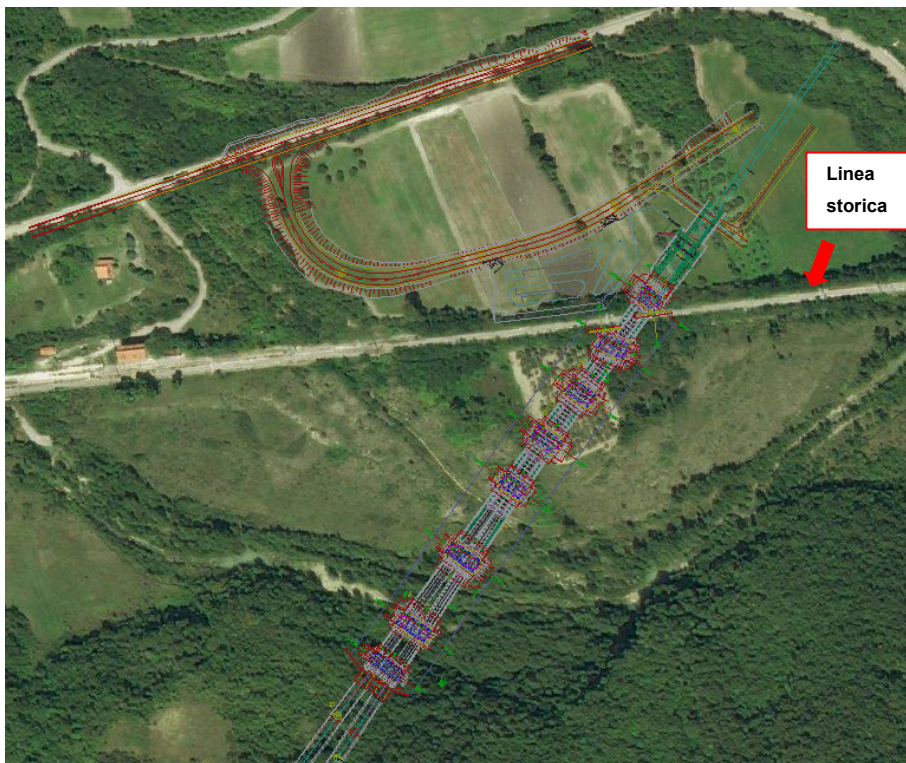


Figura 4 – Orsara - Configurazione planimetrica di progetto (NV03)

1.3.1 Fermata di Orsara

Nei pressi della fermata di Orsara prevista nel progetto, è stato predisposto un sistema di trattamento delle acque reflue provenienti dai bagni di servizio della stazione, composto da una depurazione primaria in vasca imhoff e una fase secondaria con fitodepurazione.

Tale opera di depurazione è stata collocata nella porzione di terreno compresa tra lo scatolare della fermata ferroviaria di Orsara e il piazzale RI14 (sottostazione elettrica) e scarica le acque depurate nel canale a cielo aperto.

1.3.1.1 Dimensionamento dell'impianto

A fronte della scelta dei pretrattamenti e dei sistemi di fitodepurazione da utilizzare è stato effettuato un calcolo del carico idraulico disponibile al fine del dimensionamento degli stessi, considerando un'utenza di 100 abitanti equivalenti.

- Dimensionamento vasca imhoff

La vasca Imhoff è formata da due comparti: uno superiore di sedimentazione ed uno inferiore di digestione. Il liquame arriva nel comparto di sedimentazione dove i solidi sospesi sedimentabili precipitano, lungo le pareti inclinate della tramoggia, nel sottostante comparto di accumulo e di digestione attraverso la fessura longitudinale di comunicazione. Le parti in sospensione si accumulano formando una spessa crosta, che periodicamente deve essere rimossa; l'acqua dopo un tempo di ritenzione esce chiarificata, non entrando in alcun modo in contatto con il comparto inferiore. Le sostanze sedimentate sul fondo della vasca vengono digerite da batteri anaerobici, mentre il gas biologico prodotto dalla fermentazione si libera dagli sfianti posti lateralmente al foro di entrata.

Per la vasca in questione si è fatto riferimento ad un consumo di refluo giornaliero pari a 200 litri per abitante equivalente e considerando il fatto che le acque grigie costituiscono circa il 70 % delle acque reflue, si è ottenuto un consumo di acque grigie pari a circa 140 LT al giorno per abitante equivalente. Il carico giornaliero totale è dunque di circa 14000 LT. Si è scelto quindi di adottare due vasche con un volume di permanenza pari a 24h; il volume di tutto il carico giornaliero (7.000 Lt), quindi, è il volume della singola vasca.

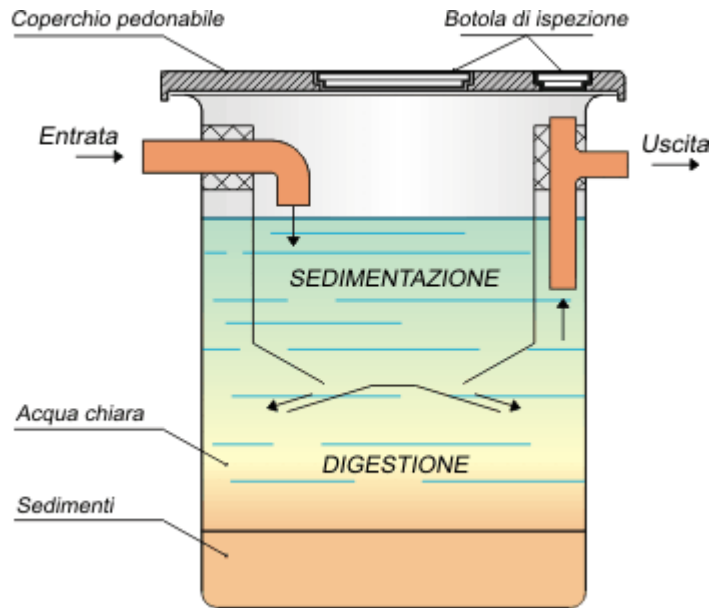


Figura 5 - Sezione di vasca imhoff

DATI		
n° WC	25	[-]
n° A.E. PER WC	4	[-]
n° A.E. TOT	100	[-]
DURATA	30	[gg]
Volume di scarico pro capite	200	[l/g]
Volume a pieno carico	20000	[l/g]
Volume a pieno carico [l/s]	0.231481481	[l/s]
Perdite	0.2	[-]
Volume di scarico mensile [l]	480000	[l]
Volume di scarico mensile [mc]	480	[m ³]
Volume pro capite decantatore	40	[l]
Volume pro capite digestore	100	[l]
Volume decantatore	4000	[l]
Volume decantatore	4	[m ³]
Volume digestore	10000	[l]
Volume digestore	10	[m ³]
Volume tot	14000	[l]
Volume tot	14	[m ³]

Si è deciso pertanto di adottare due vasche imhoff le cui dimensioni sono riportate in Tabella 1

Principali elementi per il dimensionamento		
<i>N. utenti (AE)</i>	<i>Volume Sedimentazione (mc)</i>	<i>Volume Digestione (mc)</i>
fino a 30	1	4
da 31 a 50	2	6

Tabella 1 - Dimensioni vasche imhoff

- Dimensionamento impianto di fitodepurazione

I sistemi di fitodepurazione si dividono in sistemi a flusso sommerso (orizzontale e verticale) ed in sistemi a flusso libero che si differenziano per il fatto che nella prima tipologia il livello dell'acqua è mantenuto costantemente al di sotto della superficie del materiale di riempimento mentre nella seconda tipologia il livello dell'acqua è costantemente mantenuto sopra la superficie del medium.

Si è scelto di utilizzare la prima tipologia poiché vengono utilizzate delle acque reflue e, pertanto, cariche di inquinanti. Con questa configurazione, quindi, si può evitare la proliferazione di batteri e dispersione aerea di odori. Per le portate in gioco considerate, si è pensato di utilizzare un sistema integrato a flusso sommerso verticale. Nei sistemi a flusso sommerso orizzontale (horizontal flow – HF) il flusso d'acqua è mantenuto costantemente al di sotto della superficie del materiale di riempimento, all'interno del quale si crea un ambiente prevalentemente anossico, ricco di micro-siti aerobici posti in corrispondenza delle radici delle piante, che funzionano sostanzialmente come sistemi di trasferimento dell'ossigeno dall'atmosfera all'interno del letto filtrante. Mentre il refluo attraversa il materiale di riempimento e viene in contatto con la rizosfera delle macrofite, la sostanza organica e azotata in esso contenuta viene degradata dall'azione microbica; invece il fosforo ed i metalli pesanti vengono fissati per adsorbimento sul materiale di riempimento. Le specie vegetali contribuiscono al processo depurativo, favorendo da un lato lo sviluppo di un'efficiente popolazione microbica aerobica nella rizosfera e, dall'altro, attraverso l'azione di pompaggio dell'ossigeno atmosferico dalla parte emersa all'apparato radicale alla porzione di terreno circostante, con conseguente migliore ossidazione del refluo e creazione di una alternanza di zone aerobiche, anossiche ed anaerobiche, consentendo lo sviluppo di diverse famiglie di microrganismi specializzati e la scomparsa pressoché totale dei patogeni, particolarmente sensibili ai rapidi cambiamenti del tenore di ossigeno disciolto.

Anche nel caso dei sistemi a flusso sommerso verticale (vertical flow - VF) si hanno delle vasche impermeabilizzate riempite con materiale inerte su cui vengono fatte sviluppare macrofite radicate emergenti. La differenza principale consiste nel modo in cui il refluo scorre attraverso il medium di riempimento, esso, infatti, viene immesso nelle vasche in modo discontinuo e scorre in direzione prevalentemente verticale. L'alimentazione intermittente con cicli di riempimento e svuotamento consente di poter regolare i tempi di riossigenazione del letto, variando frequenza e quantità del carico idraulico del refluo in ingresso.

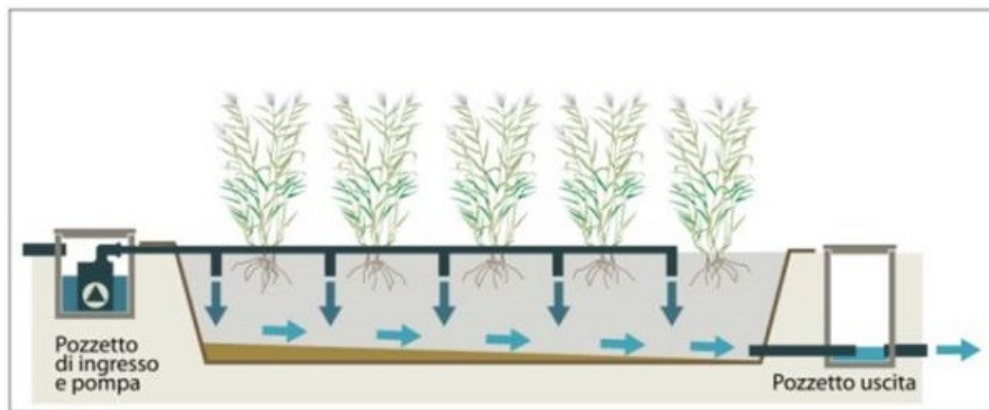


Figura 6 - Schema impianto di fitodepurazione sub-verticale

Per quanto riguarda il dimensionamento dell'impianto di fitodepurazione è stato considerato un indice di 3 mq per abitante equivalente. Il sistema, quindi, presenta una superficie totale di 300 mq.

DIMENSIONAMENTO FITODEPURAZIONE		
Portata media giornaliera	20	[m ³ /g]
Tempo di residenza idraulico	0.5	[gg]
Carico organico unitario BOD5	60	[grBOD ⁵ /AE*gg]
Carico organico massimo	50	[grCOD/m ² /gg]
Coefficiente di areazione	30	[1/m ² *gr]
SUPERFICIE TOTALE NECESSARIA VASCA	250	[m ²]
superficie specifica	2.5	[m ² /AE]

Conducibilità idraulica	500	[m/gg]
Larghezza vasca	10	[m]
Lunghezza vasca	30	[m]
H media letto	1	[m]
Superficie Vasca Effettiva	300	[m ²]

1.3.2 Parcheggio fuori stazione

Per quanto riguarda il parcheggio fuori dalla fermata ferroviaria di Orsara è stata prevista l'installazione di un manufatto per il trattamento delle acque di prima pioggia che insistono sulla suddetta superficie scolante. In Figura 7 si riporta uno stralcio planimetrico dell'area di intervento.

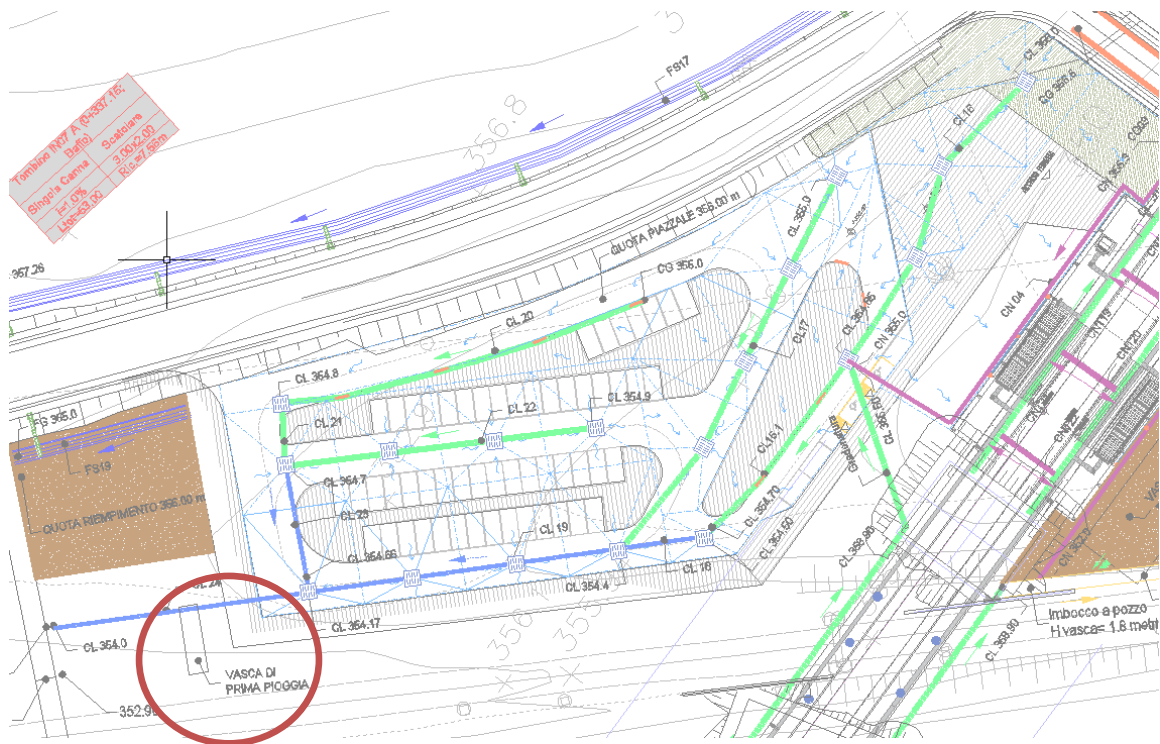


Figura 7 - Parcheggio della fermata di Orsara

Per il dimensionamento dei manufatti di trattamento delle acque di prima pioggia si è fatto riferimento ai criteri per la disciplina della acque meteoriche di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, di cui all'art.29 del D.lgs 152/99, riportati dalla regione Puglia nel Piano Direttore del giugno 2002 (redatto nell'ambito delle attività finalizzate alla redazione del Piano di Tutela delle Acque) e alle successive "linee guida per la redazione dei regolamenti di attuazione del PTA", approvate con delibera di Consiglio Regionale della Puglia n.230 del 20/10/2009.

Le linee guida,– "Criteri generali", definiscono "Acque di prima pioggia: le prime acque meteoriche di dilavamento relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto, per una altezza di precipitazione uniformemente distribuita:

- di 5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili, inferiore o uguale a 10.000 mq;
- compresa tra 2,5 e 5 mm per le superfici di estensione rientranti tra 10.000 e 50.000 mq, valutate al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili, in funzione dell'estensione dello stesso bacino correlata ai tempi di accesso alla vasca di raccolta;
- di 2,5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili, superiori a 50.000 mq." - "Disciplina e trattamento degli scarichi delle acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate", prevedono che "le acque di prima pioggia derivanti dagli scarichi di acque meteoriche di dilavamento di superfici esterne di insediamenti destinati alla residenza o ai servizi, strade, piste, rampe e piazzali sulle quali si effettua il transito, la sosta e il parcheggio di mezzi di qualsiasi tipo, nonché la movimentazione ed il deposito di materiali e sostanze non pericolose devono essere sottoposte, prima del loro smaltimento, ad un trattamento di grigliatura e dissabbiatura. L'Autorità competente potrà richiedere, in funzione della pericolosità e dell'estensione delle superfici di raccolta anche un trattamento di disoleazione. E' consentito l'utilizzo di sistemi di trattamento diversi delle acque suddette, purché gli stessi assicurino risultati almeno equivalenti."

1.3.2.1 Calcolo della portata di prima pioggia

Trattandosi di bacini di estensione abbastanza limitata, per il calcolo della portata delle acque di prima pioggia si è utilizzata cautelativamente una altezza di precipitazione di 5 millimetri, maggiore dei 2,5 millimetri previsti dalle "linee guida" che dovrebbe essere uniformemente distribuita non sull'intera superficie del bacino, ma solo sulla parte "carrabile" di questo.

Poiché la superficie "carrabile" del bacino non è esattamente definibile, per il calcolo della

portata di prima pioggia, si è fatto riferimento all'intera superficie del bacino, assumendo un coefficiente di afflusso pari a quello utilizzato per il dimensionamento della rete ed ipotizzando che l'altezza di precipitazione si verifichi in quindici minuti.

Definita l'altezza di pioggia critica (5 mm) e la relativa durata (15 min), il calcolo della portata affluente al manufatto di trattamento, è stato condotto con la stessa metodologia utilizzata per la verifica della rete fognante.

1.3.2.2 Dimensionamento dei manufatti di trattamento

Il manufatto previsto in progetto è costituito da:

- da un comparto griglia atto a trattenere i materiali grossolani presenti sia nelle acque di prima pioggia che in quelle di dilavamento eccedenti le prime;
- da un canale dissabbiatore sagomato con il fondo a tramoggia a cui sono state assegnate dimensioni tali da consentire il transito della "portata di prima pioggia" con una velocità di circa 0,30 m/sec.
- Il fondo della tramoggia presenta una fenditura continua, in modo che le sabbie che scendono al fondo del canale possano essere raccolte in una camera di calma sottostante, da cui saranno periodicamente prelevate tramite auto spurgo. Quando si supera il valore della "portata di prima pioggia" le acque eccedenti stramazzano lateralmente al canale dissabbiatore direttamente nel collettore di scarico ai pozzi;
- da un comparto di disoleatura posto al termine del canale dissabbiatore. Per cui, le "acque di prima pioggia", stramazzano da un lama frontale e confluiscono nel comparto di disoleatura statica con efflusso sotto battente dal quale affluiscono nel collettore e quindi ai manufatti di scarico negli strati superficiali del sottosuolo .

Stabilita la portata di acqua meteorica da sottoporre a dissabbiatura occorre stabilire la superficie **A** della sezione del dissabbiatore "a canale" e la lunghezza **L** dello stesso.

Il calcolo della superficie A della sezione è stato eseguito assumendo una velocità dell'acqua nel canale di circa 0,30 m/sec.

Il calcolo della lunghezza L si traduce nel verificare che la lunghezza assegnata al dissabbiatore sia sufficiente a consentire la sedimentazione delle particelle di diametro D.

Questo può essere effettuato con la relazione che fornisce la velocità vs di caduta di una particella di diametro D in acqua ferma:

$$v_s = \left(\frac{4 \times (\gamma_s - \gamma_a) \times D}{3 \times \rho \times C_D} \right)^{0,50}$$

in cui:

- γ_s peso specifico relativo delle particelle;
- γ_a peso specifico relativo dell'acqua;
- D diametro equivalente delle particelle;
- ρ massa volumica dell'acqua
- C_D coefficiente di resistenza dinamica

Definita la velocità v_s , il tempo di caduta t delle particelle di dimensione D è dato dalla relazione:

$$t = \frac{H}{v_i}$$

Confrontando il tempo di caduta t con quello di percorrenza del canale dissabbiatore:

$$t' = \frac{L}{\left(\frac{q_{dissabbiatore}}{A} \right)}$$

Dovrà risultare $t' \geq t$.

Si riporta in Tabella 2 il dimensionamento dell'impianto per il trattamento delle acque di prima pioggia.

DIMENSIONAMENTO VPP		
Velocità di sedimentazione	0.01	m/s
Velocità di sedimentazione	80	cm/min
Larghezza vasca	1.00	m
Altezza di caduta	2.00	m
Tempo di caduta	150	s
Lunghezza della vasca	10.00	m
Tempo di percorrenza	743.19	s

DATI DI INPUT		
Durata evento critico	900	s
Superficie scolante	4844	mq
Volume di prima pioggia	24.22	
Portata di prima pioggia	0.03	mc/s
Portata di prima pioggia	26.91	l/s
Peso specifico delle particelle	16000	Kg/mc
Peso specifico dell'acqua	10000	Kg/mc
Massa volumica dell'acqua	1019.37	m/s
Accelerazione di gravità	9.81	m/sq
Diametro della particella	0.0002	m

Tabella 2 - Dimensionamento vasca di prima pioggia

2 STUDIO IDROLOGICO

Il valore delle intensità di pioggia e quindi delle portate pluviiali, essenziali per il dimensionamento dei presidi idraulici, da esse derivate è stato ottenuto con il metodo della regionalizzazione (VA.PI.) per la stima delle portate con assegnato tempo di ritorno.

Tale metodo

2.1 Regionalizzazione delle piogge intense

I dati pluviometrici utilizzati sono gestiti dalla sezione di Bari del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), la cui rete pluviometrica al 1985 risultava composta da 100 stazioni di misura delle piogge con almeno 1 anno di osservazione.

I dati pluviometrici cui si fa riferimento riguardano le precipitazioni di breve durata e di forte intensità. I valori più elevati registrati di anno in anno nelle stazioni gestite dal Servizio Idrografico Nazionale vengono riportati negli *annali idrologici*. La procedura seguita nell'elaborazione dei dati pluviometrici comporta la scelta delle stazioni pluviografiche più vicine alla zona in esame e l'elaborazione statistico-probabilistica dei dati ad esse relativi.

Alla base di un modello di regionalizzazione vi è la preventiva individuazione del meccanismo fisico-stocastico che spiega la distribuzione, nello spazio e nel dominio di frequenza statistica, della variabile idrologica di interesse. Pertanto, non disponendo di sufficienti dati osservati nel sito di interesse per il caso in esame, si è ritenuto opportuno ricorrere a tecniche di analisi regionale dell'informazione idrologica.

2.1.1 Metodo di regionalizzazione secondo il progetto VA.PI.

Il progetto VA.PI. (**VA**lutazione **PI**ene) sviluppato dal *Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche* (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche, ha per obiettivo la regionalizzazione delle piogge intense su tutto il territorio nazionale secondo criteri omogenei, che allo stato attuale delle elaborazioni sono riportati nel rapporto VA.PI. 1994 e sintetizzati di seguito.

Il metodo di regionalizzazione proposto dal programma VA.PI. è basato sulla *distribuzione dei valori estremi tipo I a due componenti* (TCEV1), che rappresenta la distribuzione del massimo valore di una mistura di due popolazioni, costituite da:

- una *componente base*, contenente i valori medi e bassi;
- una *componente straordinaria*, contenente i valori più elevati;

ed ha, quindi, la caratteristica di prestarsi all'interpretazione di variabili fortemente asimmetriche, con presenza di alcuni valori molto elevati, di cui difficilmente le distribuzioni usuali riescono a rendere conto.

La regionalizzazione viene eseguita sulle massime altezze giornaliere h_d , in modo da utilizzare anche i dati dei pluviometri ordinari. Indicando con il pedice b i parametri che si riferiscono alla componente base e con il pedice s quelli che si riferiscono alla componente straordinaria, la probabilità cumulata della distribuzione TCEV1 risulta:

$$P(h_d) = e^{-e^{-\alpha_{b,d}(h_d - \varepsilon_{b,d})} - e^{-\alpha_{s,d}(h_d - \varepsilon_{s,d})}}$$

che ponendo:

$$\alpha_{b,d} = \frac{1}{\Theta_{b,d}}, \quad \alpha_{s,d} = \frac{1}{\Theta_{s,d}}, \quad \varepsilon_{b,d} = \Theta_{b,d} \ln \Lambda_b, \quad \varepsilon_{s,d} = \Theta_{s,d} \ln \Lambda_s,$$

$$e: \quad \Theta^* = \frac{\Theta_{s,d}}{\Theta_{b,d}}, \quad \Lambda^* = \frac{\Lambda_s}{\Lambda_b^{1/\Theta^*}}$$

diventa:

$$P(h_d) = e^{-\Lambda_b e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta_{b,d}}\right)} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{h_d}{\Theta^* \Theta_{b,d}}\right)}} \quad (1)$$

È possibile dimostrare che:

- il coefficiente d'asimmetria $\xi(h_d)$ dipende soltanto dai parametri Λ^* e Θ^* ;
- il coefficiente di variazione $\gamma(h_d)$ dipende dai parametri Λ^* , Θ^* e Λ_b ;

e che la media delle altezze di pioggia μ_{hd} dipende da tutti e quattro i parametri Λ^* , Θ^* , Λ_b e $\Theta_{b,d}$.

2.1.2 *Stima regionale dei parametri con i massimi giornalieri*

Con regionalizzazione delle altezze di pioggia $h_{d,k}$ nei diversi pluviometri $k = 1, 2, \dots, n$ s'intende l'aggregazione di tali variabili in gruppi con caratteristiche stocastiche comuni. Si richiede generalmente che i raggruppamenti abbiano anche riferimenti geografici.

Utilizzando le massime altezze di pioggia giornaliere secondo la procedura proposta da Versace e altri (1989), vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- *al primo livello, regioni omogenee* rispetto ai parametri Λ^* e Θ^* , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di asimmetria $\xi(h_d)$;
- *al secondo livello, zone omogenee* anche rispetto al parametro Λ_b , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione $\gamma(h_d)$;
- *al terzo livello, sottozone omogenee* rispetto alla dipendenza del parametro $\Theta_{b,d}$ (quindi della media μ_{hd}) da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti).

La grandezza geografica che nell'ambito di una sottozona omogenea ha mostrato di avere maggiore influenza sulle precipitazioni è la *quota z* della stazione.

In base a queste considerazioni la regione Puglia è stata suddivisa in quattro sottozone omogenee che sono indicate in Figura 8.

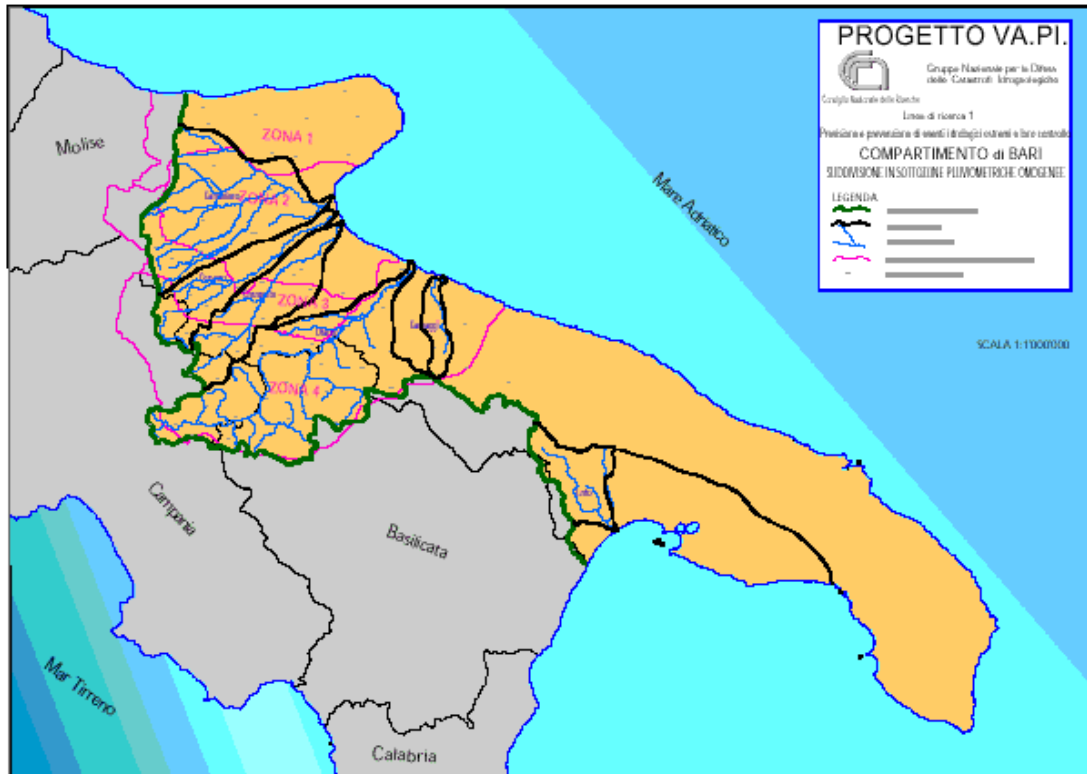


Figura 8 - Suddivisione della regione Puglia in sottozone pluviometriche omogenee

2.1.3 Pioggia di massima intensità e breve durata

In Puglia, il SIMN gestisce 73 stazioni pluviografiche, di cui 60 con serie $n \geq 10$ anni dei massimi annuali delle altezze di pioggia h_d per $d = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore consecutive. La consistenza di tale rete è, quindi, paragonabile a quella pluviometrica, anche per le dimensioni campionarie; in ogni caso, si assume che il fattore probabilistico di crescita sia costante al variare della durata.

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della sottozona pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita K_T :

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_2 \Lambda_1^{1/\theta} e^{-\eta k/\theta})}$$

I parametri della distribuzione cumulata ottenuti per l'intera regione Puglia sono riportati in tabella

<i>Parametri</i>	<i>Zona A</i>
θ^*	2,352
Λ^*	0,772
$\Lambda 1$	45
η	5,665

Tabella 3 - Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Puglia.

Poiché per la distribuzione TCEV non è ottenibile la soluzione analitica, i valori del coefficiente K_T (riportati nella Tabella 4) vengono calcolati numericamente dalla equazione riportata sopra, imponendo la variabilità del tempo di ritorno T .

T_r (anni)	K_T
2	0.91
5	1.26
10	1.53
20	1.81
25	1.90
40	2.10
50	2.19
100	2.48
200	2.77
500	3.15
1000	3.43

Tabella 4 – Valori del coefficiente probabilistico di crescita K_T della sottozona VAPI di interesse

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento all'espressione semplificata del tipo:

$$K_T = \left(\frac{\theta_* \text{Ln } \Lambda_*}{\eta} + \frac{\text{Ln } \Lambda_1}{\eta} \right) + \frac{\theta_*}{\eta} \text{Ln } T$$

che, dati i valori assunti dai parametri della distribuzione TCEV in Puglia, diventa:

$$K_T = 0.5648 + 0.415 \text{Ln } T$$

2.1.4 *Leggi di probabilità pluviometrica*

Una volta individuati i valori del coefficiente di crescita K_T , per la determinazione dell'intensità di pioggia istantanea è necessario definire il valore assunto dalla media della massima altezza di pioggia giornaliera (detta *pioggia indice*).

Le leggi di probabilità pluviometriche definiscono come varia la media del massimo annuale dell'altezza di pioggia su una fissata durata d , $m[h(d)]$, con la durata stessa. Per la Puglia è stata adottata una espressione del tipo:

$$m[h(d)] = a d^n$$

I parametri di questa equazione sono costanti all'interno di singole aree pluviometriche omogenee, e variano nel passare dall'una all'altra.

L'identificazione delle aree omogenee viene effettuata con riferimento al valor medio del massimo annuale dell'altezza di pioggia giornaliera, $m(h_g)$: è stato infatti osservato che è possibile suddividere l'area indagata in 4 aree pluviometriche omogenee in funzione del legame caratteristico tra la $m(h_g)$ e la quota Z , nelle stazioni di misura. Questo permette di generalizzare la curva IDF per tener conto della variabilità di $m[h(d)]$ con la quota Z , attraverso un'espressione del tipo:

$$m[h(d,Z)] = a d^{n(Z)}$$

dove

$$n(Z) = \frac{C Z + D + \text{Ln } \alpha - \text{Ln } a}{\text{Ln } 24}$$

in cui $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche relative ad uno stesso periodo di misure. Per la Puglia il valore del coefficiente α è risultato praticamente costante sull'intera regione e pari a 0,89.

I parametri ottenuti dalle equazioni precedenti sono forniti in Tabella 5. Si può notare che, nel caso delle aree omogenee 2 e 4, non essendo stata rinvenuta una significativa variabilità di $m[h(d)]$ con la quota, è stato fornito il valor medio regionale del coefficiente di potenza n .

Area omogenea	α	a (mm/h)	$C \cdot 10^4$	D	n
1	0.89	28.7	50.3	3.959	-
2	0.89	22.2	-	-	0.247
3	0.89	25.3	5.31	3.811	-
4	0.89	24.7	-	-	0.256

Tabella 5 - parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali

Il territorio oggetto di studio, compreso tra i comuni di Orsara di Puglia e Bovino, ricade nei pressi della linea di confine tra le zone omogenee 3 e 4; cautelativamente si è scelto quindi di adottare, per il calcolo delle intensità di pioggia di progetto, il parametro a più elevato, ossia quello relativo alla zona 3; per quanto riguarda invece il parametro n si è ipotizzato pari a 0.256.

2.2 Scelta dei tempi di ritorno

La scelta dei tempi di ritorno degli eventi meteorici per il calcolo delle portate necessarie al dimensionamento delle varie tipologie di opere è stata effettuata in conformità a quanto previsto dal Manuale di Progettazione Italferr e dalle Norme tecniche delle Costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008). La tabella seguente sintetizza la scelta effettuata per tipologia di opere:

Tabella 6- Tempi di ritorno

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2008 e relativa circolare applicativa
Drenaggio di piattaforma (cunette, tubazioni, etc)	<ul style="list-style-type: none"> Piattaforma ferroviaria TR 100 anni Deviazioni stradali Tr=25 anni 	-

Manufatti di attraversamento (ponti e tombini)	<ul style="list-style-type: none"> • <i>linea ferroviaria Tr= 300 anni per S > 10 km²</i> • <i>linea ferroviaria Tr= 200 anni per S < 10 km²</i> • <i>deviazioni stradali Tr=200 anni</i> 	<i>Tr = 200 anni</i>
---	--	----------------------

3 METODOLOGIA DI CALCOLO

Una volta determinati i parametri caratteristici delle precipitazioni, il dimensionamento degli elementi idraulici di presidio della piattaforma è stato sviluppato calcolando la forzante idraulica con metodi classici di letteratura e verificando la capacità di smaltimento della sezione idraulica prevista mediante l'utilizzo di scale di deflusso in moto uniforme derivate dalla formulazione di Chezy.

Il calcolo della forzante idraulica è stato condotto utilizzando il metodo dell'invaso per quanto riguarda il drenaggio di piattaforma ferroviaria e stradale, mentre è stato utilizzato il metodo della corrivazione, detto comunemente modello cinematico, per quanto riguarda i piazzali.

3.1 Il metodo dell'invaso

La portata pluviale della rete è calcolata con un metodo empirico dell'invaso che tiene conto della diminuzione di portata per il velo (sottilissimo) che rimane sul terreno e per il volume immagazzinato in rete.

L'acqua di pioggia proveniente dall'atmosfera avrà una portata che indicheremo con "p", mentre con "I" indicheremo l'intensità di pioggia, cioè l'altezza d'acqua che cade nell'unità di tempo.

Dell'acqua piovana una parte viene assorbita dal terreno, una porzione evapora ed il resto defluisce; la porzione che evapora è molto piccola e quindi trascurabile.

Indicando con "ψ" l'aliquota che defluisce sul terreno bisogna tenere conto che tale valore dipenderà dalla natura del terreno, dalla durata dell'evento di pioggia, dal grado di umidità dell'atmosfera e dalla stagione; φ prende il nome di coefficiente di afflusso e moltiplicato per l'area del bacino (A) e per l'intensità di pioggia (I) ci fornirà una stima della portata che affluisce nel bacino nell'unità di tempo.

$$p = \varphi * I * A \quad [2]$$

Nel tempo dt il volume d'acqua affluito sarà p*dt, mentre nell'istante t nella rete di drenaggio

defluirà, una portata q , inizialmente nulla e man mano crescente.

Se il volume che affluisce nel tempo dt è pari a $p \cdot dt$ e quello che defluisce è $q \cdot dt$, la differenza, che indicheremo con dw , rappresenterà il volume d'acqua che si invasa nel tempo.

Pertanto l'equazione di continuità in forma differenziale sarà:

$$p \cdot dt = q \cdot dt + dw \quad [3]$$

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica della rete di drenaggio si basa proprio sull'equazione di continuità.

Considerando che la portata q può essere considerata costante, le variabili da determinare sono $q(t)$, $w(t)$, e t , per cui l'equazione [4] non sarebbe integrabile se non fissando q o w .

Tuttavia valutando che il valore massimo di portata verrà raggiunto alla fine dell'evento di pioggia di durata t , il problema di progetto si riduce ad individuare la durata di pioggia che massimizzi la portata, tenuto conto che al diminuire di questa aumenta l'intensità di pioggia I .

Tale problema è stato risolto, nell'ipotesi di intensità di pioggia (I) costante e di rete di drenaggio inizialmente vuota ($q = 0$ per $t = 0$), considerando:

- una relazione lineare tra il volume w immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica ω :

$$w/\omega = W/\Omega = cost \quad [4]$$

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde all'ipotesi di moto uniforme, mentre nel caso di reti, si basa su due ulteriori ipotesi: che i vari elementi si riempiano contemporaneamente senza che mai il deflusso affluente sia ostacolato (funzionamento autonomo) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (*funzionamento sincrono*);

- una relazione lineare tra la portata defluente e l'area della sezione a monte:

$$q/\omega = Q/\Omega = cost \quad [5]$$

Tale relazione corrisponde all'ipotesi di velocità costante in condotta, ipotesi abbastanza prossima alla realtà nella fascia dei tiranti idrici che in genere si considerano.

Con queste ipotesi semplificative si ottiene:

$$\frac{dw}{W} = \frac{dq}{Q} \quad [6]$$

$$dw = \frac{dq}{Q} * W \quad [7]$$

L'equazione di continuità diviene quindi:

$$(p - q)dt = \frac{W}{q} * dq \quad [8]$$

Ovvero:

$$p - q = \frac{dW}{d\tau} \quad [9]$$

L'integrazione dell'equazione di continuità consente di ottenere una relazione tra la portata e il tempo di riempimento di un canale, ovvero consente la stima dell'intervallo temporale tra un valore nullo di portata ed un valore massimo. Definendo τ il tempo necessario per passare da $q=0$ a $q=q_{max}$, e t_r il tempo di riempimento, un canale risulterà adeguato se $\tau \leq t_r$, viceversa se $\tau > t_r$ il canale sarà insufficiente.

Il corretto dimensionamento del canale di drenaggio delle acque piovane si ottiene ponendo $\tau = t_r$, ovvero nel caso in cui la durata dell'evento piovoso eguagli il tempo di riempimento del canale. In quest'ottica nasce il metodo dell'invaso non come metodo di verifica, ma come strumento progettazione, imponendo la relazione $\tau = t_r$ si ottiene l'espressione analitica del coefficiente udometrico:

$$u = k * \frac{(\varphi * a)^{1/n}}{W^{1/n - 1}} \quad [10]$$

Il coefficiente udometrico rappresenta la portata per unità di superficie del bacino, ed è espresso in $l/s \cdot ha$, φ è il coefficiente di afflusso, w è il volume di acqua invasata riferito all'area del bacino in m^3/m^2 , a ed n sono i coefficienti della curva di probabilità pluviometrica per durate inferiori all'ora vista l'estensione dei bacini e per tempo di ritorno pari **a 100 anni**, k un coefficiente che assume il valore di "2168·n" [Sistemi di Fognatura, Manuale di Progettazione, CSU Editore, Hoepli; Appunti di Costruzioni idrauliche, Girolamo Ippolito, Liguori Editore]

3.2 Il metodo cinematico

La schematizzazione alla base del metodo si fonda su tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento (ietogramma rettangolare);
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari a:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

- Q = portata di piena [m^3/sec];
- φ = coefficiente di deflusso, assunto pari a 0.90 per le superfici pavimentate, come da indicazioni del manuale di progettazione RFI/Italferr;
- h = altezza di pioggia [m] per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;
- i = intensità di pioggia [m/ore];
- S = area del bacino km^2 ;
- τ_c = tempo di corrivazione [ore], individuabile tramite le formule di letteratura.

Il valore di h rappresenta l'altezza di pioggia precipitata, in un dato sito, in un tempo uguale al tempo di corrivazione τ_c : infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo τ_c solo una parte del bacino S contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità rispetto alla portata di picco. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena. Nella Figura 9 è riportato uno schema del funzionamento del modello cinematico con tre altezze di pioggia in input di diversa durata (minore, uguale e maggiore rispetto al tempo di corrivazione).

Si noti come per un tempo di pioggia pari a quello di corrivazione, l'idrogramma di piena assume la forma triangolare, con il picco di portata che transita attraverso la sezione di chiusura del bacino proprio al tempo τ_c .

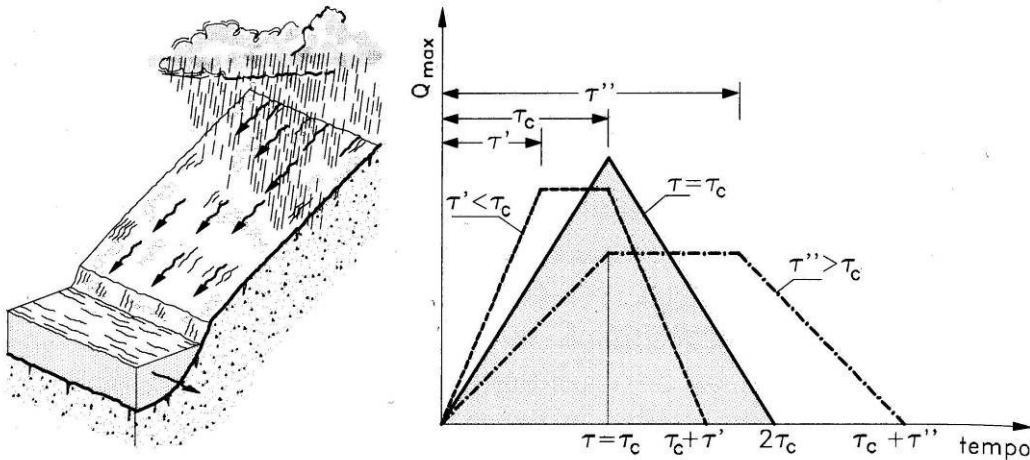


Figura 9 - Metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione.

Il tempo di corrivazione, parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura a percorrere l'intero bacino fino alla stessa. Questo parametro può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo (asta principale) della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata.

In particolare, dopo aver individuato la rete di drenaggio del bacino in esame ed aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione τ_c si fa riferimento alla somma:

$$T_c = T_a + T_r$$

ove:

- τ_a è il tempo d'accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dalla condotta posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo; questo valore può essere desunto dalle tabelle presenti in letteratura
- τ_r è il tempo di rete, ossia il tempo che impiega l'onda di piena a percorrere i vari tratti della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata. Il tempo di residenza in rete τ_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto il tempo di rete sarà dato dall'espressione:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Tuttavia data la ridotta estensione dei bacini drenati dai presidi idraulici di progetto si è scelto di stabilire un tempo di corrivazione verosimile e costante in base ai differenti casi di studio, in particolare:

- per i fossi di guardia, i quali sono stati progettati sia per raccogliere le acque di piattaforma che quelle scolanti dai versanti contigui, si è scelto un tempo di corrivazione pari a 10 minuti;
- per i collettori e le canalette, dimensionate per raccogliere le acque dei piazzali e di brevi tratti stradali e ferroviari si è scelto un tempo di corrivazione pari a 5 minuti.

3.3 Scale di deflusso

Determinata la portata defluente, il tirante idrico che s'instaura all'interno delle canalette è stato calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo *Gauckler-Strickler*:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove: n – coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3}$ s];

A – area bagnata [m^2];

R_h – raggio idraulico [m];

i – pendenza del fondo.

4 COMPONENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO STRADALE

Il sistema di drenaggio stradale si differenzia per le viabilità che ricadono in un ambito urbano e per quelle che invece sono poste in un contesto rurale.

La tratta Orsara-Bovino non prevede il drenaggio di zone dotate di collettori fognari (abitate) da utilizzare come recapiti finali per poter convogliare le portate drenate da strade, piazzali e ferrovie; per questo si è scelto di prevedere un sistema di drenaggio, stradale e ferroviario, distinto sulla base delle caratteristiche del tratto in esame:

- per i tratti in rilevato è stato predisposto un sistema costituito da embrici disposti ad intervalli regolari che scaricano in fossi di guardia in grado di addurre le portate risultanti ai ricettori naturali finali;
- per i tratti in trincea è stato previsto l'utilizzo di canalette rettangolari disposte a bordo strada che scaricano in collettori posti al di sotto della piattaforma stradale direttamente collegati ai fossi di guardia;
- nei tratti in galleria e nei piazzali si è adottato un sistema di drenaggio con collettori in PVC che scaricano in fossi di guardia o direttamente al ricettore finale.

5 DRENAGGIO PIATTAFORMA FERROVIARIA

5.1 Descrizione delle opere

1.1.1 Drenaggio acque di piattaforma ferroviaria in rilevato

Nei tratti in cui il corpo ferroviario si trova in rilevato, le acque meteoriche vengono canalizzate ed allontanate dalla sede ferroviaria, per mezzo della sezione triangolare formata dal cordolo bituminoso a lato della piattaforma e lo strato di sub-ballast dotato di una pendenza trasversale pari al 3,0%.

Il cordolo convoglia l'acqua verso il primo embrice disponibile in funzione della pendenza longitudinale della livelletta ferroviaria.

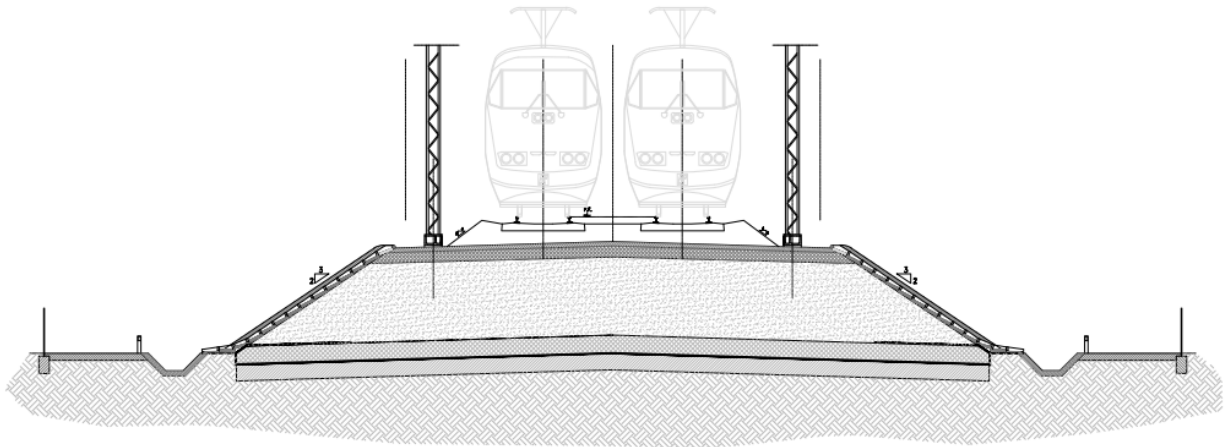


Figura 10- Sezioni tipo in rilevato in terra

Gli embrici sono posizionati sulla scarpata del rilevato con pendenza 3/2, ad interasse pari a 15 m. Al piede del rilevato, l'acqua viene coltata per mezzo di fossi di guardia rivestiti in calcestruzzo di sezione trapezoidale, dimensionati con tempo di ritorno centennale, che recapitano nella rete di scolo naturale esistente. Tali fossi hanno dimensioni variabili, che vanno da 0.5x0.5m e pendenza delle sponde 1/1, fino a fossi più grandi che possono arrivare a 0.7x0.7m con pendenza delle sponde 1/1.

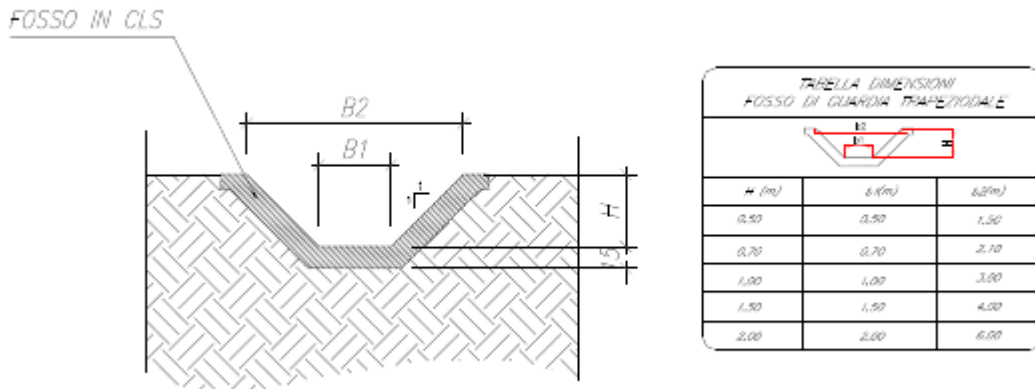


Figura 11-Tipologico Fosso di guardia in Calcestruzzo

1.1.2 Drenaggio acque di piattaforma ferroviaria in trincea

Nei tratti in cui la linea ferroviaria si sviluppa in trincea, il drenaggio è costituito da canalette rettangolari di sezione variabile poste al lato della piattaforma ferroviaria.

Le acque che scorrono sullo strato in sub-ballast caratterizzato da pendenze del 3,00% trovano recapito in canalette rettangolari di geometria variabile da un minimo di 0.5x0.5m ad un massimo di 0.7x0.7 m.

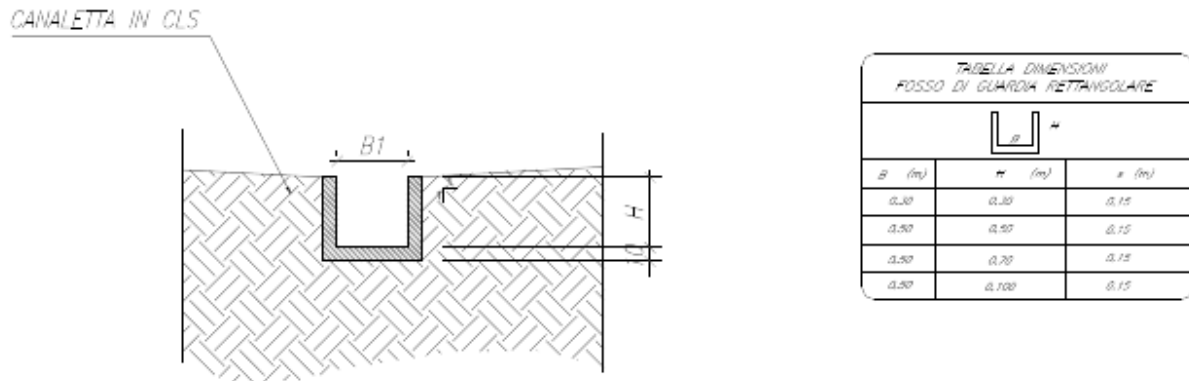


Figura 12-Tipologico Canaletta in CLS

Le canalette sono poste in corrispondenza del camminamento laterale utilizzato in fase di manutenzione e, pertanto, risultano coperte con una beola in calcestruzzo forata.

Le acque raccolte trovano recapito direttamente nei tombini e nei fossi previsti in progetto.

In testa alle trincee invece è previsto il posizionamento di un fosso trapezoidale rivestito in calcestruzzo, atto a proteggere la scarpata, raccogliendo le acque provenienti dal terreno sovrastante. Anche per tali manufatti le dimensioni sono variabili da 0.5x0.5m con sponde 3/2 fino ad arrivare a 0.7x0.7m con pendenza delle sponde 3/2.

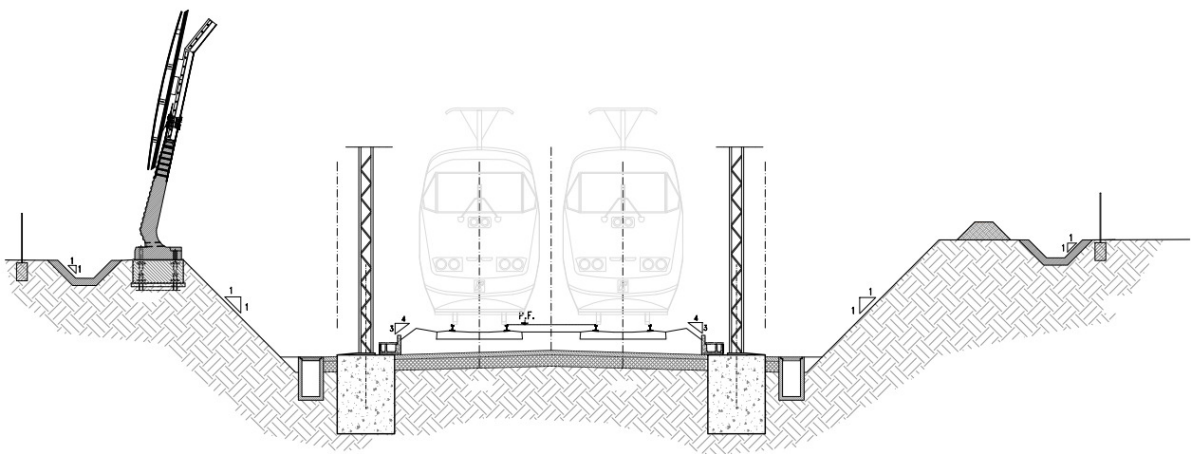


Figura 13- Sezione tipo in trincea

6 DRENAGGIO PIATTAFORMA STRADALE

6.1 Descrizione delle opere

6.1.1 *Drenaggio acque di piattaforma stradale in rilevato*

Nei tratti in rilevato lo smaltimento delle acque meteoriche delle viabilità stradali avviene analogamente a quanto visto per la piattaforma ferroviaria.

Le pendenze trasversali della carreggiata convogliano le acque ai margini dove vengono contenute mediante un cordolino bituminoso, interrotto ogni 15 m da un embrice che conduce le acque ad un fosso di guardia di sezione trapezoidale in calcestruzzo, disposto al piede del rilevato.

6.1.2 *Drenaggio acque di piattaforma stradale in trincea*

Per quanto riguarda le sezioni della piattaforma stradale collocate in trincea lo smaltimento delle acque meteoriche avviene analogamente a quanto visto per la piattaforma ferroviaria.

6.1.3 *Drenaggio acque dei parcheggi e dei piazzali*

Le opere di drenaggio dei piazzali di servizio sono costituite da una rete mista da pozzetti con caditoia carrabile in ghisa sferoidale classe di resistenza D400 e canalette grigliate Dim. 50x50cm, classe di resistenza D400. Il collegamento tra gli elementi di raccolta si effettua mediante condotte circolari in PVC di diametri variabili con dimensioni che vanno da 400 a 800 mm.

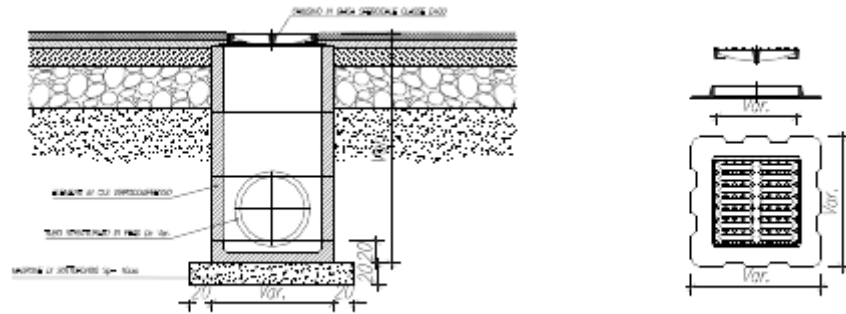


Figura 14-Tipologico pozzetto con caditoia

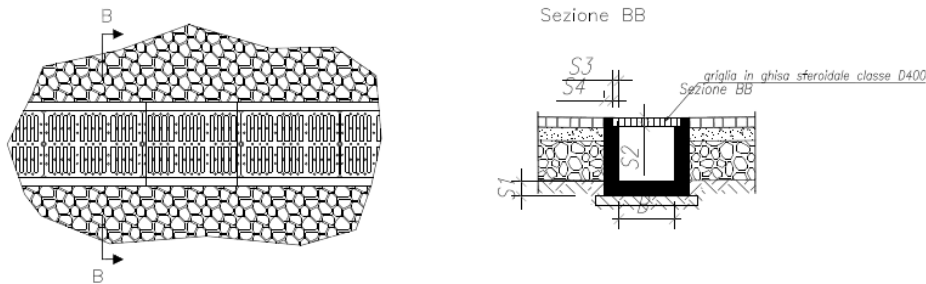


Figura 15-Tipologico canaletta grigliata

7 COMPONENTI DEL SISTEMA FERROVIARIO

7.1 Dimensionamento dell'interasse degli embrici

L'allontanamento delle acque meteoriche dalla piattaforma ferroviaria nei tratti in rilevato, è concentrato in appositi elementi in cls per preservare lo stato d'arte dell'infrastruttura. Gli embrici raccolgono le acque di ruscellamento sul sub-ballast e le convogliano al piede del rilevato, in un fosso di guardia rivestito in cls.

La capacità di smaltimento degli embrici può essere stimata ipotizzando un funzionamento a soglia sfiorante di larghezza L e tirante sopra la soglia h secondo la relazione:

$$Q = c_q \cdot (L \cdot h) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (accelerazione di gravità);
- $c_q = 0.385$ (coefficiente di efflusso);
- $L = 0.3 \text{ m}$ (larghezza della vena sfiorante);
- $h = 0.04 \text{ m}$ (altezza della lama d'acqua contenuta nel cordolino bituminoso);

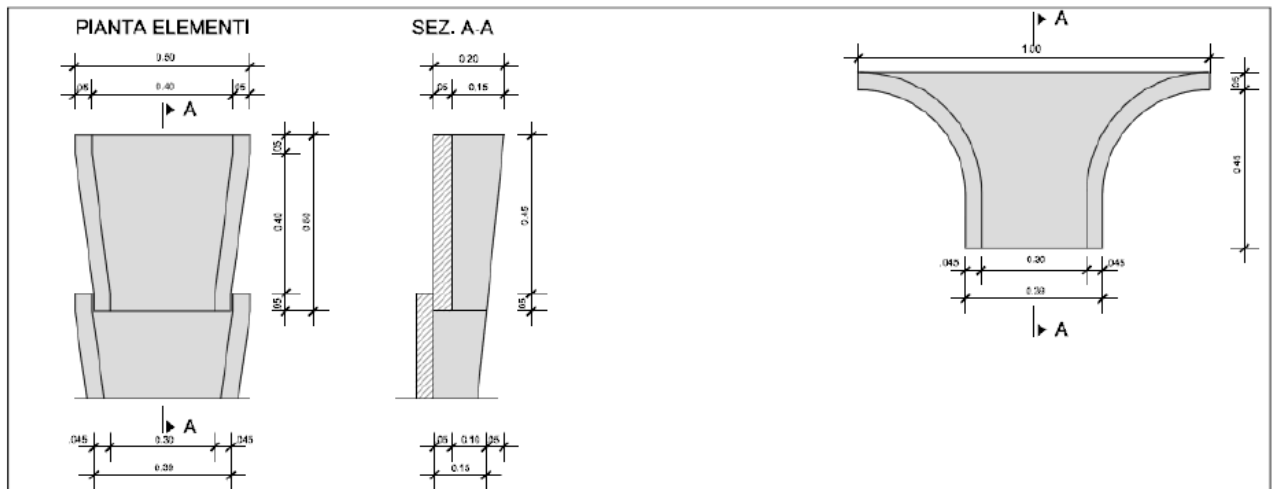


Figura 16: Dettaglio in sezione e pianta degli embrici

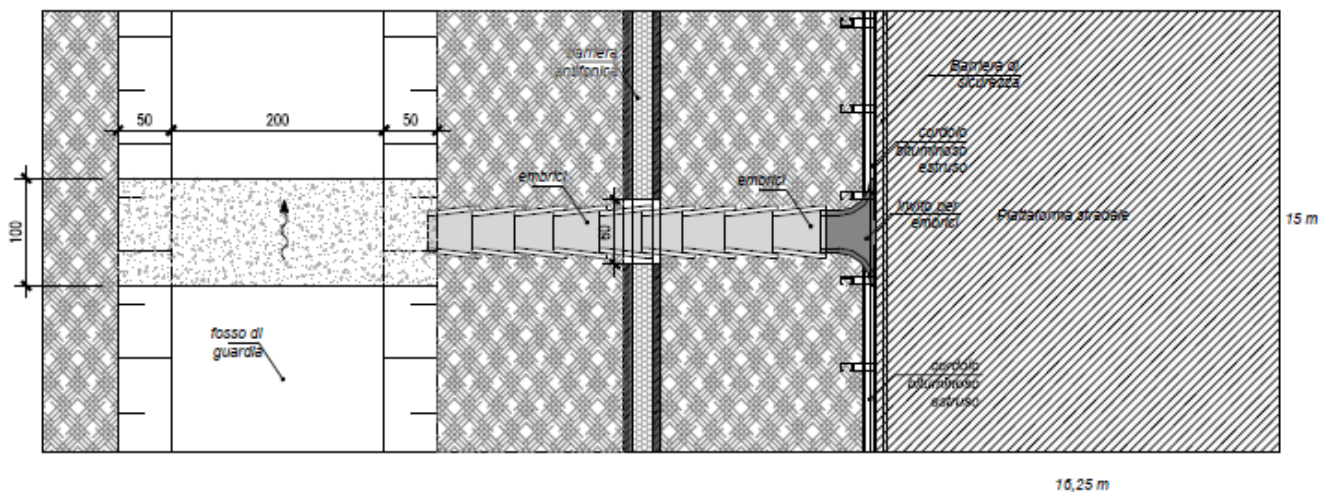


Figura 17: Dettaglio planimetrico dell'embrice

Si ottiene una capacità di smaltimento paria a $Q = 12.85 \text{ l/s}$.

La forzante idraulica dell'elemento di progetto, ovvero la portata in arrivo dalla sede

autostradale e ferroviaria all'embrice può essere calcolata con il metodo cinematico applicando la relazione:

$$Q = 278 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{\tau_c} = 278 \cdot \varphi \cdot S \cdot i$$

in cui:

- Q è la portata [m³/sec];
- φ = coefficiente di deflusso, assunto pari a 0.90 per le superfici pavimentate;
- h = altezza di pioggia [m] per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione;
- i = intensità di pioggia [m/ore];
- S = superficie scolante che insiste su ogni embrice, che ipotizzando un interasse di 15 m è pari a circa 95.3m² (15m x 6.75m);
- τ_c = tempo di corrivazione valutato in circa 5 minuti (0.083 ore) per la superficie sottesa da ciascun embrice.

L'altezza di pioggia considerata fa riferimento alla curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno 100 anni della zona maggiormente sollecitata dal punto di vista idrologico (a=61.256 mm/h, n=0.256). Si ottiene una portata che insiste su ogni embrice pari a 9.27 l/s per Tr di 100 anni, inferiore alla portata che può essere smaltita dal singolo manufatto.

Per l'interasse di progetto degli embrici si assume pertanto la distanza di 15 m.

CARATTERISTICHE EMBRICI		
Cq	0.385	
L	0.3	m
h	0.04	m
Q	0.012851	mcs
Q	12.85142	l/s

PORTATA DEFLUENTE STRADALE		
Interasse	15	m
S	0.00010125	km ²
a (Tr 25)	48.07	mm/h
n	0.256	
t	300	s
t	0.08333333	h
fi	0.9	
Qdeflusso	0.00773512	mcs
Qdeflusso	7.73512447	l/s

PORTATA DEFLUENTE FERROVIARIA		
Interasse	15	m
A	0.00009525	km ²
a (Tr 100)	61.256	mm/h
n	0.256	
t	300	s
t	0.08333333	h
fi	0.9	
Qdeflusso	0.009272819	mcs
Qdeflusso	9.272818747	l/s

7.2 Bocchettoni grigliati sugli impalcati

Sui viadotti, ogni 10 m sono previste delle caditoie, dotate di griglia in ghisa sferoidale classe D400, ad imbuto al fine di incrementare la capacità di scarico della portata in arrivo. Le tubazioni di calata sono costituite da dei DN 200 in acciaio inox.

La portata afferente al singolo bocchettone è stata calcolata utilizzando il metodo cinematico e considerando una superficie scolante pari 10 m di larghezza per i 10 m d'interasse tra i bocchettoni, un tempo di corrivazione calcolato considerando il solo tempo di accesso alla rete per una larghezza di piattaforma pari a 10 m con la massima pendenza ferroviaria (0.12%) e assumendo gli altri parametri utilizzati in precedenza per il calcolo della portata nella cunetta. In questo modo è stata individuata una portata pari a 49 l/s.

La portata smaltita dal pluviale è stata calcolata considerando un funzionamento sotto battente che tiene conto del raccordo ad imbuto tra la caditoia grigliata e la condotta di scarico (Figura) mediante la relazione:

$$Q = c_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con} \quad h = h_s \cdot \left(\frac{D_s}{D}\right)^4 \cdot \left(\frac{C_{q1}}{C_{q2}}\right)^2$$

E:

- C_{q1} = coefficiente di portata assunto pari a 0.61;
- C_{q2} = coefficiente di portata assunto pari a 1.0;
- A = area dell'imbocco circolare della condotta di scarico DN200;
- D = diametro della condotta di scarico, pari a 0.2 m;
- D_s = diametro dell'imbocco, supposta pari a 0.3 m;
- h_s = carico sull'imbocco;
- h = carico sulla condotta di scarico.

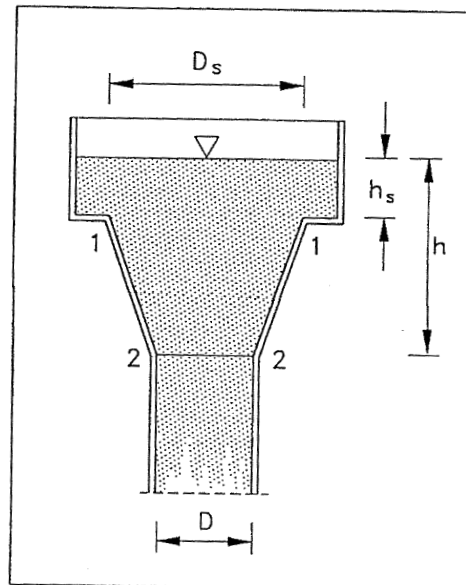


Figura 15: Raccordo tra la caditoia grigliata e la condotta di scarico.

Si è calcolato che per smaltire una portata di 49 l/s è necessario un carico sull'imbocco pari ad almeno 18 cm ed una lunghezza raccordo tra l'imbocco dello scarico, di diametro pari a 30 cm, e la condotta DN200, di almeno 16 cm.

Si prevede dunque di utilizzare delle caditoie grigliate che consentano un carico sull'imbocco di almeno 20 cm e che abbiano uno scarico ad imbuto (con un passaggio da un'apertura circolare di 30 cm di diametro ad una condotta circolare DN200) per favorire il deflusso.

Sull'impalcato della NV03, i pluviali scaricano sulle pile centrali del ponte, le quali sono state protette con tessuto impermeabile, le tubazioni di calata si raccordano alla tubazione principale attaccata all'impalcato del viadotto.

7.3 Condotte di drenaggio stradale

I collettori che ricevono i contributi meteorici dalle caditoie poste a bordo strada sono realizzate in PEAD di diametro variabile da un minimo di DN 400 ad un massimo di DN 800 con rigidità anulare SN 8 (8 kN/m²). In generale saranno posati sotto la banchina.

Gli spessori di ricoprimento minimi per le condotte fino al diametro DN 630 sono pari a 0.7 m mentre per condotte di diametro superiore si prevedono spessori di ricoprimento minimi di 1.5 m. Per tutte le condotte è previsto un rinfilo in ghiaietto spezzato.

I collettori sono ispezionabili mediante pozzetti d'ispezione disposti con un interasse massimo

pari a 50 m. L'interasse può essere ridotto in particolari casi, ad esempio, in corrispondenza di curve planimetriche particolarmente accentuate nelle quali si è ritenuto opportuno disporre i pozzetti d'ispezione con un interasse inferiore onde evitare di posare le condotte con una curvatura incompatibile con le loro caratteristiche strutturali con conseguente riduzione della tenuta idraulica.

8 DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE NEI PIAZZALI

1.1 Caditoie grigliate

Il ruscellamento superficiale delle acque meteoriche nei piazzali viene intercettato da caditoie di dimensione variabile (30÷70 cm) dotate di una griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 D400, poste con interasse massimo di 15 metri.

Si vuole verificare che la capacità di smaltimento della caditoia sia superiore alla massima portata afferente dalla superficie sottesa.

La forzante idraulica del singolo elemento è stata calcolata applicando la formula razionale:

dove:

- $i = 305 \text{ mm/h}$ è l'intensità di pioggia con tempo di ritorno di progetto ($T_r=25$ anni) ricavata mediante curva intensità-durata-frequenza a due parametri della zona maggiormente sollecitata dal punto di vista idrologico ($a=48.07 \text{ mm/h}$, $n=0.256$), per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione della superficie afferente alla singola caditoia, valutato in 5 minuti.
- $\phi = 0.9$ è il coefficiente di deflusso
- $S = 225 \text{ m}^2$ è la superficie afferente alla singola caditoia (15x15 m).

Si ottiene una portata di 17.18 l/s

Dal punto di vista geometrico la caditoia di progetto presenta: lato l di 80 cm, superficie libera Ω tra le barre della griglia di 0.20 m^2 , perimetro P pari a 3.20 m. Imposto un tirante idrico massimo h in corrispondenza dell'imbocco pari a 3 cm, la verifica della capacità della singola caditoia risulta soddisfatta se la portata in ingresso lungo il perimetro della caditoia e quella in grado di

attraversare la griglia della stessa risultano superiori alla massima portata affluente.

La massima portata defluente attraverso la griglia affluente lungo il perimetro della caditoia può essere valutata con l'equazione degli stramazzi liberi:

$$Q_g = 0.59 \Omega \sqrt{2gh} = 90.5 \text{ l/s}$$

Le verifiche risultano rispettate.

8.1 Canalette grigliate

Le canalette grigliate hanno una sezione rettangolare che va da 0.3x0.3m a una sezione di 0.7x0.7m.

Il dimensionamento idraulico delle canalette di drenaggio dei piazzali, parcheggi e viabilità è stato eseguito mediante il metodo della corrivazione.

Determinata la portata defluente, il tirante idrico che s'instaura all'interno delle condotte è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo Gauckler-Strickler:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- n – coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3} \text{ s}$];
- A – area bagnata [m^2];
- R_h – raggio idraulico [m];
- i – pendenza del fondo [m/m].

Nota il tirante idrico si è verificato che il grado di riempimento fosse minore del 70%.

9 VERIFICHE IDRAULICHE

9.1 Collettori

Per il calcolo della portata sono state utilizzate le formule viste in precedenza; il drenaggio della viabilità in trincea avviene attraverso dei pozzetti grigliati collegati mediante tubi in PVC. Tali pozzetti intercettano anche le acque provenienti dalla cunetta triangolare posta al lato della strada. I tubi vengono fatti scaricare, appena la morfologia lo permette, nei fossi di guardia di linea. Di tutte le sezioni defluenti è stata calcolata la scala di deflusso con l'espressione di *Chezy*:

$$V = \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = S \cdot V$$

dove χ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formulazione di *Gauckler-Strickler*:

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

Si è ottenuto:

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{i}$$

dove:

- Q, portata [m³/s];
- R, raggio idraulico [m³];
- S, sezione idraulica [m²];
- i, pendenza [m/m];
- K_s, coefficiente di scabrezza in [m^{1/3}/s], pari a 90.

Sono state verificate le condotte con l'ipotesi di avere sempre un grado massimo di riempimento pari al 50%, per collettori con diametri inferiori a 500 mm, e pari al 70% per diametri superiori.

1.2 Embrici e fosso di guardia

Il drenaggio della viabilità e della ferrovia nei tratti in rilevato viene garantito con un sistema costituito da embrici disposti ogni 15 m che scaricano nel fosso al piede del rilevato. Tali fossi trovano recapito o nei tombini di progetto o nel reticolo idrografico superficiale,

Di tutte le sezioni trapezie è stata calcolata la scala di deflusso con l'espressione di *Chezy*:

$$V = \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = S \cdot V$$

dove χ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formulazione di *Gauckler-Strickler*:

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

Si è ottenuto:

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{i}$$

dove:

- Q , portata [m^3/s];
- R , raggio idraulico [m^3];
- S , sezione idraulica [m^2];
- i , pendenza [m/m];
- K_s , coefficiente di scabrezza in [$m^{1/3}/s$], pari a 60.

Sono state verificati i fossi con l'ipotesi di avere sempre un grado massimo di riempimento pari all'80%.

Nelle tabelle sottostanti si suddividono i fossi in base al km di progetto della linea e suddividendo i due lati in destro e sinistro considerando il verso di percorrenza dal km 0 al km finale.

1.3 Canalette rettangolari

Le canalette che ricevono i contributi meteorici della piattaforma stradale hanno una sezione rettangolare che varia da 0.5x0.5m ad una sezione di 0.7x0.7m.

Il dimensionamento idraulico delle canalette di drenaggio delle acque di piattaforma ferroviaria, come accennato precedentemente, è stato eseguito mediante il metodo della corrivazione; determinata la portata defluente, il tirante idrico che s'instaura all'interno delle condotte è calcolato mediante l'equazione del moto uniforme secondo *Gauckler-Strickler*:

$$Q_d = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- n – coefficiente di scabrezza secondo Manning [$m^{-1/3} s$];
- A – area bagnata [m^2];
- R_h – raggio idraulico [m];
- i – pendenza del fondo [m/m].

Noto il tirante idrico si è potuto verificare il grado di riempimento (massimo 70%) ed il franco di sicurezza.

10 ALLEGATO 1 – TABELLE RISULTATI

		ORSARA														
		Superfici tratto							Calcolo portate di progetto con metodo della corrivazione							
		Lunghezza tronco	Superficie stradale	Superficie aree trincea	Superficie stradale totale	Superficie trincea totale	Superficie equivalente	Coefficiente di deflusso equivalente	Pendenza	Portata	Velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro nominale	Diametro interno	Grado di rimpimento	Franco idraulico
		L	S _f	S _s	S _{f,ot}	S _{s,ot}	S _{tot,eq}	φ _{eq}	j	Q	v	y	DN	DI	GR	Franco
		m	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²		m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%	cm
PIAZZALE RI12	CL01	48	1101	0	1101	0	991	0.90	0.009	84.11	1.74	0.17	400	0.380	44	21
	CL02	20	1101	0	1101	0	991	0.90	0.010	84.11	1.78	0.17	400	0.380	43	21
	CL03	43	965	0	965	0	869	0.90	0.005	73.72	1.29	0.19	400	0.380	50	19
	CL04	16	0	0	2066	0	1859	0.90	0.004	157.83	1.52	0.24	630	0.599	40	36
PIAZZALE RI13	CL05	75	939	0	1170	0	1053	0.90	0.007	89.38	1.61	0.19	400	0.380	49	19
	CL06	15	446	0	456	0	410	0.90	0.007	34.84	1.20	0.11	400	0.380	30	27
	CL07	9	0	0	409	0	368	0.90	0.011	31.25	1.40	0.10	400	0.380	25	28
	CL08	13	0	0	2035	0	1832	0.90	0.008	155.47	1.86	0.20	630	0.599	34	40
SOTTOSTAZIONE ELETTRICA	CL09	53	0	0	100	0	90	0.90	0.003	7.64	0.57	0.07	400	0.380	18	31
	CL10	15	752	0	752	0	677	0.90	0.005	57.45	1.28	0.16	400	0.380	42	22
	CL11	39	1185	0	1185	0	1067	0.90	0.007	90.53	1.60	0.19	400	0.380	50	19

	CL12	30	0	0	2037	0	1833	0.90	0.003	155.62	1.37	0.25	630	0.599	42	35
	CL13	39	0	0	1522	0	1370	0.90	0.012	116.28	2.04	0.19	400	0.380	50	19
	CL14	17	0	0	3559	0	3203	0.90	0.009	271.89	2.27	0.26	630	0.599	44	34
PARCHEGGIO FERMATA FERROVIARIA	CL15	49	0	0	1112	0	1001	0.90	0.003	84.95	1.13	0.19	630	0.599	31	41
	CL16	33	0	0	1583	0	1425	0.90	0.005	120.94	1.43	0.20	630	0.599	34	40
	CL17	64	0	0	782	0	704	0.90	0.005	59.74	1.23	0.17	400	0.380	44	21
	CL18	12	0	0	1647	0	1482	0.90	0.008	125.82	1.80	0.18	630	0.599	30	42
	CL19	45	0	0	3107	0	2796	0.90	0.006	237.36	1.85	0.28	630	0.599	46	32
	CL20	55	0	0	615	0	554	0.90	0.004	46.98	1.05	0.16	400	0.380	42	22
	CL21	8	0	0	615	0	554	0.90	0.006	46.98	1.28	0.14	400	0.380	36	24
	CL22	45	896	0	896	0	806	0.90	0.003	68.45	1.12	0.20	400	0.380	53	18
	CL23	76	226	0	1737	0	1563	0.90	0.003	132.70	1.21	0.25	630	0.599	41	35
	CL24	38	0	0	4844	0	4360	0.90	0.004	370.06	1.80	0.41	630	0.599	69	19
	VIADOTTO	CL27	225	1125	0	1125	0	1013	0.90	0.007	85.95	1.57	0.19	400	0.380	49
CL28		225	1125	0	1125	0	1013	0.90	0.007	85.95	1.57	0.19	400	0.380	49	19
CL29		129	500	0	500	0	450	0.90	0.007	38.20	1.26	0.12	400	0.380	31	26
CL30		100	500	0	500	0	450	0.90	0.007	38.20	1.26	0.12	400	0.380	31	26
STAZIONE FERROVIARIA	CL31	108	240	0	240	0	216	0.90	0.004	18.34	0.84	0.09	400	0.380	25	29
	CL32	111	240	0	240	0	216	0.90	0.004	18.34	0.84	0.09	400	0.380	25	29
MARCIAPIEDE FERROVIARIO	CL33	50	250	0	250	0	225	0.90	0.007	19.10	1.03	0.08	400	0.380	22	30
	CL34	30	150	0	150	0	135	0.90	0.007	11.46	0.89	0.07	400	0.380	17	31

HIRPINIA																
Superfici tratto										Calcolo della portata con il metodo della corrivazione						
Lunghezza tronco	Superficie stradale	Superficie aree trincea	Superficie stradale totale	Superficie scarpata totale	Superficie totale	Superficie equivalente	Coefficiente di deflusso equivalente	Pendenza	Portata	Velocità della corrente	Tirante idrico	Diametro nominale	Diametro interno	Grado di rimepimento		
L	S _f	S _s	S _{f,ot}	S _{s,ot}	S _{tot}	S _{tot,eq}	φ _{eq}	j	Q	v	y	DN	DI	GR		
m	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²		m/m	l/s	m/s	cm	mm	m	%		
tipo	L _t	S _f	S _s	S _{tot}		S _{tot,eq}		j	Q	v	y	DN	DI	GR		
VIABILITA' NVO1	CL01	17	51	60	51	60	82	0.74	0.74	0.007	6.93	1.42	0.01	400	0.380	2
	CL02	17	51	17	51	17	56	0.83	0.83	0.007	4.76	1.23	0.01	400	0.380	2
	CL03	34	102	85	204	85	235	0.81	0.81	0.007	19.91	2.14	0.02	400	0.380	4
	CL04	19	57	38	57	38	74	0.78	0.78	0.007	6.29	1.08	0.01	400	0.380	2
PIAZZALE NV02 (HIRPINIA)	CL01	11	170	0	170	0	170	153	0.90	0.00909	12.99	1.01	0.06	400	0.380	17
	CL02	46	538	0	708	0	708	637	0.90	0.01087	54.09	1.62	0.13	400	0.380	33
PIAZZALE A NV01 (HIRPINIA)	CL03	34	492	58	492	58	550	478	0.87	0.001	40.54	0.72	0.19	400	0.380	50
	CL04	46	1812	346	2615	346	2961	2561	0.86	0.008	217.40	2.03	0.24	630	0.599	41
	CL05	18	0	0	3107	404	3511	3039	0.87	0.003	257.94	1.45	0.36	630	0.599	60

	CL06	46	725	409	725	409	1134	898	0.79	0.012	76.22	1.85	0.15	400	0.380	39
	CL07	22	0	0	3832	813	4645	3937	0.85	0.005	334.16	1.86	0.36	630	0.599	61
PIAZZALE B NV01 (HIRPINIA)	CL08	12	0	0	1206	0	1206	1085	0.90	0.008	92.13	1.65	0.15	630	0.599	25
	CL09	54	0	0	1081	0	1081	973	0.90	0.004	82.58	1.20	0.18	630	0.599	29
	CL10	20	0	0	2287	0	2287	2058	0.90	0.005	174.72	1.64	0.24	630	0.599	40
	CL11	34	0	0	1497	0	1497	1347	0.90	0.006	114.37	1.55	0.18	630	0.599	31
	CL12	97	0	0	2711	0	2711	2440	0.90	0.010	207.11	2.24	0.22	630	0.599	36
	CL13	20	0	0	4208	0	4208	3787	0.90	0.010	321.48	2.49	0.28	630	0.599	47
	CL14	98	0	0	2584	0	2584	2326	0.90	0.010	197.41	2.20	0.21	630	0.599	36
	CL15	43	0	0	9079	0	9079	8171	0.90	0.005	693.60	2.25	0.49	800	0.761	64
	CL15.1	15	0	0	0	11247	11247	6748	0.60	0.007	572.82	2.39	0.48	630	0.599	79
	CL15.2	15	0	0	0	1464	1464	878	0.60	0.007	74.56	1.48	0.17	400	0.380	46
	SISTEMAZIONI IDRAULICHE NV02	IN05	12.5	0	0		-	0.44	0.13	0.11	0.36	181.89	1	0.01	1500	1.149
IN06		11.5	0	0		-	1.00	0.06	0.02	0.06	229.35	1	0.01	1000	0.951	13
IN07		10	0	0		-	1.26	0.04	0.01	0.54	271.04	1	0.01	1000	0.951	9

FOSSI DI GUARDIA NV03

Fosso di guardia			Superfici drenate									Calcolo della portata con metodo della corrivazione					
Nome fosso	Progressiva inizio	Progressiva fine	Lunghezza fosso	Recapito	Nome bacini idrici afferenti	Superficie aree esterne	Superficie aree pavimentate	Superficie scarpate	Superficie equivalente	Tempo di concentrazione	intensità di pioggia	Pendenza	Tipo sezione	Portata	Tirante	Grado di riempimento	Franco idraulico
Fosso	Progr.In	Progr.Fi.	L	R	S _t	S _e	S _{str}	S _{eq}	S _{eq}	τ	i	j	Tipo	Q	y	GR	Franco
	m	m	m			ha	ha	ha	ha	h	mm/h	m/m		m3/s	m	%	m
FS14	0	170	170	Tombino IN07 A	Bm28	0.73	0.09	0.140	0.45	0.17	180	0.042	FT1	0.227	0.13	0.26	0.37
FD4.2	-	-	63	FS15	Bm11.4	0.10	0.00	0.000	0.04	1.17	43	0.113	FT1	0.005	0.01	0.02	0.49
FS15	-	-	37	FS 16	Bm29	0.19	0.00	0.010	0.08	0.17	180	0.122	FT1	0.041	0.03	0.07	0.47
FS16	-	-	34	Tombino IN06 A	Bm30	0.36	0.01	0.068	0.20	0.17	180	0.021	FT1	0.256	0.17	0.34	0.33
FS17	163	352	189	Tombino IN07 A	Bm31	0.12	0.10	0.047	0.16	0.17	180	0.005	FT1	0.082	0.14	0.27	0.36
FS18	0	137	137	FS 18.1	Bm32	0.14	0.07	0.147	0.21	0.17	180	0.074	FT1	0.104	0.07	0.14	0.43
FS18.1	137	184	47	Tombino IN07 A	Bm32.1	0.14	0.10	0.269	0.30	0.17	234	0.004	FT1	0.198	0.23	0.46	0.27
FS19	163	325	27	Tombino IN07 A	Bm33	0.06	0.01	0.017	0.05	0.17	234	0.007	FT1	0.030	0.06	0.13	0.44
FS20	325	365	35	Tombino IN06 A	Bm34	0.00	0.04	0.055	0.07	0.17	234	0.006	FT1	0.046	0.09	0.18	0.41
FS21	365	400	18	Tombino IN06 A	Bm35	0.65	0.01	0.030	0.29	0.17	234	0.028	FT1	0.189	0.13	0.26	0.37
FS22	-	-	43	Tombino IN06 A	Bm36	0.00	0.00	0.099	0.06	0.17	234	0.007	FT1	0.039	0.08	0.15	0.42
FS23	-	-	29	Tombino IN06 A	Bm37	0.00	0.02	0.043	0.04	0.17	234	0.017	FT1	0.028	0.05	0.10	0.45
FP5.2	-	-	37	FS27	Bm11.5	0.02	0.00	0.000	0.01	0.17	234	0.014	FT1	0.006	0.02	0.04	0.48
FS27	-	-	56	FS28	Bm41	0.16	0.00	0.000	0.06	0.17	180	0.161	FT1	0.032	0.03	0.05	0.47
FS28	-	-	45	FS30	Bm42	0.30	0.00	0.035	0.14	0.17	180	0.051	FT1	0.226	0.12	0.24	0.38
FS29	-	-	56	FS30	Bm43	0.00	0.00	0.040	0.02	0.17	180	0.005	FT1	0.012	0.04	0.09	0.46

FS30	-	-	16	Canale in c.a.	Bm44	0.40	0.00	0.075	0.20	0.17	180	0.013	FT1	0.257	0.20	0.39	0.30
CANALE CIELO APERTO TRATTO C2			141	Canale a cielo aperto C3	Bm46	0.08	0.01	0.000	0.04	0.17	234	0.006	FR6	0.026	0.03	0.03	0.97
CANALE CIELO APERTO TRATTO C3			43	Tombino IN06 B	Bm47	0.08	0.01	0.000	0.04	0.17	234	0.003	FR6	0.298	0.18	0.18	0.82
IN07B	-	-	20	Torrente Cervaro	-	1.04	0.30	0.47	0.97	0.17	234	0.01	FR7	1.001	0.17	0.09	1.83

FOSSI DI GUARDIA NV01 - NV02

Fosso di guardia			Superfici drenate									Calcolo della portata con metodo della corrivazione					
Nome fosso	progressiva inizio	Progressiva fine	Lunghezza fosso	Recapito	Nome bacini idrici afferenti	Superficie aree esterne	Superficie aree pavimentate	Superficie scarpate	Superficie equivalente	Tempo di concentrazione	intensità di pioggia	Pendenza	Tipo sezione	Portata	Tirante	Grado di riempimento	Franco idraulico
		m	m	m			ha	ha	ha	ha	h	mm/h	m/m	m ³ /s	m	%	m
FS2	0	140	140	Tombino IN06	Bm2	1.00	0.06	0.0144	0.46	0.17	180	0.019	FT1	0.229	0.16	0.32	0.34
FS4	140	235	95	Tombino IN07	Bm4	1.26	0.04	0.008	0.54	0.17	180	0.004	FT1	0.271	0.28	0.56	0.22
FS 5	235	319	84	Tombino IN07	Bm5	1.03	0.03	0.010	0.45	0.17	180	0.017	FT1	0.225	0.17	0.33	0.33

FD1	-	-	200	FS7	Bm17	0.36	0.05	0.026	0.20	0.17	234	0.007	FT1	0.134	0.16	0.31	0.34
FS7	319	331	35	Tombino IN05	Bm7	0.44	0.13	0.11	0.36	0.17	180	0.060	FT1	0.182	0.10	0.20	0.40
FS1	0	140	140	FS3	Bm1	0.00	0.06	0.019	0.06	0.17	180	0.020	FT1	0.031	0.05	0.10	0.45
FS3	140	235	95	FS6	Bm3	1.00	0.15	0.033	0.55	0.34	107	0.004	FT1	0.166	0.22	0.43	0.28
FS6	235	319	76	Incisione esistente	Bm6	3.40	0.25	0.051	1.62	0.17	180	0.002	FT1	0.807	0.61	1.22	-0.11
FS8	-	-	38	FS9.1	Bm8	0.00	0.037	0.018	0.04	0.17	180	0.032	FT1	0.022	0.04	0.07	0.46
FS9	-	-	27	FS9.1	Bm9	0.00	0.00	0.012	0.01	0.17	180	0.007	FT1	0.058	0.10	0.19	0.40
FS9.1	-	-	5	Incisione esistente	Bm9.1	0.00	0.04	0.029	0.05	0.17	180	0.040	FT1	0.079	0.07	0.14	0.43
FD2	-	-	216	Incisione esistente	Bm18	0.00	0.08	0.012	0.08	0.17	180	0.002	FT1	0.078	0.16	0.32	0.34
FS10	0	71	117	Tombino IN01	Bm10	0.43	0.00	0.000	0.17	0.17	180	0.003	FT1	0.086	0.15	0.30	0.35
FS10.1	0	0	165	CL 15.1	Bm10.1	1.12	0.00	0.000	0.45	0.17	180	0.061	FT1	0.225	0.11	0.23	0.39
FS11	-	-	67	FS12	Bm11	0.01	0.000	0.000	0.00	0.17	180	0.007	FT1	0.002	0.02	0.03	0.48
FS12	-	-	33	FS13	Bm12	0.03	0.010	0.008	0.02	0.17	180	0.015	FT1	0.347	0.22	0.44	0.28
FS13	-	-	74	Tombino IN02	Bm13	0.61	0.010	0.008	0.26	0.17	180	0.065	FT1	0.483	0.17	0.35	0.33
FS14	132	190	58	Tombino IN02	Bm14	0.12	0.031	0.052	0.11	0.17	180	0.112	FT1	0.053	0.04	0.08	0.46
FS15	-	-	30	FS15.1	Bm15	1.12	0.009	0.012	0.47	0.17	180	0.213	FT1	0.232	0.08	0.16	0.42
FS15.1	66	190	124	FS16	Bm15.1	1.12	0.046	0.031	0.51	0.17	180	0.129	FT1	1.023	0.22	0.44	0.28
FS16	-	-	26	Incisione naturale	Bm16	1.86	0.086	0.091	0.87	0.17	180	0.115	FT1	1.565	0.29	0.57	0.21
IN01	58	58	9.5	FS13	-	0.43	0.00	0.00	0.17	0.17	180	0.010	FR4	0.106	0.07	0.07	0.93
IN02	189	189	8	FS16	-	0.73	0.04	0.06	0.36	0.17	180	0.01	FR4	0.523	0.19	0.19	0.81

BIBLIOGRAFIA

- AA. VV. *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale*, Zanichelli ESAC, Bologna, 2003.
- Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V., *Valutazione delle piene in Sicilia*, Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo e GNDCI (Gruppo Nazionale per la difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), Palermo, 1993.
- Caroni E., D'Alpaos L., Fattorelli S., Rossi F., Ubertini L., Versace P., Marchi E., *Valutazione delle piene*, C.N.R. °165, 1982.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004.
- G. Ferreri, V. Ferro, Una espressione monomia della curva di probabilità pluviometrica, per durate inferiori all'ora, valida nel territorio siciliano. Bollettino dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo, 1-2, 1989
- Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, Milano, 2006.
- Ghetti A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1996.
- Lo Bosco D., Leonardi G., Scopelliti F., *Il dimensionamento delle opere idrauliche a difesa del corpo stradale*, Quaderno di Dipartimento - Serie Didattica, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, 2002.
- Maione U., *Appunti di idrologia 3. Le piene fluviali*, La Goliardica Pavese, 1977
- Marani M., *Processi e modelli dell'Idrometeorologia*, Dispense, 2005.
- Prescrizioni generali per la progettazione di RFI (PTP).
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Bacino Idrografico del Fiume Simeto, Area Territoriale tra il bacino del Fiume Simeto e il bacino del Fiume San Leonardo, Lago di Pergusa, Lago di Maletto – Relazione*, 2005.
- Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana – Relazione Generale*, 2004.
- Regione Siciliana, Osservatorio delle Acque dell'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque (ARRA), *Annali Idrologici*, disponibili presso www.osservatorioacque.it.
- Rossi F., Fiorentino M., Versace P., *Two component extreme value distribution for Flood Frequency Analysis*, Water Resources Research, Vol. 20, N.7, 1984.
- Ven Te Chow, *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, USA, 1959.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

DM 14 gennaio 2008, *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.