

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

PROGETTO ESECUTIVO

IV35 – CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA

PK 125+738,979

Smaltimento acque meteoriche. Relazione idrologica e idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERAVDISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R I	I V 3 5 0 8	0 0 1	B

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Gozzi	28/03/19	Piacentini	28/03/19	Liani	28/03/19	
B	Revisione generale e istruttoria IN0R11E26SIV3500001A	Gozzi	28/05/21	Piacentini	28/05/21	Liani	28/05/21	
C								

Stampa circolare: ORDINE INGEGNERI PROV. BRESCIA, INGEGNERE LUCA PIACENTINI, INDIRIZZO VIA S. GIACOMO 10, 25100 BRESCIA, TEL. 030/3000000, FAX 030/3000001, Data: 28/05/21

CIG. 751447334A

File: INOR11EE2RIIV3508001B_10.docx



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 RI IV 350 8 001	Rev. B	Foglio 2 di 30
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
4	DATI IDROLOGICI.....	8
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO	10
5.1	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO	10
5.2	TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	10
5.3	CALCOLO DELLE PORTATE DI PROGETTO.....	11
5.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SEZIONI IDRAULICHE	11
5.5	CADITOIE	13
5.6	EMBRICI.....	14
6	INVARIANZA IDRAULICA.....	15
6.1	DIMENSIONAMENTO BACINI DI LAMINAZIONE	15
7	VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI DI DRENAGGIO.....	17
7.1	DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE.....	17
7.1.1	<i>Calcolo dei carichi dovuti al rinterro</i>	17
7.1.2	<i>Azione dei sovraccarichi statici e dinamici</i>	19
7.1.3	<i>Azione del peso del fluido</i>	20
7.1.4	<i>Carico idrostatico dovuto alla falda</i>	20
7.2	VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI	21
7.2.1	<i>Verifica alla deformazione</i>	21
7.2.2	<i>Verifica di instabilità all'equilibrio elastico</i>	22
7.2.3	<i>Verifica delle sollecitazioni</i>	23
8	TABULATI DI CALCOLO	25
8.1	CADITOIE	25
8.2	EMBRICI.....	26

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 RI IV 350 8 001	Rev. B	Foglio 3 di 30
8.3	ELEMENTI SISTEMA DI DRENAGGIO.....				26
8.4	INVASI DI LAMINAZIONE				27
8.5	VERIFICA STATICA TUBAZIONI				28

1 PREMESSA

Il tracciato della nuova linea ferroviaria ad Alta Capacità Milano-Verona interferisce con varie viabilità presenti sul territorio.

Si pone pertanto la necessità di realizzare opere di attraversamento che comprendono un'opera d'arte, cioè un cavalcaferrovia o un sottovia, ed un nuovo tratto di strada, che raccorda sui due lati l'opera d'arte alla viabilità esistente; la nuova viabilità si può discostare da quella esistente come andamento planimetrico e/o andamento altimetrico.

In particolare, il presente elaborato tratta alcuni aspetti idraulici, connessi allo smaltimento delle acque di pioggia, relativo alla viabilità IV35.

1.1 Descrizione dell'intervento

La nuova viabilità riferita al cavalcaferrovia denominato "IV35" sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 125+738,979 e prevede la realizzazione di un ramo denominato "asse principale".

La pioggia caduta sull'impalcato del cavalcaferrovia viene raccolta mediante un sistema di caditoie disposte su entrambi i cigli stradali della carreggiata e successivamente convogliata in collettori in PVC installati al di sotto dell'intradosso della soletta dell'opera. Le tubazioni portano l'acqua fin nei pressi dei manufatti di spalla e proseguono lungo le rampe attraversando le spalle stesse.

Oltrepassate le spalle i collettori recapitano le acque meteoriche direttamente nei bacini di laminazione.

Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque delle rampe:

- Nella rampa nord, le portate raccolte dagli embrici vengono dapprima recapitate nella canaletta a tergo della pista di accesso al monumento che le trasporta fino al bacino di laminazione "A".
- Nella rampa Sud, i deflussi verranno allontanati mediante canalette ad embrici e convogliati direttamente verso il bacino di laminazione "B".

Per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento e recapitare ai ricettori una portata controllata, si prevedono, quindi, due bacini di laminazione: il bacino di laminazione "A" nel quale vengono recapitati i deflussi della rampa nord ed il bacino di laminazione "B" che raccoglie le acque della rampa sud e della adiacente porzione del ramo V.

All'uscita di ciascun bacino è previsto quindi un manufatto dotato di bocca tarata in modo da regolare la portata in uscita.

Il recapito del bacino "A" è il fosso esistente che corre sul lato opposto del rilevato e prosegue verso est parallelamente all'autostrada per poi recapitare nel Ganfo della Selvetta.

Il bacino "B" invece scarica direttamente nel tombino IN56 del Ganfo della Selvetta.

A sud dell'intervento è necessario garantire la continuità idraulica di un fosso esistente (indicato con F4 in planimetria) preceduto da un tombino Ø600. A tal proposito è prevista la deviazione del fosso e l'inserimento del tombino Ø800 IN10333 che attraversa la viabilità IN39454.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IV 350 8 001

Rev.
B

Foglio
5 di 30

Nell'ultimo tratto dell'asse principale, le acque meteoriche vengono allontanate dalla piattaforma stradale mediante embrici e recapitate al fosso a piede scarpata. Tale fosso, che costituisce una deviazione del fosso esistente, recapita nel tombino IN56 del Ganfo della Selvetta.

Il ramo V di progetto interferisce, alla progressiva 117.604, con il Ganfo Fenilazzo. La continuità idraulica sarà garantita con un tombino scatolare di dimensioni 200x150cm.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RI IV 350 8 001Rev.
BFoglio
6 di 30

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione di fa riferimento ai seguenti documenti

IF00 – ELABORATI DI TRACCIAMENTO LINEA AV/AC

RELAZIONE TECNICA DEL TRACCIAMENTO

PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 123+000.000 A KM 127+500.000 TAV. 5

PROFILO LONGITUDINALE DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 121+800.000 A KM 130+600.000 TAV. 3

INOR10EE2ROIF0000001

INOR10EE2P5IF0000005

INOR10EE2F5IF0000003

IV00 – CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – CADITOIA CON BOCCACCIO

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE – ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO B

INOR11EE2BYIV00A8001

INOR11EE2BZIV00A8002

IV35 – CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA – PK 125+738,979

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI

INOR11EE2P9IV35A0001

INOR11EE2BZIV35A5006

IV00 – RAMPE CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

STRADA DI CATEGORIA F2. SEZIONI TIPO E DETTAGLI. TAVOLA 1/2

STRADA DI CATEGORIA F2. SEZIONI TIPO E DETTAGLI. TAVOLA 2/2

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PARTICOLARI. TAVOLA 1/3

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PARTICOLARI. TAVOLA 2/3

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PARTICOLARI. TAVOLA 3/3

INOR11EE2WBIV00C0002

INOR11EE2WZIV00C0001

INOR11EE2BZIV00C8001

INOR11EE2BZIV00C8002

INOR11EE2BZIV00C8003

IV35 – CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA – PK 125+738,979

RELAZIONE TECNICA GENERALE RAMPE

PLANIMETRIA DI PROGETTO

PROFILO LONGITUDINALE. ASSE PRINCIPALE

PROFILO LONGITUDINALE. RAMO V

SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 1/3

SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 2/3

SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 3/3

RAMO V. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 1/3

RAMO V. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 2/3

RAMO V. SEZIONI TRASVERSALI. TAVOLA 3/3

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PLANIMETRIA E DETTAGLI

TOMBINO CIRCOLARE IN15050. CARPENTERIA, ARMATURA E DATI DI TRACCIAMENTO

TOMBINO CIRCOLARE IN10051. CARPENTERIA, ARMATURA E DATI DI TRACCIAMENTO

TOMBINO SCATOLARE IN10052. CARPENTERIA, ARMATURA E DATI DI TRACCIAMENTO

SEZIONI TIPO E DETTAGLI

INOR11EE2ROIV35C0001

INOR11EE2P7IV3500002

INOR11EE2F7IV3500001

INOR11EE2F7IV35C0001

INOR11EE2W9IV3500001

INOR11EE2W9IV3500002

INOR11EE2W9IV3500003

INOR11EE2W9IV35C0001

INOR11EE2W9IV35C0002

INOR11EE2W9IV35C0003

INOR11EE2PZIV3508001

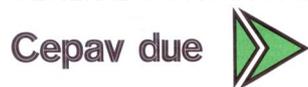
INOR11EE2BZIV35C8001

INOR11EE2BZIV35C8003

INOR11EE2BZIV35C8004

INOR11EE2WZIV3500001

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IV 350 8 001

Rev.
B

Foglio
7 di 30

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

I principali riferimenti normativi utilizzati per la presente progettazione vengono riassunti di seguito:

- D. Lgs. 3 aprile 2006, n.152, "*Norme in materia ambientale*"
- D. Lgs. 16 gennaio 2008, n. 4, "*Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale*"
- Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7, Regione Lombardia, "*Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio di invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)*"
- Regolamento Regionale 24 marzo 2006, n. 4, Regione Lombardia, "*Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26*"

4 DATI IDROLOGICI

Le condizioni più critiche, che il sistema idraulico oggetto di studio deve essere in grado di affrontare, sono relative a:

- massima portata che la rete di drenaggio deve essere in grado di smaltire;
- massimo volume che i dispositivi di accumulo e laminazione devono essere in grado di immagazzinare.

Tali condizioni critiche si verificano rispettivamente quando:

- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine dei minuti (pari al tempo di corrivazione del sottosistema idraulico in esame);
- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine delle ore.

L'analisi pluviometrica viene quindi svolta sia per precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci), sia per precipitazioni di durata oraria.

Nello studio idrologico relativo al tracciato della linea A.V./A.C., mediante elaborazione statistico-probabilistica delle serie storiche dei dati delle piogge intense, sono stati calcolati, per diversi valori del tempo di ritorno e per le diverse aree lungo il tracciato della linea, i parametri che definiscono le caratteristiche statistiche degli eventi di pioggia estremi.

Tali parametri sono i coefficienti "a" e "n" delle curve di possibilità pluviometrica, espresse mediante la relazione

$$h = at^n$$

con

- h (mm): altezza di precipitazione;
- t (ore): durata di pioggia;
- a (mm/hⁿ), n (o n₁ per piogge di durate inferiori all'ora): parametri caratteristici della curva, per tempo di ritorno assegnato.

I valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica tra le chilometriche della linea A.V. all'interno delle quali ricadono le opere oggetto del presente elaborato, derivano dalla Relazione Idrologica ed Idraulica generale IN0500DE2RGID00010012. Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si riassumono in tabella sottostante i valori dei parametri a e n desunti da tale elaborato.

CAVALCAFERROVIA	T _R = 25 anni			T _R = 50 anni		
	a (mm/h ⁿ)	n (>1h)	n ₁ (<1h)	a (mm/h ⁿ)	n (>1h)	n ₁ (<1h)
IV31	48.43	0.247	0.403	54.29	0.243	0.403

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RI IV 350 8 001

Rev.
B

Foglio
9 di 30

I dati di pioggia per tempo di ritorno pari a 25 anni sono stati utilizzati per la progettazione degli elementi di drenaggio in piattaforma (caditoie, collettori, cunette, embrici) e per fossi scolanti, mentre i dati di pioggia corrispondenti ad un tempo di ritorno pari a 50 anni sono stati utilizzati nella progettazione degli involucri di laminazione.

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO

5.1 Calcolo dei coefficienti di deflusso

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta, che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	Coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	1.00
Scarpate erbose	0.60
Aree Verdi (campi agricoli ecc...)	0.40
Fosso di guardia	1.00

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

5.2 Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura, il tempo di corrivazione è dato da:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a è il tempo di accesso in rete, in secondi, assunto pari a:

Fossi scolanti 15min.
Collettori 2 min.

- t_r è il tempo di rete, stimabile con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ri}}$$

dove L_i (m) è la lunghezza dell' i -esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame e v_{ri} (m/s) è la velocità di moto uniforme della corrente transitante nella i -esima tubazione.

Per il dimensionamento degli elementi di puntuali (caditoie, embrici) è stato calcolato un tempo di corrivazione pari a quello d'accesso mediante la seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26(1.1 - \varphi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{\frac{1}{3}}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ lunghezza del percorso effettivo dell'acqua.

5.3 Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata da allontanare dalla piattaforma stradale, e quindi della portata che la rete deve essere in grado di recepire, viene effettuato utilizzando il metodo cinematico. Secondo tale metodo, la portata di colmo prodotta da un'intensità di pioggia i in un bacino di superficie S è data da:

$$Q = \varphi S i = \varphi S a t_c^{n-1}$$

dove:

- φ : coefficiente di deflusso del bacino;
- S (m²): superficie del bacino;
- t_c (ore): tempo di corrivazione;
- $i = a t_c^{n-1}$ (mm/h): intensità di pioggia per assegnato tempo di ritorno.

5.4 Dimensionamento delle sezioni idrauliche

La verifica delle sezioni idrauliche viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di ramo sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = k_s A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q (m³/s): portata di moto uniforme;
- A (m²): area bagnata;



- k_s ($m^{1/3}/s$): coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- R (m): raggio idraulico;
- i_l (m/m): pendenza longitudinale.

Nel caso di un fosso, fissati un coefficiente di scabrezza k_s ed una pendenza longitudinale i_l , e note le caratteristiche geometriche della sezione, si è in grado di stimare, mediante la relazione precedente, la portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo cinematico, definendo quindi il tirante nella sezione idraulica di verifica.

Allo stesso modo, nel caso di una tubazione, fissati un coefficiente di scabrezza k_s ed una pendenza longitudinale i_l , si è in grado di stimare, mediante la relazione precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto, calcolata con il metodo cinematico.

In tabella sottostante vengono riportati i coefficienti di scabrezza utilizzati:

Materiale	k_s ($m^{1/3}/s$)
Tubazioni in PVC	80
Tubazioni in CAV	70
Fossi in terra	40

Per la determinazione del diametro ottimale si è cercato di mantenere un grado di riempimento della condotta mai superiore all'80%.

I collettori utilizzati saranno in PVC, di classe SN4 quelli che corrono lungo il ciglio stradale e di classe SN8 per gli attraversamenti. Si riportano di seguito i diametri esterni e interni per le due classi.

Tubi PVC – classe SN8			Tubi PVC – classe SN4		
DN (mm)	sp (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	sp (mm)	Dint (mm)
160	4.7	150.6	160	4	152
200	5.9	188.2	200	4.9	190.2
250	7.3	235.4	250	6.2	237.6
315	9.2	296.6	315	7.7	299.6
400	11.7	376.6	400	9.8	380.4
500	14.6	470.8	500	12.3	475.4
630	18.4	593.2	630	15.4	599.2

5.5 Caditoie

Sono state scelte caditoie a griglia 30x50cm lungo i cigli del cavalcaferrovia e caditoie a griglia 40x40cm con pozzetto non sifonato per la rotatoria di nuova realizzazione.

Al fine di verificare l'interasse a cui posizionare tali elementi, è stata valutata la portata defluente dalla piattaforma e confrontata con la massima smaltibile dalla ipotetica cunetta triangolare delimitata dalla banchina.

La portata della cunetta laterale di scolo è stata calcolata mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_b = k_s A R^{\frac{2}{3}} i_l^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q_b (m³/s): portata che può essere smaltita dalla cunetta stradale;
- A (m²): area bagnata;
- k_s (m^{1/3}/s): coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- R (m): raggio idraulico;
- i_l (m/m): pendenza longitudinale.

Determinato l'interasse a cui porre le caditoie è stata calcolata l'effettiva porzione di banchina coinvolta nel deflusso e la portata residua non captata dalla caditoia.

In particolare, l'efficienza frontale della caditoia è data dal rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, mediante la relazione:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{8/3}$$

con b larghezza della banchina e l larghezza della caditoia.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però necessario che sia soddisfatta la condizione

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso in banchina, calcolata come precedentemente con la formula di Gauckler-Strickler e L lunghezza della caditoia.

All'efficienza frontale, va sommata l'efficienza laterale, che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come

$$E_1 = \frac{Q_2}{Q} = 1 - E_0$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1$.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}}$$

È possibile quindi valutare la portata residua, mediante la relazione:



$$Q_{res} = Q - Q_1 - Q_{lat} = Q - Q_1 - Q_2 R_2$$

In generale si è cercato di garantire una portata residua inferiore al 25%.

5.6 Embrici

Le acque dilavanti la piattaforma stradale nei tratti in rilevato vengono trasportate nei fossi al piede mediante delle luci di sfioro, costituite dai classici embrici stradali.

Al fine di valutare l'interasse a cui posizionare tali elementi, è stata valutata la portata defluente dalla piattaforma e confrontata con la massima smaltibile dalla ipotetica cunetta triangolare delimitata dalla banchina in modo analogo a quanto visto per le caditoie. È stato poi verificato che la portata smaltibile dall'embrice fosse superiore a quella defluente in banchina. Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante a stramazzo. In questo caso la portata di sfioro è data da:

$$Q = C_q L h \sqrt{2gh}$$

con "C_q" coefficiente di portata pari a 0.385, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice.

6 INVARIANZA IDRAULICA

Al fine di non appesantire la rete idrografica esistente a causa della maggiore portata, rispetto alla condizione originale, derivante dall'aumento di superficie pavimentata, occorre prevedere accorgimenti specifici al fine di garantire l'invarianza idraulica del sistema.

A causa della natura prevalentemente argillosa del terreno, lo scarico delle acque meteoriche avviene in un ricettore. Tale scarico viene effettuato a valle degli invasi di laminazione, opportunamente dimensionati, al fine di garantire il rispetto delle portate massimi ammissibili indicate nel RR n.7/2017 all'art.8.

In particolare è prevista la realizzazione di due bacini: uno per raccolta e laminazione delle acque della rampa nord, ed uno per raccolta e laminazione dei deflussi della rampa sud (costituito da 2 bacini isoquota collegati da un tombino Ø800) nel quale confluiscono anche le portate generale del tratto di ramo V adiacente al bacino stesso.

L'uscita di tali invasi verrà realizzata mediante un manufatto in calcestruzzo dotato di bocca tarata per il controllo della portata.

La portata specifica limite allo scarico viene assunta pari a 20 l/(s ha). Il comune a cui fa riferimento l'intervento ricade infatti tra quelli a media criticità idraulica (Allegato B - Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7) per i quali è previsto un coefficiente udometrico di scarico di 20 l/(s ha).

6.1 Dimensionamento bacini di laminazione

Per la determinazione del volume minimo da invasare si è fatto riferimento al metodo delle sole piogge.

Il volume da invasare V_i , ad un certo tempo θ , è dato quindi dalla differenza tra volume entrante V_e e volume uscente V_u :

$$V_i = V_e - V_u$$

Il volume entrante V_e è determinato dall'afflusso meteorico h (altezza di precipitazione) su di una superficie S , caratterizzata da un coefficiente di deflusso φ , in un certo tempo di pioggia θ :

$$V_e = \varphi \cdot S \cdot h(\theta) = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n$$

mentre il volume uscente V_u al tempo θ , viene calcolato come:

$$V_u = Q_u \cdot \theta$$

Trascurando la permeabilità del terreno e ipotizzando la portata uscente Q_u costante nel tempo e calcolata come:

$$Q_u = q_{lim} \cdot S$$

Dove q_{lim} è la portata limite allo scarico assunta pari a 20 l/(s ha).

Il volume da invasare V_i nel caso di un evento meteorico di durata θ sarà pertanto pari a:

$$V_i = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

V_i assumerà, quindi, il suo valore massimo per un evento di precipitazione di durata θ_p pari a:

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

da cui:

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

Calcolato il volume necessario alla laminazione, è stato successivamente determinato il tempo di svuotamento dell'invaso stesso attraverso la formula seguente:

$$t_s = \frac{V_i}{Q_u}$$

Dove:

- t_s (h): il tempo di svuotamento;
- V_i (mc): volume d'invaso;
- Q_u (mc/h): portata uscente dall'invaso.

Al fine di ripristinare il volume di invaso quanto prima possibile, è stato ipotizzato un tempo di svuotamento massimo pari a 48 ore.

L'uscita dai bacini di laminazione verrà realizzata mediante un manufatto in calcestruzzo dotato di bocca tarata per il controllo della portata.

Il diametro della bocca tarata è stato calcolato come:

$$d = \sqrt{\frac{q_u \cdot A \cdot 4}{0,65 \cdot \pi \cdot \sqrt{2gh}}}$$

7 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI DI DRENAGGIO

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma di più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Dalla deformabilità relativa tubo-terreno dipende il comportamento statico della condotta.

In generale, le condotte si classificano sulla base dell'elasticità in sito in:

- tubazioni rigide (cemento armato, gres, fibrocemento);
- tubazioni semiflessibili (acciaio, ghisa sferoidale), quelle che in relazione alle caratteristiche del terreno, a seconda dei casi, possono avere comportamento rigido o flessibile;
- tubazioni flessibili (PE, PVC, PP, PRFV)

La verifica di stabilità sia eseguita in maniera del tutto diversa a seconda che si tratti di tubazioni rigide o di tubazioni flessibili in quanto le prime si fessurano senza deformazioni significative della sezione mentre le seconde si deformano senza raggiungere uno stato limite di fessurazione.

Il sistema di drenaggio prevede l'utilizzo di collettori in PVC. Verranno pertanto analizzate le verifiche di stabilità che interessano questa tipologia di tubazioni e che consistono nel:

- calcolo e verifica della deformazione diametrale (ovalizzazione) a lungo termine
- calcolo e verifica di stabilità all'equilibrio elastico
- calcolo e verifica degli sforzi massimi di trazione e compressione nella sezione

7.1 Determinazione dei carichi agenti sulla tubazione

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

7.1.1 Calcolo dei carichi dovuti al rinterro

Per il calcolo del carico dovuto al rinterro si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature].

La norma UNI 7517 distingue due diverse tipologie di calcolo del carico da terreno sovrastante a seconda delle condizioni di posa della tubazione. In particolare, secondo quanto riportato in tale norma, occorre distinguere tra:

- Posa in trincea stretta;
- Posa in trincea larga.

Come riportato in Figura 7.1, si considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

- $B \leq 2D$ e $H \geq 1,5B$
- $2D < B < 3D$ e $H \geq 3,5B$

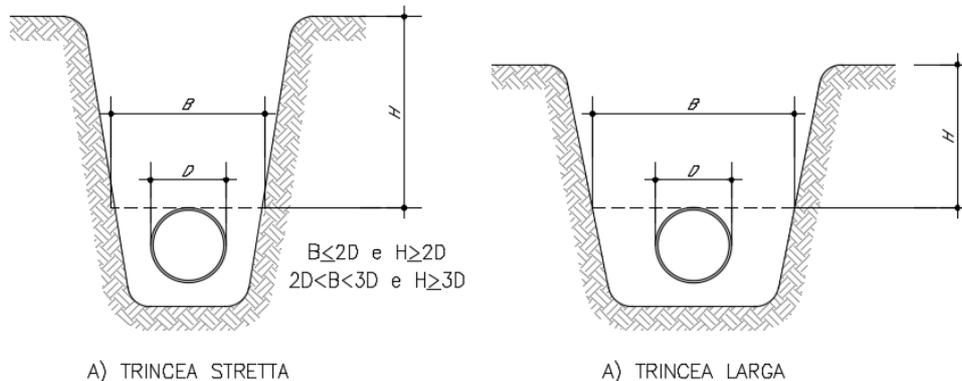


Figura 7.1 - Trincea di posa

Dove B rappresenta la larghezza della trincea a livello della generatrice del tubo, H l'altezza di ricoprimento e D il diametro esterno.

Nella posa in trincea stretta, il valore di carico Q_{st} dovuto al rinterro [kN/m] è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B \cdot DN$$

dove:

- γ_t Peso specifico del materiale di rinterro [kN/mc]
- B Larghezza della trincea a livello della generatrice del tubo [m]
- DN diametro esterno della tubazione [m]
- C_t Coefficiente di Marston calcolato come:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2 \cdot k_a \cdot \mu \frac{H}{B}\right)}{2 \cdot k_a \cdot f}$$

in cui:

- $k_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$ coeff. Di spianta attiva con φ angolo di attrito del rinterro [°]
- f coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\tan \varphi$ [°]
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall' estradosso della tubazione [m];
- B larghezza della trincea [m].

Al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} [kN/mq] (agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro di 90°); valutabile con la relazione:

$$q_{st} = \frac{2 \cdot Q_{st}}{\sqrt{2}DN}$$

Con:

- DN diametro esterno della tubazione [m];
- Q_{st} sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

Nel caso di posa in trincea larga, invece, il carico Q_{st} [kN/m] generato dal peso del rinterro è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_t \cdot DN \cdot H$$

Con:

- γ_t Peso specifico del materiale di rinterro [kN/mc]
- DN diametro esterno della tubazione [m];
- H altezza del rinterro valutata da estradosso tubazione [m]

7.1.2 Azione dei sovraccarichi statici e dinamici

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata, oltre al rinterro, possono agire altri carichi suddivisibili in statici, ossia associati a corpi posti sul terreno, e dinamici relativi al traffico stradale.

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso in due diverse classi di carico: HT autocarro pesante e LT autocarro leggero.

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella:

Carichi dovuti al traffico		
Classe di carico	Carico per Ruota P(kN)	Tipologia
HT 60	100	Traffico Pesante
HT 45	75	
HT 38	62.5	
HT 30	50	
HT 26	35	
LT12	20	Traffico Leggero
LT6	10	
LT3	5	

Tabella 7.1 - Valori di carico per ruota veicoli per classe DIN

La pressione dinamica σ_z [kN/mq] esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1,0461}} \varphi \quad \text{valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT);}$$

$$\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1,5194}} \varphi \quad \text{valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT)1.}$$

in cui:

- P carico per ruota [kN];
- H altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];
- φ coefficiente di incremento valutato con la relazione $\varphi = 1 + 0,3/H$;

Nota la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione:

$$Q_{din} = \sigma_z \cdot DN$$

In cui:

- σ_z pressione dinamica [kN/mq];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

7.1.3 Azione del peso del fluido

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_a = 7.70 D_i$$

in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

7.1.4 Carico idrostatico dovuto alla falda

Se nel terreno in cui è posata la tubazione si è in presenza di falda si deve tenere conto del carico indotto dalla falda stessa Q_{idr} [kN/m].

Tale carico è calcolato come:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

in cui:

- γ_w peso specifico dell'acqua [kN/mc];
- DN diametro esterno della condotta [m]
- h altezza della falda valutata rispetto all'estradosso delle tubazione [m];

La pressione esercitata dalla falda q_{idr} [kN/mq] è pari a:

$$q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$$

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso γ_t .

7.2 Verifica statica delle tubazioni

7.2.1 Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

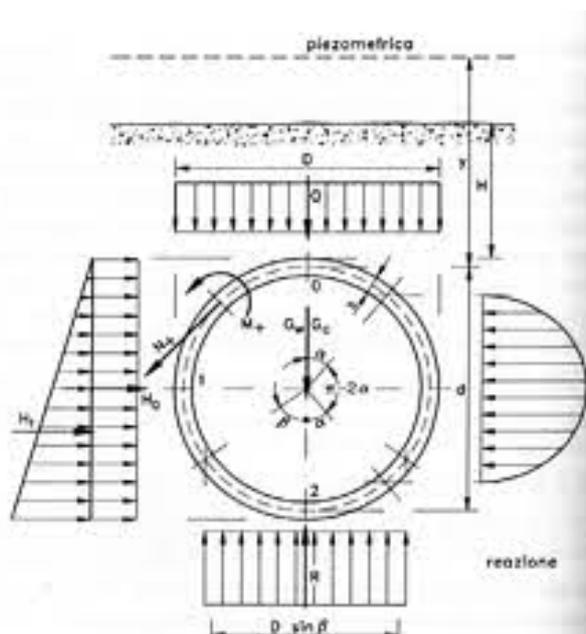


Figura 7.2 - Schema statico tubazione interrata (Da Deppo - Fognature 2009)

La deformazione del diametro orizzontale [mm] secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta d = \frac{Q \cdot K \cdot F}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- **Q** carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, del carico indotto dalla falda, del carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- **K** coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea come illustrato in Figura 7.3;

- F coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo.
- SN rigidità anulare della tubazione [kN/mq];
- E_t modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/mq]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN. La verifica è superata se la deformazione δ è minore della deformazione diametrica limite δ_{LIM} :

$$\delta < \delta_{LIM}$$

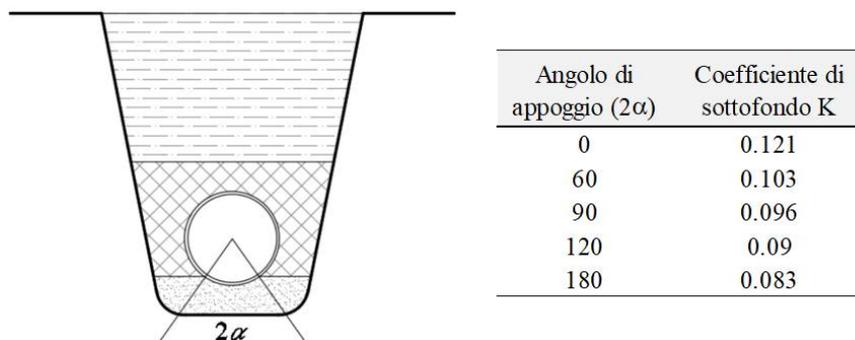


Figura 7.3 – Coefficiente di sottofondo

7.2.2 Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi con deformata a due lobi e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende sia dall'indice di rigidità della tubazione, sia dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling, q_a [N/mq]:

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32R_w \cdot B' \cdot E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- F_s fattore di progettazione posto pari a 2,5;
- R_w fattore di spinta idrostatica della falda dato dalla relazione $R_w = 1 - 0.33 \cdot H_w/H$ con H [cm] altezza del rinterro ed H_w [cm] altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione;
- B' coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale), dato dalla relazione $B' = 1/(1+4e^{-0.213H})$ con H espresso in m
- DN diametro esterno della tubazione;

- E_t modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I momento d'inerzia del tubo.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P - Q_{dist})}{DN}$$

in cui:

- γ_w peso specifico dell'acqua;
- h altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- Q_{st} carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{dist} carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P - Q_{dist})}{DN} \leq q_a$$

7.2.3 Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo.

La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è condotto nell' ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate nella tabella in Figura 7.4.

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	180°	-0.027 G_c	+0.250 G_c	+0.027 G_c	+0.028 $G_c d$	-0.031 $G_c d$	+0.035 $G_c d$
	120°	-0.040 G_c	+0.250 G_c	+0.040 G_c	+0.030 $G_c d$	-0.035 $G_c d$	+0.042 $G_c d$
	90°	-0.053 G_c	+0.250 G_c	+0.053 G_c	+0.033 $G_c d$	-0.039 $G_c d$	-0.051 $G_c d$
Peso dell'acqua Q_a	180°	-0.188 Q_a	-0.068 Q_a	-0.451 Q_a	+0.028 $Q_a d$	-0.031 $Q_a d$	+0.035 $Q_a d$
	120°	-0.199 Q_a	-0.068 Q_a	-0.438 Q_a	+0.030 $Q_a d$	-0.035 $Q_a d$	+0.042 $Q_a d$
	90°	-0.212 Q_a	-0.068 Q_a	-0.424 Q_a	+0.033 $Q_a d$	-0.039 $Q_a d$	+0.051 $Q_a d$
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 $Q d$	-0.063 $Q d$	+0.063 $Q d$
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 $Q d$	-0.066 $Q d$	+0.069 $Q d$
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069 $Q d$	-0.070 $Q d$	+0.078 $Q d$
Spinta H_o	-	+0.5 H_o	0	+0.5 H_o	-0.063 $H_o d$	+0.063 $H_o d$	-0.063 $H_o d$
Spinta H_t	-	+0.313 H_t	0	+0.687 H_t	-0.052 $H_t d$	+0.063 $H_t d$	-0.073 $H_t d$

Figura 7.4 - Relazioni per il calcolo di M e N (Da Deppo - Fognature 2009)

in cui:

- G_c peso proprio del tubo;
- Q_a [kN/m] peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento;
- Q [kN/m] carico totale verticale calcolato come descritto in precedenza
- H_o [kN/m] reazione uniformemente distribuita data da $H_o = \gamma_t \times H \times DN \times k_a$, in cui k_a è il coefficiente di spinta attiva; DN il diametro esterno del tubo; H l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ_t il peso specifico del terreno di rinterro.
- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma \cdot D^2 \cdot K_a/2$

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flettente M per le tre sezioni indicate in precedenza, si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$$

con s che indica lo spessore della tubazione

$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

8 TABULATI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i tabulati relativi al dimensionamento e alla verifica di tutti gli elementi del IV24.

8.1 Caditoie

Caditoie Impalcato				Caditoie Rampa			
Dati stradale				Dati stradale			
Sezione stradale	B	3.50	m	Sezione stradale	B	7.00	m
Larghezza banchina	b	0.50	m	Larghezza banchina	b	0.50	m
Pendenza longitudinale	i_l	0.040	m/m	Pendenza longitudinale	i_l	0.013	m/m
Pendenza trasversale	i_t	0.025	m/m	Pendenza trasversale	i_t	0.030	m/m
Portata di Progetto				Portata di Progetto			
Interasse	d	15.00	m	Interasse	d	10.00	m
Area pavimentata	A_{imp}	53	mq	Area pavimentata	A_{imp}	70	mq
Coeff. di deflusso	φ_{imp}	1.0	-	Coeff. di deflusso	φ_{imp}	1.0	-
Parametri curva LSPP	a	48.430	mm/h ⁿ	Parametri curva LSPP	a	48.430	mm/h ⁿ
	n	0.403	-		n	0.403	-
T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	156	s	T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	181	s
Intensità di pioggia	i	315.451	mm/h	Intensità di pioggia	i	288.664	mm/h
Q deflusso	Q_d	4.60	l/s	Q deflusso	Q_d	5.61	l/s
Accumulo trasversale in banchina				Accumulo trasversale in banchina			
Larg. trasversale accumulo*	L_{acc}	0.77	m	Larg. trasversale accumulo*	L_{acc}	0.91	m
Altezza velo liquido	h	0.019	m	Altezza velo liquido	h	0.027	m
Efficienza Caditoia				Efficienza Caditoia			
Larghezza caditoia	L	0.30	m	Larghezza caditoia	L	0.40	m
Lunghezza Caditoia	W	0.50	m	Lunghezza Caditoia	W	0.40	m
Efficienza frontale	E_0	0.73	-	Efficienza frontale	E_0	0.79	-
Q Captata Frontalmente	Q_1	3.38	l/s	Q Captata Frontalmente	Q_1	4.37	l/s
Rendimento frontale	R_0	100%	-	Rendimento frontale	R_0	100%	-
Efficienza laterale	E_1	27%	-	Efficienza laterale	E_1	21%	-
Q che passa lateralmente	Q_2	1.2	l/s	Q che passa lateralmente	Q_2	1.2	l/s
		27%	-			21%	-
Rendimento laterale	R_2	13%	-	Rendimento laterale	R_2	16%	-
Efficienza totale	E	77%	-	Efficienza totale	E	82%	-
Q captata lateralmente	Q_{lat}	0.16	l/s	Q captata lateralmente	Q_{lat}	0.19	l/s
Portata residua	Q_{res}	1.08	l/s	Portata residua	Q_{res}	1.00	l/s
		23%	-			18%	-

* L'accumulo trasversale supera la larghezza della banchina e coinvolge una parte della corsia di marcia, tuttavia, il velo d'acqua è contenuto in uno spessore trascurabile.

8.2 Embrici

L'interasse degli embrici è stato fissato pari a 14 m. Segue la verifica di tale interasse per le condizioni che risultano essere più gravose.

Interasse Embrici Curva			
Dati stradale			
Sezione stradale	B	10.00	m
Larghezza banchina	b	0.50	m
Pendenza longitudinale	i_l	0.070	m/m
Pendenza trasversale	i_t	0.070	m/m
Portata di Progetto			
Interasse embrici	d	14.000	m
Area pavimentata	A_{imp}	140.0	mq
Coeff. di deflusso	ϕ_{imp}	1.000	-
Parametri curva LSPP	a	48.430	mm/h ⁿ
	n	0.403	-
T Accesso = T corrivazione	$t_a = t_c$	180	s
Intensità di pioggia	i	289.621	mm/h
Q deflusso	Q_d	11.26	l/s
Accumulo trasversale in banchina			
Q banchina = Q deflusso	Q_b	11.20	l/s
Larghezza trasversale accumulo*	L_{acc}	0.51	m
Altezza velo liquido	h	0.04	m
Portata massima smaltibile dall'embrice			
Larghezza embrice	b	0.600	m
Portata defluente embrice	Q_{emb}	11.44	l/s
$Q_{emb} > Q_b$		Verificato	
* L'accumulo trasversale è comunque contenuto nell'allargamento della banchina			

8.3 Elementi sistema di drenaggio

Rampa Nord

Elemento	Nodo Iniziale	Nodo Finale	L (m)	i_l (%)	A_{imp} (m ²)	A_{scarp} (m ²)	A_{verde} (m ²)	A_{tot} (m ²)	ϕ_{medio}	k_s (m ^{1/3} /s)	t_c (min)	Q_{cin} (m ³ /s)	Riemp. (%)	v (m/s)	
Coll. PVC-SN4	DN 250	V1	DS1	44.00	4.00	275	0	0	275	1.00	80	2.4	0.0254	33.0	2.0
Coll. PVC-SN4	DN 250	V5	DS2	44.00	4.00	275	0	0	275	1.00	80	2.4	0.0254	33.0	2.0
Coll. PVC-SN4	DN 315	DS1	P1	12.80	0.60	275	0	0	275	1.00	80	2.6	0.0241	38.0	1.0
Coll. PVC-SN4	DN 315	DS2	R1	12.20	0.90	275	0	0	275	1.00	80	2.6	0.0243	34.0	1.1
Coll. PVC-SN8	DN 315	P1	R1	7.40	0.45	275	0	0	275	1.00	80	2.7	0.0234	41.0	0.9
Coll. PVC-SN4	DN 315	R1	Bacino A	2.30	3.00	643	0	0	643	1.00	80	2.8	0.0544	38.0	2.2
Coll. PVC-SN4	DN 250	R2	R3	10.00	0.30	85	0	0	85	1.00	80	2.3	0.0080	35.5	0.6
Coll. PVC-SN4	DN 250	R3	R4	10.00	0.30	165	0	0	165	1.00	80	2.5	0.0147	49.5	0.7
Coll. PVC-SN8	DN 315	R4	R5	10.70	0.20	235	0	0	235	1.00	80	2.8	0.0196	46.5	0.6
Coll. PVC-SN4	DN 315	R5	R6	10.80	0.30	310	0	0	310	1.00	80	3.1	0.0246	47.5	0.8
Coll. PVC-SN4	DN 315	R6	Bacino A	6.00	0.50	442	0	0	442	1.00	80	3.2	0.0344	49.5	1.0
Canaletta CR2	30x30	CR2.1	P2	31.00	7.50	488	133	0	621	0.91	80	5.3	0.0327	15.0	2.0
Coll. PVC-SN4	DN 315	P2	Bacino A	3.00	5.00	488	133	0	621	0.91	80	5.3	0.0326	26.0	2.3

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RI IV 350 8 001Rev.
BFoglio
27 di 30

Canaletta CR3	30x30	CR3.1	P3	9.30	7.50	643	172	0	815	0.92	80	5.1	0.0439	20.0	2.3
Canaletta CR3	30x30	P3	CR3.2	2.50	2.00	643	172	0	815	0.92	80	5.1	0.0437	30.0	1.5
Canaletta CR3	30x30	CR3.2	CR3.3	4.80	0.30	643	172	0	815	0.92	80	5.2	0.0432	62.5	0.7
Canaletta CR1	30x30	CR1.1	CR1.2	9.30	0.90	0	295	6070	6365	0.41	80	10.1	0.1014	80.0	1.4

Rampa Sud

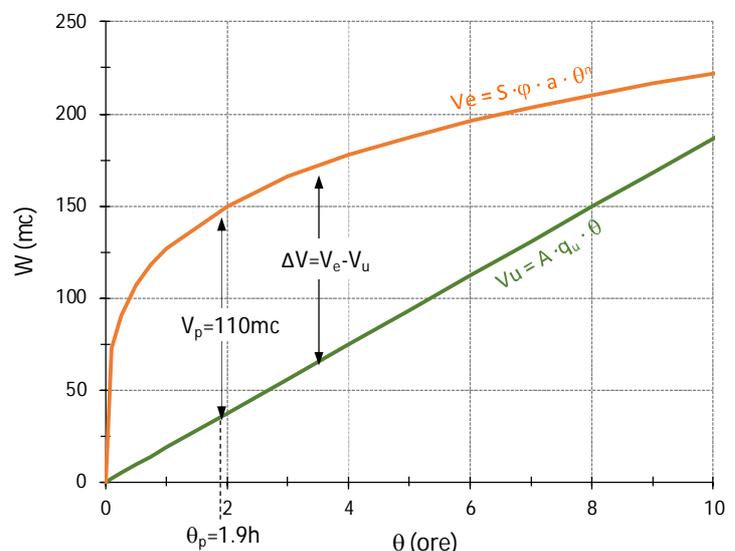
Elemento	Nodo Iniziale	Nodo Finale	L (m)	i_l (%)	A_{imp} (m ²)	A_{scarp} (m ²)	A_{verde} (m ²)	A_{tot} (m ²)	φ_{medio}	k_s (m ^{1/3} /s)	t_c (min)	Q_{cin} (m ³ /s)	Riemp. (%)	v (m/s)	
Coll. PVC-SN4	DN 250	V9	V10	27.60	0.30	71	0	0	71	1.00	80	2.9	0.0059	30.0	0.5
Coll. PVC-SN4	DN 250	V10	V11	14.40	2.00	139	0	0	139	1.00	80	3.1	0.0110	25.5	1.2
Coll. PVC-SN4	DN 250	V11	DS3	14.40	4.50	275	0	0	275	1.00	80	3.2	0.0213	30.0	1.9
Coll. PVC-SN4	DN 250	V13	V14	27.60	0.30	71	0	0	71	1.00	80	2.9	0.0059	30.0	0.5
Coll. PVC-SN4	DN 250	V14	V15	14.40	2.00	139	0	0	139	1.00	80	3.1	0.0110	25.5	1.2
Coll. PVC-SN4	DN 250	V15	DS4	14.40	4.50	275	0	0	275	1.00	80	3.2	0.0213	30.0	1.9
Coll. PVC-SN4	DN 315	DS4	P4	11.00	0.50	275	0	0	275	1.00	80	3.4	0.0205	36.5	0.9
Coll. PVC-SN4	DN 315	DS3	R7	10.30	2.14	275	0	0	275	1.00	80	3.3	0.0209	25.5	1.5
Coll. PVC-SN8	DN 315	P4	R7	7.60	2.13	275	0	0	275	1.00	80	3.5	0.0202	25.5	1.4
Coll. PVC-SN4	DN 315	R7	Can. CR4	2.20	3.00	630	0	0	630	1.00	80	3.5	0.0462	35.0	2.1
Canaletta CR1	30x30	CR4.1	CR4.2	28.00	5.93	760	308	0	1068	0.88	80	5.2	0.0547	25.0	2.3
Fosso F3	50-100-50	F3.1	F3.2	137.00	0.12	1428	290	29480	31198	0.43	40	30.2	0.2714	67.5	0.6

Il ramo V di progetto interferisce, alla progressiva 117.604, con il Ganfo Fenilazzo. La continuità idraulica sarà garantita con un tombino scatolare di dimensioni 200x150cm.

La portata duecentennale del Ganfo Fenilazzo è infatti pari a 5,25 mc/s (in riferimento a quanto riportato nello studio dell'elaborato INOR11EE2RIRI4304002). Il tombino scatolare, con pendenza dello 0,5%, è in grado di smaltire tale portata con un grado di riempimento pari a 57.5% (velocità 2.96 m/s).

8.4 Invasi di laminazione**BACINO LAMINAZIONE "A" - Rampa Nord**

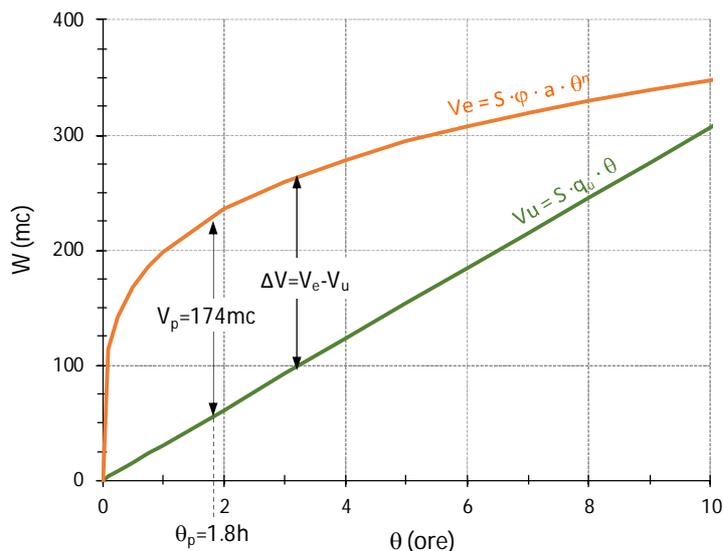
Area impermeabile	A_{imp}	1948	mq
Coeff. di deflusso	φ_{imp}	1.00	-
Area scarpate	A_{sc}	645	mq
Coeff. di deflusso	φ_{sc}	0.60	-
Area totale	A_{tot}	2593	mq
Coeff. di deflusso medio	φ_{medio}	0.90	-
Parametri curva LSPP	a	54.290	mm/h ⁿ
	n	0.243	-
Portata limite	q_{lim}	20	l/(s ha)
Portata uscente	Q_u	18.67	mc/h
		5.2	l/s
Tempo di pioggia	θ_p	1.9	h
Portata entrante	Q_e	76.83	mc/h
		21.3	l/s
Volume da invasare MSP	$V_{I_{MSP}}$	113	mc
Superficie di fondo	S_{bacino}	236	mq
Tirante	h	0.44	m
T Svotamento	t_s	6.2	h
Diametro bocca tarata	d	60.0	mm



Il bacino di laminazione A recapita nel fosso esistente che corre sul lato opposto del rilevato. La portata in uscita dal manufatto dotato di bocca tarata (pari a 5.2 l/s) viene scaricata nel recapito mediante un Ø400 in cls che, con una pendenza dello 0,25%, è in grado di trasportare la portata in oggetto con un grado di riempimento del 15,5%

BACINO LAMINAZIONE "B" - Rampa Sud

Area impermeabile	A_{imp}	2768	mq
Coeff. di deflusso	φ_{imp}	1.00	-
Area scarpate	A_{sc}	1495	mq
Coeff. di deflusso	φ_{sc}	0.60	-
Area totale	A_{tot}	4263	mq
Coeff. di deflusso medio	φ_{medio}	0.86	-
Parametri curva LSPP	a	54.290	mm/h ⁿ
	n	0.243	-
Portata limite	q_{lim}	20	l/(s ha)
Portata uscente	Q_u	30.69	mc/h
		8.5	l/s
Tempo di pioggia	θ_p	1.8	h
Portata entrante	Q_e	126.31	mc/h
		35.1	l/s
Volume da invasare MSP	V_{iMSP}	174	mc
Superficie di fondo	S_{bacino}	236	mq
Tirante	h	0.61	m
T Svuotamento	t_s	5.7	h
Diametro bocca tarata	d	70.0	mm



Il bacino di laminazione B recapita nel tombino IN65 del Ganfo della Selvetta. La portata in uscita dal manufatto dotato di bocca tarata (pari a 8,5 l/s) viene scaricata nel recapito mediante un Ø250 che, con una pendenza dello 0,2%, è in grado di trasportare la portata in oggetto con un grado di riempimento del 40%

8.5 Verifica statica tubazioni

Seguono i tabulati di verifica per i collettori nelle situazioni più gravose ossia per un collettore DN315 classe SN4 disposto lungo il ciglio stradale e per un collettore DN315 classe SN8 di attraversamento, entrambi ricoprimento pari a 50cm.

Collettore Banchina DN315 - SN4

CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE

Caratteristiche tubazione

Materiale tubazione	-	PVC	-
Rigidità anulare	SN	4	kN/mq
Diametro nominale	DN=De	315	mm
Spessore	sp	7.7	mm
Diametro interno	Di	296.6	mm
Modulo di elasticità	En	2600000	kN/mq
Peso specifico tubo		13	kN/mc
Rapporto De/sp	SDR	40.9	-

Caratteristiche trincea e riinterro

Largh. Trincea all'estradosso tubo	B	0.6385	m
Altezza sull'estradosso tubo	H	0.5	m
Spessore letto posa	a	0.1	m
Terreno di riinterro		Misto cementato	
Modulo elasticità rinfiaccio Winkler	E _t	21000	kN/mq
Peso specifico riinterro	γ _t	18.0	kN/mc
Angolo di attrito interno riinterro	φ	45	°
Coefficiente attrito riinterro/pareti	μ	1	-
Tipo di tubazione		Flessibile	
Tipo di trincea		Trincea larga	

Carico statico riinterro

Coefficiente di spinta attiva	K _a	0.172	-
Coefficiente di Marston	C _t	0.687	-

Carico statico del riinterro

Q_{st}	2.835	kN/m
-----------------------	--------------	-------------

Sovraccarico dinamico

Fattore dinamico	φ	1.60	-
Tipologia traffico	-	HT	-
		60	
Carico per ruota	P	100.00	kN
Pressione dinamica	σ _z	174.479	kN/mq
Sovraccarico dinamico stradale	Q_{dn}	54.961	kN/m

Sovraccarico statico

Presenza sovraccarichi		NO	
Sovraccarico statico	P_s	0.000	kN/m

Sovraccarico idrostatico

Presenza falda		NO	
Sovraccarico idrostatico	Q_{idr}	0.000	kN/m

Carico fluido trasportato

Carico fluido trasportato	Q_a	2.284	kN/m
----------------------------------	----------------------	--------------	-------------

CARICO TOTALE SULLA TUBAZIONE

Carico statico del riinterro	Q _{st}	2.835	kN/m
Sovraccarico dinamico stradale	Q _{dn}	54.961	kN/m
Sovraccarico statico	P _s	0.000	kN/m
Sovraccarico idrostatico	Q _{idr}	0.000	kN/m
Carico fluido trasportato	Q _a	2.284	kN/m
CARICO TOTALE SULLA TUBAZIONE	Q	60.080	kN/m

VERIFICHE TUBI FLESSIBILI

Verifica alla deformazione

Angolo di appoggio	α	45	°
Coefficiente di sottofondo	K	0.096	-
Coefficiente di deformazione differita	F	1.5	
Deformazione diametrale del tubo	Δd	6.59	mm
Deformazione percentuale	δ	2.09	%
Deformazione massima ammissibile	δ _{lim}	3	%

Verifica soddisfatta

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione	F _s	2.5	-
Coefficiente di deformazione differita	-	0	-
Fattore di spinta idrostatica	R _w	1	-
Coeff. Empirico supporto elastico	B'	0.22	-
Momento inerzia tubo	I	3.80E-08	m ⁴
Pressione risultante carichi esterni	P _{est}	183.48	kN/mq
P. amm. di buckling (ANSI AWWA) - Breve termine	q _a	272.10	kN/mq

Verifica soddisfatta

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso proprio tubazione	G _c	0.115	kN/m
Peso acqua dentro tubazione	Q _a	0.691	kN/m
Somma carico riinterro+accidentali	Q	57.796	kN/m
Spinta	H ₀	0.486	kN/m
Spinta	H _t	0.153	kN/m

Calcolo delle tensioni

totale	Sezione chiave		-1.71306	kN/m
G _c +Q _a +Q	Sezione fianco	N	28.87971	kN/m
	Sezione fondo		1.27363	kN/m
totale	Sezione chiave		0.03091	kNm/m
G _c +Q _a +Q	Sezione fianco	M	-0.03167	kNm/m
	Sezione fondo		0.03494	kNm/m
Spinta	Sezione chiave		0.24320	kN/m
H ₀	Sezione fianco	N	0.00000	kN/m
	Sezione fondo		0.24320	kN/m
Spinta	Sezione chiave		-0.00024	kN/m
H ₀	Sezione fianco	M	0.00024	kN/m
	Sezione fondo		-0.00024	kN/m
Spinta	Sezione chiave		0.04796	kN/m
H _t	Sezione fianco	N	0.00000	kN/m
	Sezione fondo		0.10526	kN/m
Spinta	Sezione chiave		-0.00006	kN/m
H _t	Sezione fianco	M	0.00007	kN/m
	Sezione fondo		-0.00009	kN/m

Tensione assiale sez. in chiave intradosso	σ _{i,chiave}	-3.34	MPa
Tensione assiale sez. in chiave estradosso	σ _{s,fondo}	2.91	MPa
Tensione assiale sez. sul fianco intradosso	σ _{i,chiave}	6.95	MPa
Tensione assiale sez. sul fianco estradosso	σ _{s,fondo}	0.55	MPa
Tensione assiale sez. sul fondo intradosso	σ _{i,chiave}	-3.35	MPa
Tensione assiale sez. sul fondo estradosso	σ _{s,fondo}	3.71	MPa
Tensione limite accettabile	σ _{lim max}	10.00	MPa

Verifica soddisfatta

Collettore Attraversamento DN315 - SN8

CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE

Caratteristiche tubazione

Materiale tubazione	-	PVC	-
Rigidità anulare	SN	8	kN/mq
Diametro nominale	DN=De	315	mm
Spessore	sp	9.2	mm
Diametro interno	Di	299.6	mm
Modulo di elasticità	En	2600000	kN/mq
Peso specifico tubo		13	kN/mc
Rapporto De/sp	SDR	34.2	-

Caratteristiche trincea e riinterro

Largh. Trincea all'estradosso tubo	B	0.6385	m
Altezza sull'estradosso tubo	H	0.5	m
Spessore letto posa	a	0.1	m
Terreno di riinterro		Misto cementato	
Modulo elasticità rinfiacco Winkler	E _t	21000	kN/mq
Peso specifico riinterro	γ _t	18.0	kN/mc
Angolo di attrito interno riinterro	φ	45	°
Coefficiente attrito riinterro/pareti	μ	1	-
Tipo di tubazione		Flessibile	
Tipo di trincea		Trincea larga	

Carico statico riinterro

Coefficiente di spinta attiva	K _a	0.172	-
Coefficiente di Marston	C _t	0.687	-

Carico statico del riinterro

Q_{st}	2.835	kN/m
-----------------------	--------------	-------------

Sovraccarico dinamico

Fattore dinamico	φ	1.60	-
Tipologia traffico	-	HT	-
		60	
Carico per ruota	P	100.00	kN
Pressione dinamica	σ _z	174.479	kN/mq
Sovraccarico dinamico stradale	Q_{dn}	54.961	kN/m

Sovraccarico statico

Presenza sovraccarichi		NO	
Sovraccarico statico	P_s	0.000	kN/m

Sovraccarico idrostatico

Presenza falda		NO	
Sovraccarico idrostatico	Q_{idr}	0.000	kN/m

Carico fluido trasportato

Carico fluido trasportato	Q_a	2.307	kN/m
----------------------------------	----------------------	--------------	-------------

CARICO TOTALE SULLA TUBAZIONE

Carico statico del riinterro	Q _{st}	2.835	kN/m
Sovraccarico dinamico stradale	Q _{dn}	54.961	kN/m
Sovraccarico statico	P _s	0.000	kN/m
Sovraccarico idrostatico	Q _{idr}	0.000	kN/m
Carico fluido trasportato	Q _a	2.307	kN/m
CARICO TOTALE SULLA TUBAZIONE	Q	60.103	kN/m

VERIFICHE TUBI FLESSIBILI

Verifica alla deformazione

Angolo di appoggio	α	45	°
Coefficiente di sottofondo	K	0.096	-
Coefficiente di deformazione differita	F	1.5	
Deformazione diametrale del tubo	Δd	6.43	mm
Deformazione percentuale	δ	2.04	%
Deformazione massima ammissibile	δ _{lim}	3	%

Verifica soddisfatta

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione	F _s	2.5	-
Coefficiente di deformazione differita	-	0	-
Fattore di spinta idrostatica	R _w	1	-
Coeff. Empirico supporto elastico	B'	0.22	-
Momento inerzia tubo	I	6.49E-08	m ⁴
Pressione risultante carichi esterni	P _{est}	183.48	kN/mq
P. amm. di buckling (ANSI AWWA) - Breve termine	q _a	355.36	kN/mq

Verifica soddisfatta

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso proprio tubazione	G _c	0.097	kN/m
Peso acqua dentro tubazione	Q _a	0.705	kN/m
Somma carico riinterro+accidentali	Q	57.796	kN/m
Spinta	H ₀	0.486	kN/m
Spinta	H _t	0.153	kN/m

Calcolo delle tensioni

totale	Sezione chiave		-1.71507	kN/m
G _c +Q _a +Q	Sezione fianco	N	28.87419	kN/m
	Sezione fondo		1.26670	kN/m
totale	Sezione chiave		0.03693	kNm/m
G _c +Q _a +Q	Sezione fianco	M	-0.03784	kNm/m
	Sezione fondo		0.04176	kNm/m
Spinta	Sezione chiave		0.24320	kN/m
H ₀	Sezione fianco	N	0.00000	kN/m
	Sezione fondo		0.24320	kN/m
Spinta	Sezione chiave		-0.00028	kN/m
H ₀	Sezione fianco	M	0.00028	kN/m
	Sezione fondo		-0.00028	kN/m
Spinta	Sezione chiave		0.04796	kN/m
H _t	Sezione fianco	N	0.00000	kN/m
	Sezione fondo		0.10526	kN/m
Spinta	Sezione chiave		-0.00007	kN/m
H _t	Sezione fianco	M	0.00009	kN/m
	Sezione fondo		-0.00010	kN/m

Tensione assiale sez. in chiave intradosso σ_{i,chiave} -2.79 MPaTensione assiale sez. in chiave estradosso σ_{s,fondo} 2.43 MPaTensione assiale sez. sul fianco intradosso σ_{i,chiave} 5.81 MPaTensione assiale sez. sul fianco estradosso σ_{s,fondo} 0.46 MPaTensione assiale sez. sul fondo intradosso σ_{i,chiave} -2.80 MPaTensione assiale sez. sul fondo estradosso σ_{s,fondo} 3.10 MPaTensione limite accettabile σ_{lim max} 10.00 MPa

Verifica soddisfatta