

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO

I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO – FRASSO TELESINO E VARIANTE  
ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 – Via Calabroni

RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

SCALA:

-

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

IFOK 00 D 11 RI ID00002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Grimaldi 	Mar. 2015	E. Elisei 	Mar. 2015	F. Cerrone 	Mar. 2015	F. Sacchi Mar. 2015 	

File: IFOK00D11RIID0002001A.doc

n. Elab. 31

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA  
Dot. Ing. F. Sacchi  
Ordine n. 22-72  
Roma

## INDICE

1.	PREMESSA .....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3.	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO .....	4
4.	VERIFICHE .....	5
4.1	OPERE DI INTERCETTAZIONE.....	8
	4.1.1 <i>Embrici</i> .....	10
	4.1.2 <i>Caditoie a griglia</i> .....	10
4.2	DIMENSIONAMENTO SISTEMA A DISPERSIONE.....	12
5.	COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'INTERVENTO .....	15

## 1. **PREMESSA**

Nell'ambito delle attività propedeutiche al futuro raddoppio della linea ferroviaria Napoli – Bari, sarà anticipata l'opera di soppressione del P.L. alla progressiva 143+833. Le opere in progetto prevedono la realizzazione di un collegamento stradale tra la viabilità locale e la S.P. 114 con un cavalcavia realizzato in parte in rilevato, in parte con scatolare ed in corrispondenza dell'esistente linea ferroviaria con un cavalcaferrovia.

La lunghezza complessiva dell'intervento risulta pari a circa 445 m.

Nel proseguo sarà descritto il sistema di drenaggio delle opere in progetto e documentate le metodologie di calcolo e verifica delle infrastrutture idrauliche.

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

D.Lgs. N.. 152/2006 - T.U. Ambiente.

Autorità di Bacino Nazionale dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno, Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, Piano di Gestione del Rischio di Alluvione, Anno 2013/2014

Manuale di Progettazione RFI.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO</b>  <b>VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 - Via Calabroni</b>					
	<b>RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA</b>	COMMESSA IF0K	LOTTO 00 D 11	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

### 3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio in progetto è costituito da:

- Nel tratto da progr. 0+000 a 0+050 – Piattaforma su rilevato esistente.
  - o Cunetta laterale con griglie di intercettazione ad interasse pari a 10 m;
  - o Tubazione DN250 in PVC SN8;
  - o Tubazione trasversale di recapito che convoglia la portata al piede rilevato attraverso embrici prefabbricati;
  - o Bacino di dispersione 1 nella zona interclusa con lo svincolo di progetto.
- Da progr. 0+050 a progr 0+214 – Piattaforma su scatolare:
  - o Interasse 10 m intercettazione con bocca di lupo DN125 in acciaio;
  - o Recapito in tubazione appesa alla struttura del diametro di 250 mm in acciaio;
  - o Recapito in corrispondenza della sezione 4 al piede della struttura e restituzione della portata al bacino di dispersione 1 con collettore DN500 in OVC SN8.
- Da progr. 0+214 a progr. 0+261 – Viadotto
  - o Interasse 10 m intercettazione con bocca di lupo DN125 in acciaio;
  - o Recapito in tubazione appesa alla struttura del diametro di 250 mm in acciaio;
- Da progr. 0+261 a progr 0+350 – Piattaforma su scatolare:
  - o Interasse 10 m intercettazione con bocca di lupo DN125 in acciaio;
  - o Discendente DN125 PVC con recapito nel sottostante fosso di guardia
- Da progr. 0+350 a fine progetto – Piattaforma in rilevato
  - o Embrici ad interasse 10 m con recapito in fosso di guardia in terra 0.50x0.50 sponde 3/2 lato destro;
  - o Embrici ad interasse 10 m con recapito in fosso in terra 1.50x1.00 sponde 3/2.

#### 4. VERIFICHE

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. Tale metodo è conforme alle indicazioni riportate sul manuale di Progettazione Ferroviario.

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 " $\psi$ " 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;  $\phi$  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.

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

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  $p*dt$  e quello che defluisce è  $q*dt$ , 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:

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

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica dei collettori di smaltimento delle acque delle aree esterne che 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  $\omega$ :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost} \quad [4]$$

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 riempiono 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:

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

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:

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

Overo:

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

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  $\tau$  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 uometrico rappresenta la portata per unità di superficie del bacino, ed è espresso in l/s\*ha,  $\varphi$  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 possibilità climatica per durate inferiori all'ora vista l'estensione dei bacini e **per tempo di ritorno pari a 25 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]

L'espressione del coefficiente uometrico utilizzata nel nostro studio è:

$$u = 2168 * n * \frac{(\psi * a)^{1/n}}{w^{1/n-1}} \quad [11]$$

I coefficienti di afflusso adottati sono:

- $\varphi=0.90$  per la piattaforma stradale [Manuale di Progettazione Italferr];
- $\varphi=0.30$  per il bacino esterno

Il volume  $w$  rappresenta il volume specifico di invaso totale pari al rapporto tra il volume di invaso totale  $W_{tot}$  e la superficie drenata.

$W_{tot}$  è dato dalla somma del volume proprio di invaso,  $W1$ ; del volume di invaso dei tratti confluenti depurato del termine dei piccoli invasi,  $W2$ ; del volume dei piccoli invasi considerando l'intera superficie del bacino drenata,  $W3$ .

In particolare il volume dei piccoli invasi è stato calcolato considerando un apporto unitario di  $30 m^3/ha$  per le superfici stradali/piazzali [Manuale di Progettazione Italferr] e  $50$  per il bacino esterno.

La verifica idraulica degli spechi in progetto, è stata effettuata valutando le altezze idriche e le velocità relative alle portate di progetto tramite l'espressione di Chezy:

$$V = K \sqrt{Ri} \quad [12]$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V \quad [13]$$

dove  $K$ , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Gaukler-Strickler:

$$K = K_s R^{1/6} \quad [14]$$

ottenendo:

$$Q = K_s \times R^{2/3} \times i^{1/2} \times \sigma \quad [15]$$

dove:

Q, la portata in m<sup>3</sup>/s

R, il raggio idraulico in metri;

σ, la sezione idraulica [m<sup>2</sup>];

i, la pendenza [m/m];

K<sub>s</sub>, il coefficiente di scabrezza in m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>, pari a 80 (tubazione in materiale plastico ed acciaio) e 60 per le canalette in cls.

Nella tabella seguente si riportano i risultati della modellazione e la verifica delle opere in progetto

Tratto	Φ <sub>medio</sub>	Sup.Tot.	Pendenza calcolo	Volume totale d'invaso	Invaso Spec.	U	Qtot	Tipo Canaletta	Tirante	%riemp.	Franco
		(ha)	(m/m)	(m <sup>3</sup> )	(m)	(lt/s/ha)	(m <sup>3</sup> /s)	trap. bxh R (rett. bxh) Φ (D int. mm)	(m)	(%)	(m)
Fosso trapezio rivestito	0.59	0.460	0.0030	24.97	0.0054	98.9	0.046	50x50	0.116	23%	0.38
0.00 - 50+00	0.90	0.034	0.0170	1.50	0.0044	318.3	0.011	DN250	0.064	27%	0.17
50+000 recapito	0.78	0.089	0.0050	3.36	0.0038	279.7	0.025	DN315	0.089	30%	0.21
125+00 - SPA Scatolare - Lato sinistro	0.90	0.161	0.0600	7.71	0.0048	285.4	0.046	Φ250	0.094	38%	0.16
125+00 - SPA Scatolare - Lato destro	0.88	0.149	0.0100	10.37	0.0070	173.2	0.026	F250	0.112	45%	0.14
75+010 RECAPITO	0.90	0.242	0.0050	9.09	0.0038	381.0	0.092	DN500	0.204	44%	0.26

#### 4.1 Opere di intercettazione

L'interasse e tipologia delle opere di intercettazioni sono state dimensionate sulla base della portata per fissato tempo di ritorno stimata per la superficie di piattaforma stradale gravante sulla singola caditoia o embrice.

In particolare si è fatta l'ipotesi più gravosa di:

Tipologia	B (larghezza)	L (interasse)
Embrice	8.50 m	10.00 m
Griglia	10.00	10.00
Bocca di lupo circolare	13.10	10

La portata di deflusso è stimata applicando il metodo razionale o della corrivazione.

In particolare:

$$Q = \frac{\varphi \cdot a \cdot t^{n-1} \cdot S}{360} \quad (16)$$

Con

$\varphi$ , coefficiente di deflusso pari a 0.90;

S, superficie drenata [ha];

a, n parametri della curva probabilità pluviometrica pari rispettivamente a 34.40 mm/h e 0.4553;

t, tempo di corrivazione considerato pari al tempo di ruscellamento pari a 7 min.

Nelle ipotesi di calcolo la portata di deflusso stimata risulta pari a:

embrice:  $Q_d = 2.36$  l/s

griglia:  $Q_d = 2.778$  l/s

bocca di lupo  $Q_d = 3.63$  l/s

Per determinare la portata che le singole opere di intercettazione sono in grado di intercettare, è necessario determinare l'altezza della corrente in cunetta.

Partendo dalla relazione di Gaukler-Strickler, per cunette che presentano la sponda esterna praticamente verticale, nell'ipotesi che il raggio idraulico si confonda con il tirante, la relazione base di Strickler può essere modificata ed invertita per determinare il tirante:

$$h = \left[ \frac{S_c}{(0.375 \cdot S_L^{0.50} K_s)} \right]^{3/8} Q_d^{3/8} \quad (17)$$

dove:

$S_c$ , pendenza trasversale della cunetta posta pari alla pendenza trasversale della strada (0.025) in assenza di cunetta in cls prefabbricata;

$S_L$ , pendenza longitudinale della cunetta pari alla pendenza longitudinale della strada;

$K_s$ , coefficiente di scabrezza pari a 60 in presenza di cunetta in cls e 40 in assenza di cunetta in cls.

Nella tabella seguente si riporta il tirante nelle varie condizioni di verifica. La pendenza longitudinale assume valori variabili dall'1% al 4%.

Tipologia	$S_L$	$S_c$	$K_s$	$Q_d$	$h$
	(m/m)	(m/m)	( $m^{1/3} s^{-1}$ )	(l/s)	(m)
Embrice	0.0585	0.025	40	2.36	0.016
Griglia	0.0170	0.025	60	2.77	0.0184
Bocca di lupo	0.0840	0.025	40	3.63	0.0176

#### 4.1.1 Embrici

L'imbocco dell'embrice è caratterizzato da una larghezza di intercettazione pari a circa  $L = 0.90$  m. Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una larga soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

$$Q_{\text{opera}} = 0.385 \cdot h \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (18)$$

dove  $h$  è il tirante calcolato in cunetta ed  $L$  la larghezza dell'embrice.

I risultati della verifica sono riportati in tabella.

<b>h</b>	<b>Q<sub>opera</sub></b>	<b>Verifica</b>
<b>(m)</b>	<b>(l/s)</b>	
0.016	3.10	verificato

I risultati non evidenziano la necessità di creare una depressione all'imbocco del manufatto. Tuttavia la realizzazione di una zona di invito aumenta la capacità idraulica di intercettazione e con essa l'efficienza nel tempo.

La capacità della bocca di lupo circolare in corrispondenza dello scatolare e del viadotto è stata determinata assimilando la bocca di lupo ad una larga soglia di larghezza pari al diametro del foro (125 mm). Vista la geometria della zona di intercettazione è stata fissata una altezza idrica all'imbocco pari a 10 cm.

<b>h</b>	<b>Q<sub>opera</sub></b>	<b>Verifica</b>
<b>(m)</b>	<b>(l/s)</b>	
0.10	6.74	verificato

#### 4.1.2 Caditoie a griglia

In progetto laddove la viabilità risulta essere in leggera trincea o dove non risulta possibile la realizzazione di fossi di guardia l'intercettazione delle acque meteoriche che si concentrano sulla zanella laterale prefabbricata avviene con la realizzazione di griglie quadre di luce pari a 37x37 cm.

Le acque intercettate trovano recapito in un pozzetto prefabbricato ed allontanate da una rete di tubazioni sotterranee di diametro variabile con recapito finale nell'idrografia superficiale.

Lo schema di drenaggio è dettagliato negli elaborati di progetto allegati.

La portata che la caditoia in progetto è in grado di intercettare è stata calcolata con la relazione seguente:

$$Q_{opera} = 1.66 \cdot P \cdot h^{3/2} \quad (\text{ASCE e WEF, 1992}) \quad (19)$$

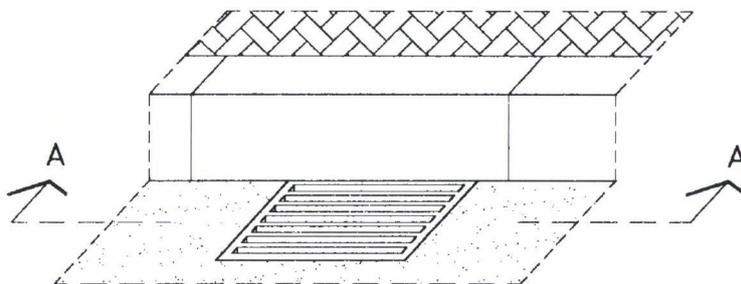
dove h è il tirante in canaletta e P il perimetro attivo della griglia pari a:

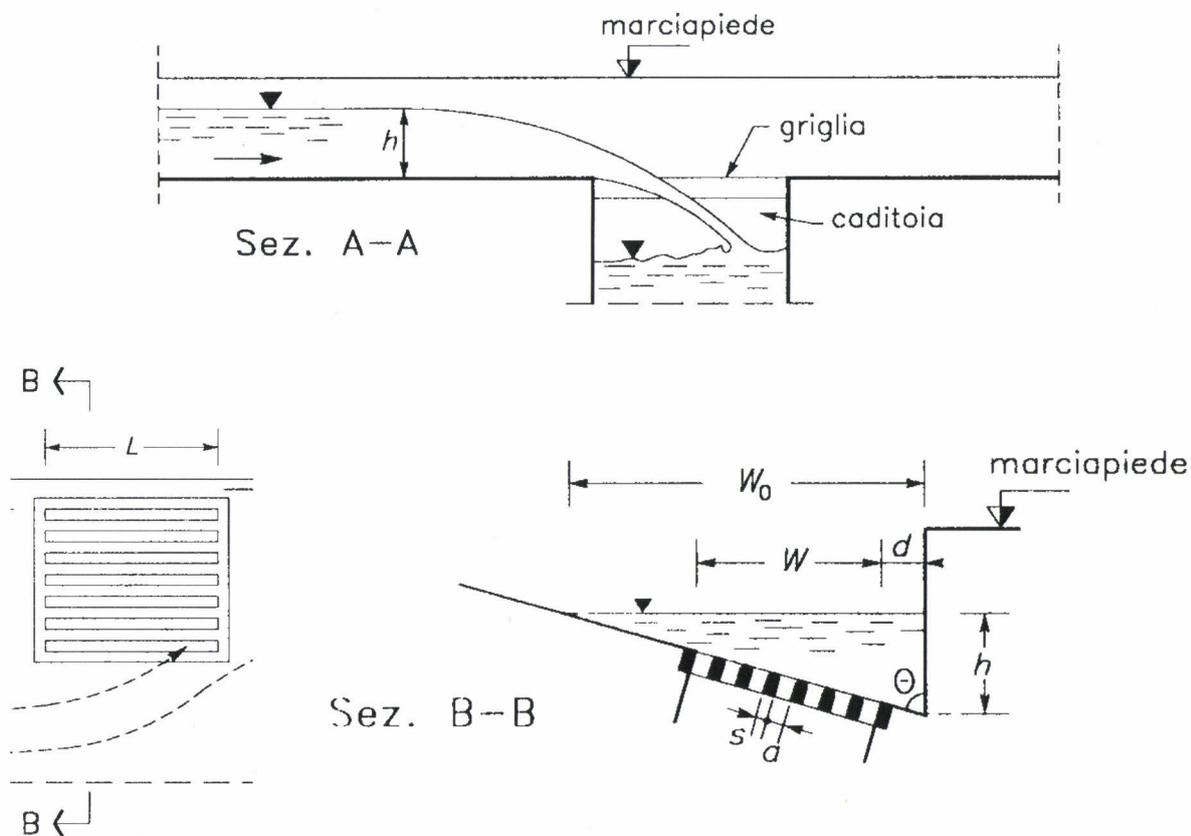
$$P = 2 \cdot (L + W - n \cdot s) \quad (20)$$

dove (figura seguente):

W ed L sono larghezza e lunghezza della griglia;

n ed s, numero e spessore delle barre.





W	L	n	s	P	$h_{cunetta}$	$Q_{opera}$	$Q_{opera\ eff.}$
(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)
0.37	0.37	7	0.02	1.2	0.0184	4.75	3.48

L'opera è verificata anche considerando un'efficienza del 70% ( $Q_{opera\ eff.}$ )

#### 4.2 Dimensionamento Sistema a Dispersione

I due bacini a dispersione ed il fosso in terra sono dimensionati fissando per essi una capacità di invaso superiore al volume di pioggia di progetto. Nelle fasi successive essi agevolano il recapito per infiltrazione nel terreno sottostante.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>ITINERARIO NAPOLI - BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO</b>  <b>VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 - Via Calabroni</b>					
	<b>RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA</b>	COMMESSA IF0K	LOTTO 00 D 11	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Nel dimensionamento del sistema di drenaggio le ipotesi di base sono:

- Coefficiente di deflusso piattaforma stradale = 0.90;
- Coefficiente di deflusso terreno = 0.30;
- Invaso superficiale equivalente a 50 m<sup>3</sup>/ha pari a 5 mm distribuito uniformemente su opere e terreno;

Tempi di pioggia da 10 a 180 minuti di intensità costante durante l'evento.

Il dimensionamento prevede il calcolo del volume di pioggia caduto durante l'evento tenendo conto delle superfici efficaci affluenti; il calcolo del volume di invaso superficiale e la stima del volume di pioggia da portare a recapito.

Noto il volume sono state dimensionate le opere necessarie al suo totale accumulo lasciando alle capacità di infiltrazioni un ulteriore margine di sicurezza oltre che il recapito finale.

A livello cautelativo è stata fissata una permeabilità pari a  $k=1 \cdot 10^{-6}$  m/s.

La portata smaltibile per infiltrazione può essere calcolata con la equazione di Darcy:

$$Q_f = K \cdot J \cdot A_f \quad (21)$$

dove

$Q_f$  è la portata di infiltrazione (m<sup>3</sup>/s);

$k$  è la permeabilità stimata (m/s);

$J$  è la cadente piezometrica;

$A_f$  è la superficie netta di infiltrazione (m<sup>2</sup>)

Considerando:

- la cadente piezometrica  $J$  pari a 1 (si può considerare pari a 1 quando il tirante idrico della superficie filtrante è trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda è convenientemente al di sotto del fondo disperdente);
- $A_f$  la superficie drenante effettiva del fosso non rivestito.

RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA'  
IDRAULICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IFOK 00 D 11 RI ID0002 001 A 14 di 16

Nelle tabelle seguenti si riassumono i calcoli dei volumi di invaso utili nelle ipotesi suddette nonché i volumi / portate orarie di infiltrazione stimati.

BACINO	INPUT BACINO										V <sub>INV SUPERFICIALE</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>PIOGGIA "NETTA"</sub> (m <sup>3</sup> )
	a	n	t	h	S <sub>STRAD</sub>	φ <sub>STRAD.</sub>	S <sub>ESTERNO</sub>	φ <sub>EST</sub>	S <sub>TOT</sub>	V <sub>PIOGGIA</sub>		
	(mm/h)		(min)	(mm)	(m <sup>2</sup> )		(m <sup>2</sup> )		(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )		
BACINO 1	34.4	0.4553	10	15.21	3270	0.9	800	0.3	4070	48.43	20.35	28.08
	34.4	0.4553	20	20.86						66.40		46.05
	34.4	0.4553	30	25.09						79.86		59.51
	34.4	0.4553	50	31.66						100.77		80.42
	34.4	0.2965	60	34.40						109.50		89.15
	34.4	0.2965	120	42.25						134.48		114.13
	34.4	0.2965	180	47.65						151.66		131.31
BACINO 2	34.4	0.4553	10	15.21	2260	0.9	9220	0.3	11480	73.03	57.40	15.63
	34.4	0.4553	20	20.86						100.13		42.73
	34.4	0.4553	30	25.09						120.43		63.03
	34.4	0.4553	50	31.66						151.97		94.57
	34.4	0.2965	60	34.40						165.12		107.72
	34.4	0.2965	120	42.25						202.79		145.39
	34.4	0.2965	180	47.65						228.70		171.30
FOSSO TERRA	34.4	0.4553	10	15.21	280	0.9	1100	0.3	1380	8.86	6.90	1.96
	34.4	0.4553	20	20.86						12.14		5.24
	34.4	0.4553	30	25.09						14.60		7.70
	34.4	0.4553	50	31.66						18.43		11.53
	34.4	0.2965	60	34.40						20.02		13.12
	34.4	0.2965	120	42.25						24.59		17.69
	34.4	0.2965	180	47.65						27.73		20.83

BACINO	FOSSO										Verifica	
	B	L	H <sub>CAN</sub>	A <sub>BAG</sub>	H <sub>INVASO</sub>	Sponde	K <sub>perm</sub>	Q <sub>infiltrata/metro</sub>	Q <sub>infiltrata/ora</sub>	V <sub>max invaso canaletta</sub>		
	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	3/2=33.69° 1/1=45°	(m/s)	(m <sup>3</sup> /h/m)	(m <sup>3</sup> /h)	(m <sup>3</sup> )		
BACINO 1	28	9.1	1	3.09	0.11	33.69	1E-06		0.1015	0.924	268.45	verificato
				5.06	0.18				0.1020	0.928		verificato
				6.54	0.23				0.1023	0.931		verificato
				8.84	0.31				0.1028	0.936		verificato
				9.80	0.34				0.1030	0.938		verificato
				12.54	0.44				0.1036	0.943		verificato
				14.43	0.50				0.0033	0.000		verificato
				0.26	0.15				0.0064	0.383		verificato
BACINO 2	1.5	60	1	0.71	0.35	33.69	1E-06		0.0077	0.460	180.00	verificato
				1.05	0.47				0.0085	0.509		verificato
				1.58	0.64				0.0096	0.574		verificato
				1.80	0.70				0.0100	0.598		verificato
				2.42	0.87				0.0110	0.661		verificato
				2.85	0.97				0.0063	0.000		verificato
				0.03	0.05				0.0021	0.139		verificato
				0.08	0.12				0.0026	0.167		verificato
FOSSO TERRA	0.5	65	0.5	0.12	0.16	33.69	1E-06		0.0028	0.185	40.63	verificato
				0.18	0.22				0.0032	0.209		verificato
				0.20	0.23				0.0033	0.216		verificato
				0.27	0.29				0.0037	0.239		verificato
				0.32	0.32				0.0021	0.000		verificato

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI - BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO</p> <p><i>VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 - Via Calabroni</i></p>												
<p>RELAZIONE IDRAULICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0K</td> <td>00 D 11</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>15 di 16</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0K	00 D 11	RI	ID0002 001	A	15 di 16
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0K	00 D 11	RI	ID0002 001	A	15 di 16								

## 5. COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'INTERVENTO

Nel presente capitolo si espongono delle brevi considerazioni in merito alla compatibilità idraulica dell'intervento in progetto inserito nella zona in esame.

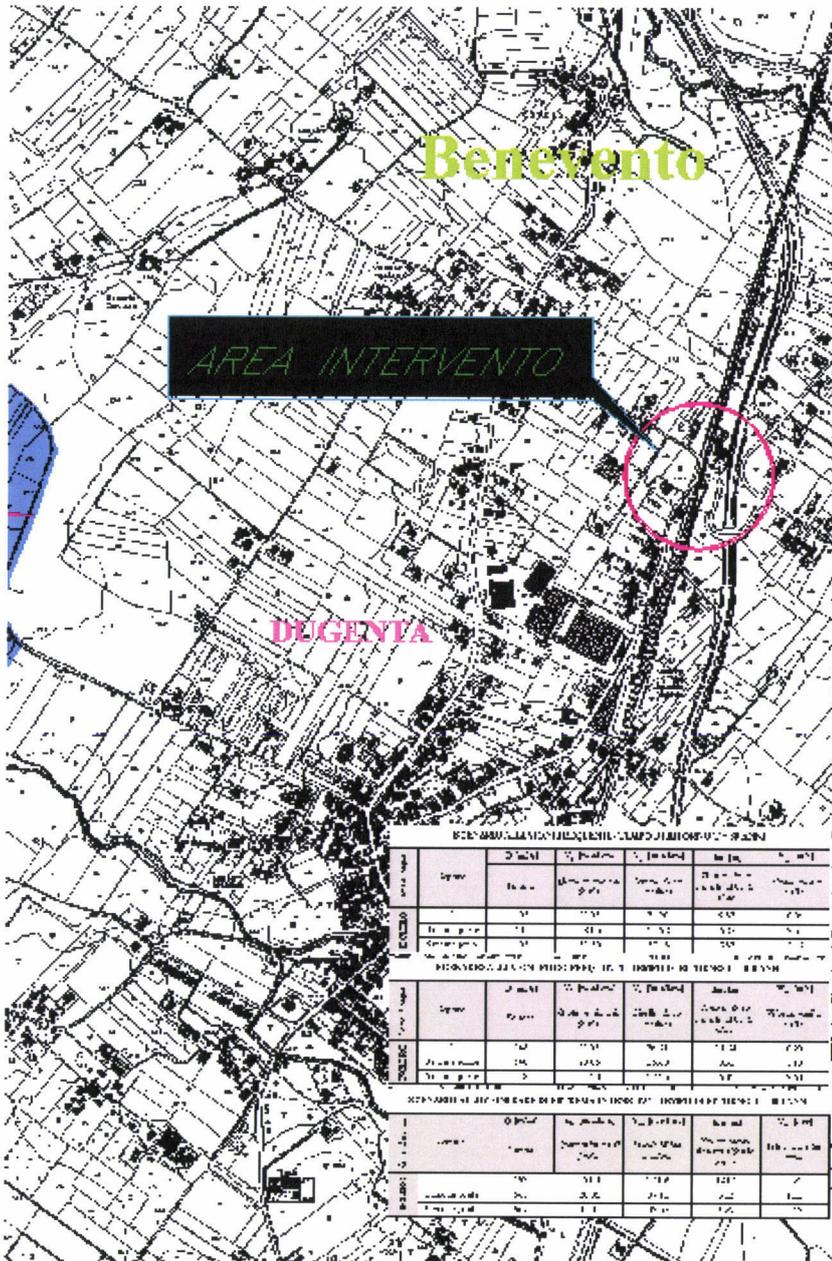
Lo studio della compatibilità idraulica degli interventi in progetto è sviluppata con riferimento alle Norme di Attuazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvione, Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, Autorità di Bacino Nazionale dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno.

Le opere in progetto ricadono nel Bacino del Fiume Volturno a nord della confluenza in esso del torrente Isclero.

Nella figura seguente si riporta lo stralcio della Mappa della Pericolosità Idraulica, Tav. 06P (codice 01020806P) aggiornata nel 2013.

In particolare, nell'area in esame, non emergono problematiche trovandosi fuori dalle aree di pericolosità idraulica.

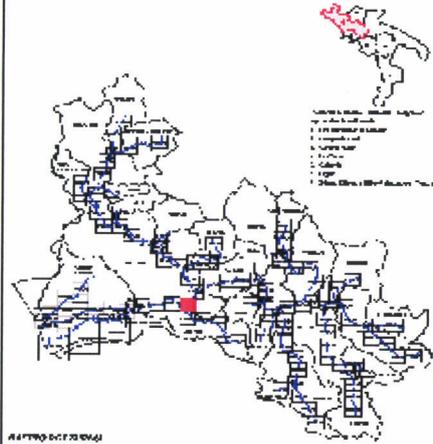
*Si ritiene pertanto che le opere in progetto possano ritenersi idraulicamente compatibili non essendoci interferenze con le Aree di Pericolosità Idraulica delimitate dall'Autorità di Bacino Nazionale dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno.*



Mappe della pericolosità idraulica TAV.06P

Scala	1:500
-------	-------

QUADRO D'UNIONE



LEGENDA

PERICOLOSITA' IDRAULICA

- P1 - Aree di pericolosità elevata
- P2 - Aree di pericolosità media
- P3 - Aree di pericolosità bassa

INTEGRAZIONI

-  A valleva presenza di una diga, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.
-  Per la presenza di una diga a valle, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.
-  Per la presenza di una diga a valle, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.
-  Per la presenza di una diga a valle, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.
-  Per la presenza di una diga a valle, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.
-  Per la presenza di una diga a valle, si deve considerare l'innalzamento della portata in valle a valle della diga, in base alle caratteristiche della diga e della portata in valle a monte della diga.

Scala Grafica 1:500

Aree di pericolosità Idraulica – F. Voltorno – Torrente Isclero – AdB Nazionale dei Fiumi Liri – Garigliano e Voltorno