

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CONTRATTO ISTITUZIONALE DI SVILUPPO PER LA REALIZZAZIONE DELLA DIRETTRICE FERROVIARIA NAPOLI-BARI-LECCE-TARANTO

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA POTENZA - FOGGIA - AMMODERNAMENTO

SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.

LOTTO 1 - ELETTRIFICAZIONE

NV15 - Viabilità di accesso alla SSE di Rionero - Smaltimento acque meteoriche - Relazione idraulica

SCALA:

-

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

I A 0 X 0 1 D 1 1 R I I D 0 0 0 2 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Grimaldi 	Mar 2015	F. Casas 	Mar 2015	G. Lestingi 	Mar 2015	U.O. CORPO STRADALE e GEOTECNICA Dott. Ing. FRANCESCO SACCHI Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma A22-72 I.T. FERROVIARIA S.p.A.	 Mar 2015

File: IA0X01D11RIID0002003A.doc

n. Elab.:

L1.40

INDICE

1	PREMESSA	3
2	ANALISI IDROLOGICA	4
3	METODOLOGIA DI VERIFICA	7
4	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E VERIFICHE IDRAULICHE	10
5	OPERE DI INTERCETTAZIONE	11

1 PREMESSA

Il presente elaborato è parte integrante del progetto di Ammodernamento della linea Foggia-Potenza - Sottoprogetto 2 - Elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione P.L. (passaggi a livello) e consolidamento sede – Lotto 1 – Elettrificazione.

Nel suddetto progetto è prevista la realizzazione della SSE di Rionero e della viabilità di accesso alla medesima rinominata NV15.

La presente relazione descrive e riporta i risultati del dimensionamento del sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

2 ANALISI IDROLOGICA

Nel seguente paragrafo si riportano i parametri idrologici utilizzati nel dimensionamento del sistema di drenaggio estrapolati dalla relazione idrologica allegata al progetto (IA0X01D11RIID0002001A).

Per l'intervento in progetto il parametro a della legge di probabilità pluviometrica risulta pari a 24.70 mm/h;

Lo studio idrologico è stato integrato per la definizione delle curve di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora.

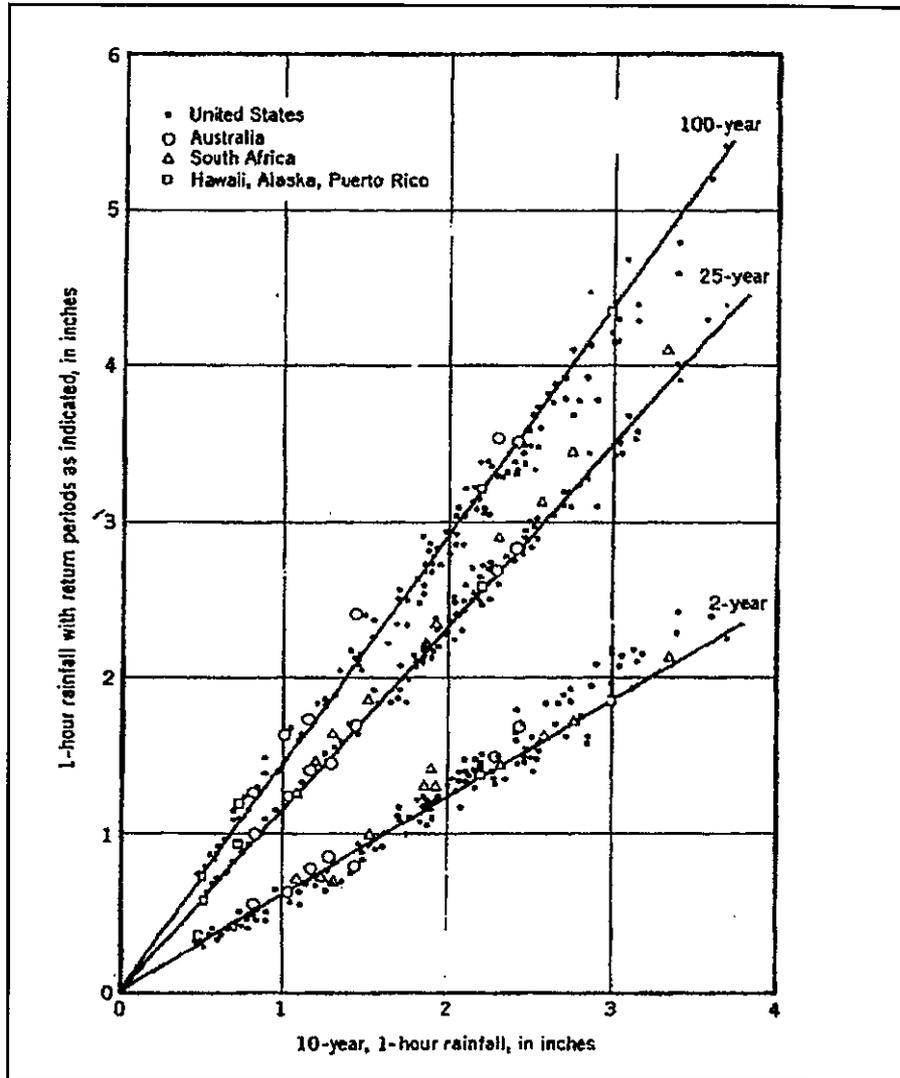
Bell ("Generalized Rainfall Duration Frequency Relationship" – Journal of the Hydraulics Division – Proceedings of American Society of Civil Engineers – volume 95, issue 1 – gennaio 1969) ha osservato che i rapporti r_T tra le altezze di durata t molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano.

Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata; tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

t (minuti)	5	10	15	30
$r_s = h_s/h_{60}$	0.29	0.45	0.57	0.79

Questi rapporti variano di molto poco negli Stati Uniti ed i loro valori sono indipendenti dal periodo di ritorno.

Bell, sulla scorta di osservazioni provenienti da oltre 150 stazioni con oltre 40 anni di osservazione, ha dimostrato che tale correlazione si può estendere fino a valori di durata sino alle due ore; come risulta dalla figura 2, ha riscontrato la costanza dei rapporti tra i tempi di pioggia di breve durata e tempo di pioggia della durata pari ad un'ora, anche in Australia, Africa, Hawaii, Alaska e Porto Rico.



Relazione altezza-frequenza per 2, 25, 100 anni

In relazione alla modesta variazione dei rapporti di intensità durata correlata al tempo di ritorno, ha proposto la seguente relazione che ben si adatta ai dati osservati:

$$\frac{P_T^t}{h_T^{60}} = (0.54t^{0.25} - 0.50)$$

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

P_T^t indica l'altezza di pioggia relativa ad un evento pari al tempo t riferita al periodo di ritorno T ;

h_T^{60} è l'altezza di pioggia relativa ad un evento di durata pari ad un'ora riferita al periodo di ritorno T ;

t è il tempo di pioggia espresso in minuti.

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

Applicando la procedura per la zona in esame si è ottenuto il coefficiente $n' = 0.47$.

Ai fini del dimensionamento del drenaggio di piattaforma, in accordo con il manuale di progettazione ferroviaria, l'altezza di pioggia per tempi di ritorno pari a **25 anni** assume l'espressione:

$$h = 1,90 \cdot 24,70 \cdot t^{0,47} \text{ per } t < 1 \text{ h.}$$

3 METODOLOGIA DI VERIFICA

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 "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.

$$p = \varphi * I * A$$

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 nell'intervallo di tempo dt.

Pertanto l'equazione di continuità in forma differenziale sarà:

$$p * dt = q * dt + dw$$

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica del sistema 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 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:

$$w/\omega = W/\omega = cost$$

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:

$$q/w = Q/\Omega = \text{cost}$$

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:

$$\frac{dw}{w} = \frac{dq}{Q}$$

$$dw = \frac{dq}{Q} * W$$

L'equazione di continuità diviene quindi:

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

Ovvero:

$$p - q = \frac{dW}{dt}$$

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:

$$u = k * \frac{(\varphi * a)^{1/n}}{w^{n-1}}$$

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 possibilità climatica, 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 udometrico utilizzata nel nostro studio è:

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

I coefficienti di afflusso adottati sono:

- $\varphi=0.90$ per la piattaforma stradale [Manuale di Progettazione Italferr];
- $\varphi=0.50$ per il bacino esterno, stradello di servizio e scarpate del rilevato.

Per il bacino esterno, vista la natura dei luoghi, terreni prevalentemente agricoli, il coefficiente di deflusso utilizzato risulta essere cautelativo.

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 [Manuale di Progettazione Italferr] e 50 per il bacino esterno e scarpate [Manuale di Progettazione Italferr].

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:

$$V = K \sqrt{Ri}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V$$

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

$$K_s = C R^{1/6}$$

ottenendo:

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

dove:

Q , la portata in m^3/s

R , il raggio idraulico in metri;

σ , la sezione idraulica [m^2];

i , la pendenza [m/m];

K_s , il coefficiente di scabrezza pari a $66.67 m^{1/3}s^{-1}$ per le opere in calcestruzzo.

4 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E VERIFICHE IDRAULICHE

La viabilità in progetto si sviluppa con sezione a mezza costa. La soluzione progettuale prevede l'allargamento del piede della trincea con il posizionamento del fosso di guardia che risulta sia recapito delle acque della scarpata che delle acque della piattaforma stradale in progetto.

Nel tratto da progr. 0+070 a 0+110, lato destro, la piattaforma recapita verso la scarpata (naturale recapito delle attuali acque di ruscellamento superficiale); la soluzione scelta prevede il posizionamento di embrici ad interasse di 10 metri con recapito diretto sulla pendice. Un rivestimento in materassi tipo "Reno" garantisce la sicurezza dell'opera di restituzione.

Il fosso di guardia di forma trapezia ($b=0.3m$, $h=0.3m$, $B=0.3m$) trova recapito in un tombino in cls di 700 mm in corrispondenza della sezione 3 – progr. 0+050.

Lo sbocco del tombino è presidiato da un rivestimento in materassi tipo "Reno" per una superficie 5.00x10.00 m.

Nella tabella seguenti si riportano le verifiche del sistema di drenaggio.

Tratto	Φ_{medio}	Sup.Tot.	Pendenza calcolo	Volume totale d'invaso	Invaso Spec.	U	Qtot	Tipo Canaletta	Tirante	Franco Rlemp
		(ha)	(m/m)	(m ³)	(m)	(l/s/ha)	(m ³ /s)	trap. bxh R (rett. bxh) Φ (D Int. mm)	(m)	(m / %)
NV15 - 37.30 - 230.20 sinistro	0.90	0.350	0.0300	23.11	0.0066	349.0	0.122	30x30 tra	0.154	0.15
NV15 - 37.30 recapito	0.90	0.350	180.8000	-	-	-	0.130	DN700	0.241	34%

5 OPERE DI INTERCETTAZIONE

L'interasse degli embrici, delle bocche di lupo e delle griglie di intercettazione è dimensionato sulla base della portata per fissato tempo di ritorno stimata per la superficie di piattaforma stradale gravante.

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

Tipologia	B (larghezza)	L (interasse)
Embrice	3.25 m	10.00 m

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

In particolare:

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

Con

φ , coefficiente di deflusso pari a 0.90;

S, superficie drenata [ha];

a, n parametri della curva probabilità pluviometrica pari rispettivamente a 46.93 mm/h e 0.47;

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: $Q_d = 1.19$ 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:

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

dove:

Sc, pendenza trasversale della cunetta posta pari alla pendenza trasversale (0.025);

SL, pendenza longitudinale della cunetta;

Ks, 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 per le pendenza pari alla pendenza longitudinale

massima di progetto.

Tipologia	S_L	S_c	K_s	Q_d	h
	(m/m)	(m/m)	($m^{1/3}s^{-1}$)	(l/s)	(m)
Embrice	0.037	0.025	40	1.19	0.0135

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:

$$Q_{opera} = 0.385 \cdot h \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

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

I risultati della verifica sono riportati in tabella.

h	Q_{opera}	Verifica
(m)	(l/s)	
0.0135	2.19	verificato