

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. *Roberto Bosetti*

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

C	LOTTO 1 - da Campogalliano (km 312+200) al km 313+710
11.0.1	RACCOLTA, TRATTAMENTO E SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA Relazione di calcolo idraulica

0	SETT. 2023	RICHIESTE INTEGRAZIONI M.A.S.E.	N. AGOSTINI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

Sommario

1	Premesse	2
2	Normativa di riferimento.....	4
2.1	Aspetti tecnici	4
3	Analisi pluviometrica	5
4	Impianto di trattamento acque di prima pioggia.....	9
4.1	Separatore liquidi leggeri	9
4.2	Criteri di dimensionamento del sedimentatore.....	11
5	Pozzetto scolmatore	13
5.1	Dimensionamento idraulico degli sfioratori e delle bocche tarate sul fondo.....	15
6	Pozzetto - Caditoia	16
7	Dimensionamento delle caditoie	18
8	Dimensionamento embrici	20
9	Pozzetti di ispezione	21
10	Collegamento tubazioni in PEAD con i manufatti in c.a.	22
11	Stazione di sollevamento	23
11.1	Logica di funzionamento dell'impianto	24
12	Dimensionamento delle condotte.....	27
13	Verifica allo schiacciamento	34

1 Premesse

Con la presente relazione si analizza il sistema di raccolta delle acque bianche relativo alla realizzazione del nuovo svincolo di interconnessione tra la A22 e la A1 comprendente anche la nuova uscita per Campogalliano.

Si tralascia in questa sede tutta la trattazione teorica del problema collegato al principio dell'invarianza idraulica richiamando solamente alcuni concetti di base: il principio ispiratore alla base del concetto di invarianza è quello di limitare possibili effetti di aggravio delle piene legati alla progressiva urbanizzazione e all'impermeabilizzazione dei suoli conseguente alle trasformazioni di uso del suolo. Ogni intervento che provoca impermeabilizzazione dei suoli ed aumento delle velocità di corrivazione deve prevedere azioni correttive volte a mitigare gli effetti, e tali azioni sono da rilevare essenzialmente nella realizzazione di volumi di invaso finalizzati alla laminazione: se la laminazione è attuata in modo da mantenere i colmi di piena prima e dopo la trasformazione inalterati, si parla di invarianza idraulica delle trasformazioni di uso del suolo (Pistocchi 2001).

Nel caso specifico tuttavia, dato che lo scarico avviene direttamente nel fiume Secchia – passando per la rete costituita dai fossi di guardia e dai canali di raccolta, il più importante dei quali è il canale Calvetro – e quindi senza alcuna limitazione delle portate effettivamente scaricabili, non è necessario prevedere alcun bacino di laminazione per rispettare il principio dell'invarianza, ma solamente il trattamento delle acque di prima pioggia. Il dimensionamento della nuova rete di smaltimento acque bianche e dei successivi impianti di trattamento è appunto l'oggetto del presente elaborato. In particolare il dimensionamento dei vari manufatti viene eseguito sulla base delle portate conseguenti la prima pioggia (5mm in 15 minuti).

Nella generalità dei casi, per la presenza puntuale (ogni 25 m circa) di caditoie di raccolta e di scolmo, la portata di seconda pioggia viene allontanata con continuità nei fossi di guardia. In alcuni casi particolari tuttavia, in considerazione della geometria stradale e dei manufatti che la compongono, non è possibile scolmare con continuità (come detto ogni 25 m circa attraverso caditoie di raccolta e separazione, cui seguono embrici posizionati sulle rampe) la portata che supera quella di prima pioggia. In tali casi la separazione della prima pioggia è fatta con scolmatori concentrati che raccolgono la portata di competenza di tratti stradali più o meno estesi, conseguenti appunto alla presenza di manufatti particolari, per allontanarla come nel caso precedente, nei fossi di guardia e nei canali di raccolta.

Questa relazione riguarda la quantificazione delle portate di competenza delle diverse aree in cui lo svincolo è stato suddiviso ed il successivo dimensionamento idraulico delle tubazioni di raccolta, dei manufatti scolmatori, di trattamento e di sollevamento. Per tutte le aree individuate viene fornito uno schema idraulico di funzionamento dal quale si evince come avviene il sistema di scarico. Per maggiore comprensione si rimanda alla lettura delle tavole grafiche che riportano appunto la distribuzione e l'ampiezza delle stesse.

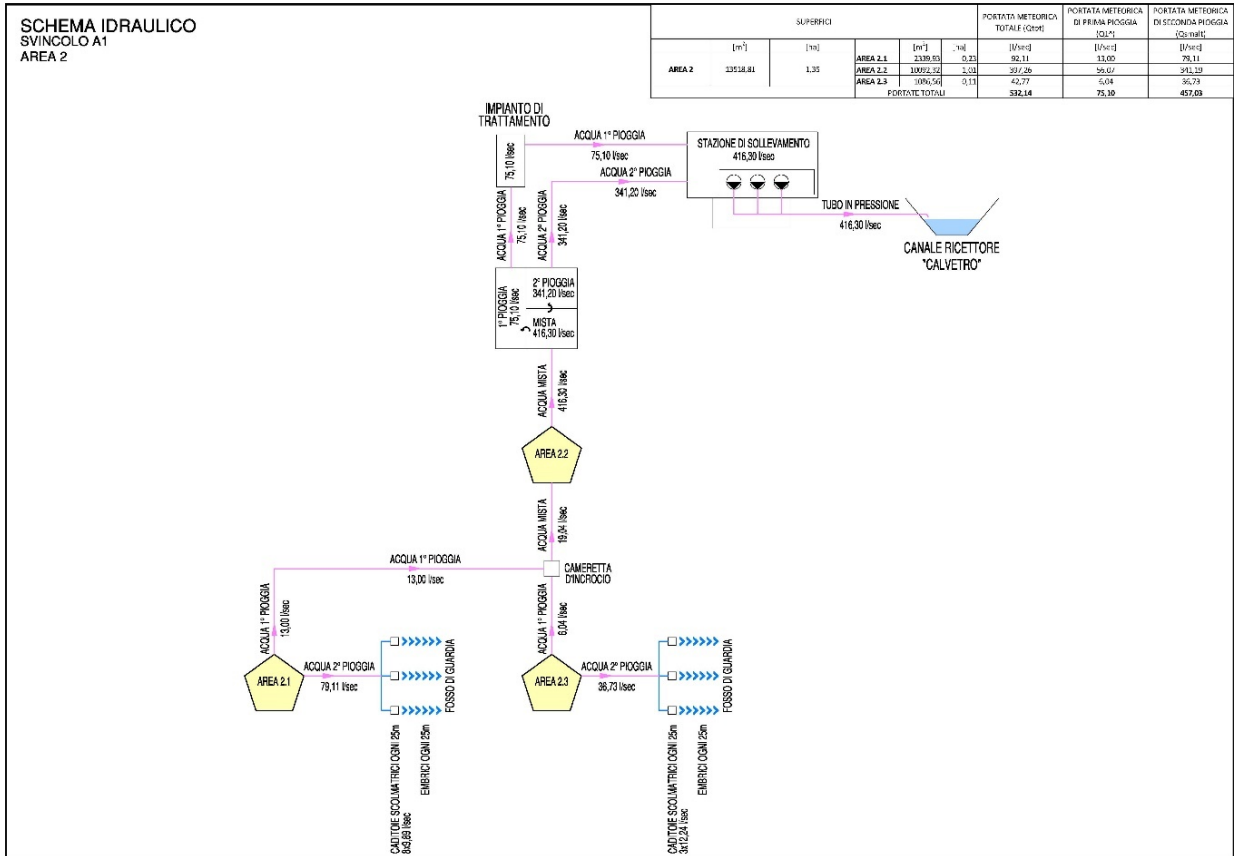
Nel seguito della presente relazione viene sviluppato lo schema concettuale e teorico che caratterizza la struttura di raccolta, trattamento, sollevamento e scarico che nel complesso costituisce il sistema di raccolta delle acque di piattaforma.

In generale il sistema di raccolta è così composto:

Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-

- rete di raccolta che si sviluppa lungo la carreggiata completa di caditoie, scolmatori, embrici;
- sistemi di trattamento acque di prima pioggia;
- stazioni di sollevamento (eventuali) per lo scarico negli organi ricettori;
- condotta di scarico all'organo ricettore, in alcuni casi, in pompaggio.

A titolo indicativo e per maggiore comprensione di quanto descritto, si riporta nella figura seguente uno schema idraulico di raccolta e di adduzione di un'area tipo di raccolta (nel caso specifico l'area 2).



2 Normativa di riferimento

D.Lgs. n. 152 d.d. 03/04/2006 e ss.mm.

D.C.P. del 18-03-2009 - Appendice 1.3 "Criticità idraulica" della Relazione generale del P.T.C.P. (Piano Territoriale di coordinamento provinciale);

DGR 2112/2016 (Regione Emilia Romagna) Direttiva idraulica TESTO COORDINATO con gli adeguamenti introdotti fino alla "Variante di coordinamento PAI-PGRA".

2.1 Aspetti tecnici

In Italia tutta la materia relativa al disinquinamento delle acque è regolamentata dal D.Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni.

Tale Legge prevede che le acque possano essere scaricate in fognatura pubblica o nei corpi d'acqua superficiali e, in base alla natura del corpo finale recipiente, debbono essere rispettati certi limiti dei parametri previsti per la tipologia delle acque trattate.

Alcune Regioni in base alle indicazioni previste dal D. Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni, hanno fissato dei criteri di dimensionamento da utilizzare nella moderna pianificazione fognaria privilegiando al massimo soluzioni di salvaguardia dell'ambiente.

Attualmente, a livello Europeo, la vecchia normativa DIN 1999 è stata sostituita dalle nuove norme EN 858-1 e EN 858-2 che stabiliscono i criteri dimensionali per la progettazione dei sistemi di disoleazione degli impianti per il trattamento delle acque di scarico provenienti da officine meccaniche, stazioni di rifornimento carburante, autolavaggi, autorimesse, demolitori d'auto e, più in generale, da tutte le superfici impermeabilizzate (coperte e scoperte).

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici sulla piattaforma autostradale e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti. Si constata comunque che dai dati ad oggi disponibili le concentrazioni degli inquinanti contenuti nelle acque di prima pioggia possono variare sensibilmente dal contesto specifico e sono difficilmente correlabili ai principali fattori quali possono essere il traffico, i mezzi che la percorrono, i materiali utilizzati per la realizzazione della viabilità ecc. Nello spirito del Dlgs152/2006 che demanda alle regioni la stesura di adeguate norme, si è scelto di dimensionare gli impianti di trattamento in modo da trattenerne sensibilmente i consueti inquinanti presenti sulla sede stradale e di seguito elencati:

- SS (Solidi Sospesi)
- Idrocarburi
- Cu
- Pb
- Zn

Come dimostrato da numerosi studi e come riportato "Nelle linee guida per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione vigenti si sono rilevate correlazioni positive, altamente significative, fra le concentrazioni di Solidi Sospesi Totali (SST) e quella dei metalli pesanti (Pb, Zn, Cu), evidenziando come la maggior parte di inquinanti risulta adesa ai Solidi Sospesi Totali". La rimozione dei SST permette quindi un significativo abbattimento delle sostanze inquinanti.

3 Analisi pluviometrica

L'analisi si basa sull'acquisizione dei parametri "a" ed "n" che definiscono le curve di possibilità pluviometrica

$$h = a \times t^n$$

dove:

h = altezza precipitazione in mm

t = durata della precipitazione ore

Nella generalità dei casi affrontati nel progetto generale tali parametri contenuti nel "Piano stralcio di assetto idrogeologico (PAI) – Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po. Tali curve sono state definite per celle, ognuna delle quali valida per specifici tratti della sezione autostradale.

Nel caso specifico tuttavia la curva di possibilità pluviometrica è stata dedotta dall'Appendice 1.3 "Criticità idraulica" della Relazione generale del P.T.C.P. (Piano Territoriale di coordinamento provinciale) approvato con la D.C.P. del 18-03-2009 che riporta diversi valori di "a" ed "n" suddivisi per precipitazioni inferiori o superiori all'ora. Nel nostro caso, avendo assunto un tempo di corrivazione – pari al tempo di precipitazione – inferiore all'ora, si assumono i seguenti valori di "a" ed "n" corrispondenti ad un Tr di 100 anni:

a= 57.60 – n= 0.3074

Come consuetudine in questo tipo di analisi viene operata una correzione ai coefficienti a ed n per ragguagliare tali parametri alla superficie del bacino imbrifero considerato. Si applica a tal proposito la formula di PUPPINI con la quale si determinano i coefficienti a' ed n' da utilizzare poi nella curva di possibilità pluviometrica.

$$a' = a * (1 - 0.084 * \frac{S}{100} + 0.007 * (\frac{S}{100})^2)$$
$$n' = n + 0.014 * \frac{A}{100}$$

con S espressa in km².

In realtà, nel caso specifico, la dimensione delle aree è tale per cui i parametri non subiscono sostanziali modifiche.

Secondo il metodo della corrivazione, la portata massima di un bacino dovuta a precipitazioni di intensità costante si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione tc.

Indicando con h l'altezza di precipitazione di durata tc e con ϕ il coefficiente di deflusso (rapporto tra l'altezza della pioggia netta he e l'altezza totale di pioggia h), nell'ipotesi che il fenomeno piovoso abbia intensità costante:

$$i = h_e / t_c = \phi h / t_c$$

la portata massima Q_{max} vale:

$$Q_{max} = \phi h S / t_c$$

avendo indicato con S la superficie totale del bacino imbrifero.

In realtà però la portata Q_{max} sarà più piccola a causa della laminazione esercitata all'interno del bacino imbrifero e per tener conto di ciò, si applicherà un coefficiente $\varepsilon < 1$ - coefficiente di laminazione - che terrà conto delle caratteristiche del bacino (superficie, pendenza dei versanti, sviluppo della rete idrografica, natura dei terreni, etc.). Si scriverà, perciò:

$$Q_{max} = \phi \varepsilon h S / t_c$$

Per quanto riguarda il valore di t_c si è considerata una precipitazione intensa della durata di 15 minuti. Com'è agevole rendersi conto la stima di ε è estremamente difficile e costituisce un ulteriore elemento di incertezza che va ad aggiungersi a quelli connessi con la valutazione di ϕ e t_c . Una indicazione sui valori da attribuire ad ε si può tuttavia avere, se si fanno alcune ipotesi circa la forma dell'onda di piena e se si ritiene che il processo con cui si attua la laminazione degli afflussi meteorici nel bacino sia descrivibile dal modello dell'invaso lineare.

A puro titolo indicativo si ricorda che da studi compiuti dal Giandotti su diversi bacini, è risultato che per bacini impermeabili di estensione dell'ordine dei 100 km², si può ammettere che le onde di piena siano sostanzialmente simmetriche rispetto al colmo e che il valore di ε sia pari a 0.80.

E' evidente tuttavia che tale assunzione non è applicabile al caso in esame, data la limitatezza delle superfici scolanti e della loro tipologia. Quindi per la determinazione della portata efficace, nel caso di interesse, sarà utilizzato invece il metodo S.C.S. (Soil Conservation Service).

Il metodo S.C.S. viene largamente usato negli USA come procedura per la ricostruzione delle piene in piccoli bacini. Le caratteristiche idrologiche del bacino vengono sintetizzate nella definizione di un unico parametro CN che individua una relazione tra la precipitazione ed il corrispondente volume di deflusso. Il metodo può essere usato per lo studio di bacini di superficie non superiore a 15 – 20 km², nei quali la risposta è più immediata e l'insieme delle caratteristiche idrologiche può essere più facilmente espresso, come valore medio, da pochi parametri.

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre rispettata la relazione:

dove:

V = volume di deflusso superficiale (mm)

P_n = pioggia netta (mm)

S = contenuto idrico massimo del suolo o infiltrazione potenziale (mm)

W = contenuto idrico del suolo (mm)

La pioggia netta (efficace, cioè quella in grado di produrre deflusso) P_n si ottiene detraendo dalla pioggia totale P (altezza di pioggia) le perdite iniziali del sistema idrologico; essa si distribuisce completamente tra volume di deflusso (V) e contenuto idrico del suolo (W):

$$P_n = P - I_a = W + V.$$

Il parametro P rappresenta l'altezza massima di pioggia ricavata dall'applicazione della relazione $h = a t^n$ dove a ed n per i diversi tempi di ritorno sono stati desunti dai dati contenuti nel Piano Territoriale di coordinamento provinciale approvato con la D.C.P. del 18-03-2009.

Le perdite iniziali (I_a), in base a riscontri sperimentali, sono correlate con il contenuto idrico massimo S del suolo mediante la relazione:

$$I_a = 0.2 \times S$$

Dove per S è verificato essere più corretto adottare valori per le perdite iniziali rientranti nell'intervallo compreso tra 5 – 10 mm.

Combinando le varie relazioni si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0.2 \times S)^2}{P + 0.8 \times S}$$

Per il calcolo del parametro S è stato introdotto un nuovo parametro CN (Curve Number) che, calcolato sulla base dei parametri geo-pedologici e vegetazionali del bacino, rappresenta l'attitudine di questo a produrre deflusso.

$$CN = 25400 / (254 + S)$$

da cui:

$$S = 25.4 \times \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Per la determinazione di CN, e del coefficiente di deflusso C , si distinguono anzitutto quattro categorie di suoli, così come di seguito riportato.

Classificazione idrogeologica dei suoli in base alle caratteristiche stratigrafiche e tessiturali dei depositi

GRUPPO A

Bassa capacità di deflusso. Suoli con elevata infiltrabilità anche quando saturi; sabbie e ghiaie profonde ben drenate. Notevole conducibilità idrica.

GRUPPO B

Suoli con moderata infiltrabilità se saturi. Discretamente drenati e profondi, tessitura medio grossa e conducibilità idrica non molto elevata.

GRUPPO C

Suoli con bassa infiltrabilità se saturi. Hanno per lo più uno strato che impedisce un movimento dell'acqua verso il basso, oppure hanno tessitura medio fine e bassa infiltrabilità e conducibilità idrica.

GRUPPO D

Capacità di deflusso elevata. Suoli con infiltrabilità ridottissima se saturi. Sono suoli ricchi di argilla con capacità rigonfianti, suoli con strati di argilla presso la superficie, suoli poco profondi su substrati impermeabili. Conducibilità idrica estremamente bassa.

Il bacino in esame, così come tutti gli altri corrispondenti alle diverse tratte, è contraddistinto da suoli impermeabili (asfalto) e quindi ascrivibili al "**Gruppo D**". Nel caso in esame, sulla base delle caratteristiche del bacino scolante (superficie stradale asfaltata) si adotta un valore **CN=98**.

Questo valore deve essere poi corretto per tenere conto del grado di saturazione del terreno all'inizio dell'evento (AMC), considerato che i valori originari sono sempre riferiti a condizioni di umidità del terreno corrispondenti al CN(II)

CN	Precipitazione P caduta nei 5 gg precedenti l'evento in esame	
	Periodo vegetativo	Riposo vegetativo
I	P<35 mm	P<13 mm
II	35 mm<P<53 mm	13 mm<P<28 mm
III	P>53 mm	P > 28 mm

Le espressioni dei valori di CN per le varie classi prima definite sono le seguenti:

CLASSE I $CN(I)=4.2*CN(II)/(10-0.058*CN(II))$

CLASSE II $CN(II)$ nel nostro caso pari a 98

CLASSE III $CN(III)=23*CN(II)/(10+0.13*CN(II))$

Applicando il metodo (SCS) sopra esposto si determina la pioggia efficace (quella cioè in grado di produrre deflusso) ed una corrispondente nuova curva di possibilità pluviometrica, relativa ad un Tr di 100 anni.

Chiamando S la superficie relativa ad ogni impianto di trattamento, si determina la portata di prima pioggia relativa a ciascun impianto, mentre per la determinazione della portata derivante dalla seconda pioggia si applicheranno le formule di seguito esposte, logica continuazione del metodo SCS prima descritto.

Dal totale della precipitazione calcolata in base ai parametri pluviometrici si separerà appunto la prima pioggia, corrispondente a 5mm distribuiti sulla piattaforma e caduti in 15 minuti.

Negli schemi idraulici che accompagnano questa relazione di inquadramento vengono pertanto riportate alcune definizioni:

1^ pioggia

2^ pioggia (la differenza tra il totale della precipitazione e la 1^ pioggia)

MISTA (il totale della precipitazione).

4 *Impianto di trattamento acque di prima pioggia*

Gli impianti di trattamento previsti soddisfano le seguenti esigenze:

- Realizzazione di un impianto di semplice costruzione, economico e con esigenze di manutenzione e di gestione, in generale, estremamente ridotte.
- Automatizzazione della funzionalità delle apparecchiature, in modo da ridurre il più possibile la manutenzione e la gestione.
- Adozione di apparecchiature di provata sperimentazione, al fine di garantire la massima affidabilità con la minima manutenzione.

Sulla base di tali considerazioni pratiche si sviluppano nel seguito gli aspetti teorici e le procedure di dimensionamento dell'impianto in parola.

In tutte le reti di fognatura bianca si registra in tempo di pioggia un afflusso di grandi quantità di sabbie e terriccio. In particolare, nelle reti di fognature non dotate di sufficiente pendenza (come nel nostro caso), le sabbie tendono ad accumularsi nei tratti dei condotti in cui le velocità del flusso risultano più ridotte. Di conseguenza, in occasione delle elevate velocità di flusso conseguenti agli eventi di precipitazione anche di non notevole intensità, le sabbie arricchiscono enormemente la fase solida delle acque in arrivo al recapito. Nel nostro caso questa modalità di funzionamento andrebbe a deteriorare innanzitutto il sistema di sollevamento che richiederebbe conseguentemente una notevole e dispendiosa manutenzione ed infine, ma non ultima, la probabilità di una eccessiva usura delle parti in movimento, quali girante delle pompe, valvole di non ritorno, saracinesche di controllo, ecc.

4.1 *Separatore liquidi leggeri*

Il separatore di liquidi leggeri, dimensionato secondo norme UNI EN 858-1 e 858-2, è composto essenzialmente da due porzioni ben distinte. La prima costituita dal *sedimentatore* (vano di defangazione) con volume dimensionato in funzione della portata in entrata (volume utile pari

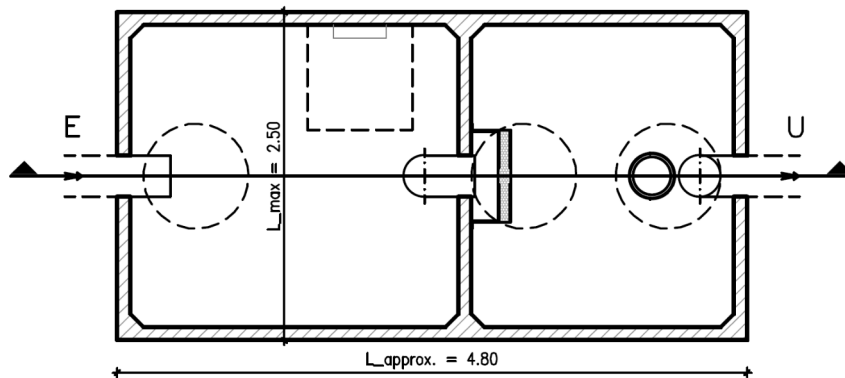
ad almeno 100 volte la portata idraulica) ed è munito di deflettore di flusso. La seconda costituita dal vano di disoleazione che è dotato di deflettori di flusso e di filtro a coalescenza di tipo poliuretano installato in cestello facilmente estraibile a ghigliottina, realizzato in polipropilene. In uscita è presente una sifonatura con dispositivo di chiusura di sicurezza a galleggiante.

Le acque di prima pioggia pervengono alla prima sezione di sedimentazione dove avviene la separazione delle particelle inquinanti più pesanti (sabbia, terriccio, etc.). Successivamente le acque raccolte attraversano la sezione di disoleazione dove avviene la separazione delle sostanze leggere non emulsionate (oli e idrocarburi). La sezione di disoleazione ha la funzione di separare le micro particelle di olio che non si scindono dall'acqua per semplice flottazione, aumentando di conseguenza il rendimento di separazione.

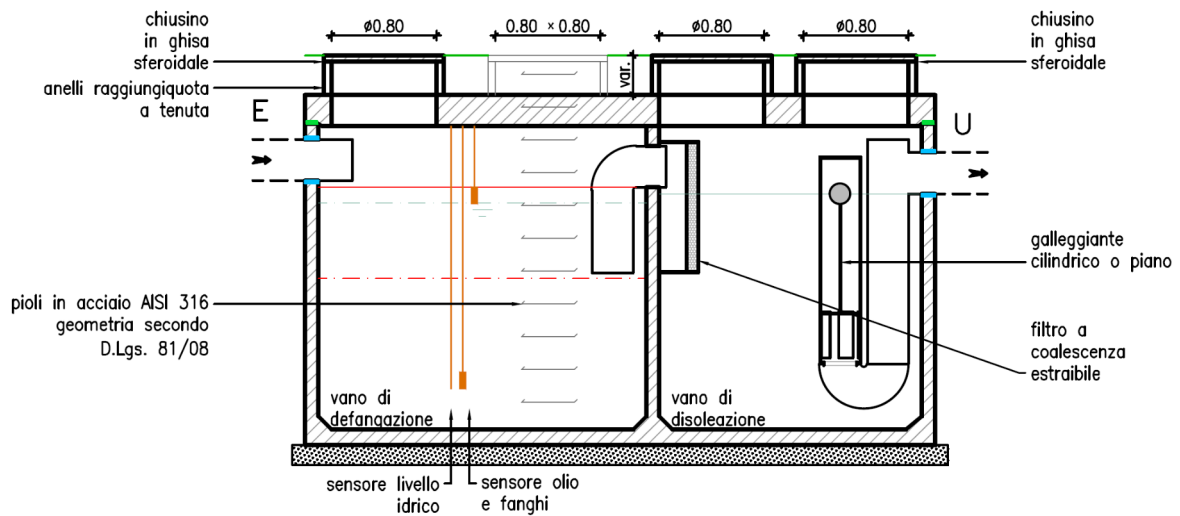
Il fenomeno fisico della coalescenza avviene in due momenti specifici: le micro particelle di olio presenti nell'acqua, che non riescono a risalire in superficie, aderiscono al materiale coalescente (fenomeno di assorbimento), unendosi tra loro aumentano di dimensioni (fenomeno di coalescenza) fino a staccarsi dal supporto del filtro a coalescenza e salire in superficie.

Il disoleatore, è munito di un dispositivo di sicurezza consistente in un galleggiante, tarato in funzione della densità dell'olio minerale previsto. Una volta che la pellicola di oli in superficie raggiunge un certo spessore, il galleggiante, opportunamente tarato per galleggiare sull'acqua (più pesante) e non sugli oli (più leggeri) scende verso il basso attivando il sensore che segnala la necessità di procedere alle operazioni di rimozione degli oli accumulati, così da evitare l'entrata in funzione della valvola automatica di chiusura e il conseguente blocco del flusso in ingresso al disoleatore. Nella figura seguente si riporta, per maggiore chiarezza, il disegno di un impianto di trattamento tipo.

PIANTA - scala 1:50



SEZIONE - scala 1:50



4.2 Criteri di dimensionamento del sedimentatore

Al fine di ridurre la componente solida scaricata dai sistemi di drenaggio per acque di pioggia possono essere installati sistemi di separazione in cui la velocità del flusso liquido da depurare viene sufficientemente ridotta, in modo da permettere una decantazione delle sabbie presenti in seno al fluido.

Il processo di sedimentazione granulare avviene per gravità, sulla particella agisce una forza verticale che è la risultante del peso della particella e della spinta del liquido.

Ammettendo per semplicità che la particella abbia forma sferica, per cui $V/A = 2/3 \cdot d$ (essendo d il diametro della particella):

$$v = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho)d}{3C_d\rho}}$$

Il valore del coefficiente di Newton, C_d , è legato al numero di Reynolds (Re) e varia con la forma della particella. Per corpi sferici, esso può essere espresso come:

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

Il parametro idraulico di progetto necessario è la portata massima Q_{max} uguale alla portata di punta determinata sulla base del tempo di ritorno di progetto per i sistemi di trattamento delle acque di pioggia. A seconda del rendimento di abbattimento η_{sabbie} voluto per le sabbie, è necessario conoscere la distribuzione granulometrica in un campione reale per fissare la dimensione della particella più fine che si desidera separare dalle acque di drenaggio.

A parità di portata, infatti, maggiore è la lunghezza L_{diss} della vasca e maggiore risulta lo spazio a disposizione della portata liquida per poter sedimentare le particelle solide in essa sospese. Perché una particella si separi dalla fase liquida è necessario che il tempo di sedimentazione t_{sed} sia uguale al tempo di trascinamento t che la particella impiega, assieme al flusso medio della fase liquida, a percorrere la lunghezza L_{diss} della vasca. Dal punto di vista cinematico, ciò significa che deve essere:

$$\frac{V}{V_{sed}} = \frac{L_{diss}}{H_{diss}}$$

- V è la velocità media del flusso liquido nel dissabbiatore (componente orizzontale);
- V_{sed} è la velocità di sedimentazione (componente verticale delle particelle da sedimentare)
- L_{diss} è la lunghezza utile della vasca di dissabbiatura;
- H_{diss} è l'altezza utile (del livello idrico) del dissabbiatore.

In una vasca a flusso orizzontale (e cioè con velocità di trasporto V data da un vettore orizzontale), in una sezione longitudinale si possono distinguere 4 zone. La prima di ingresso, la seconda di uscita, in cui la sedimentazione è disturbata dalla vicinanza dei dispositivi di immissione e di scarico. Un terzo comparto indicato come zona del fango, in cui si raccolgono le particelle sedimentate. Infine la quarta, di sedimentazione vera e propria, in cui la velocità di trasporto del liquido V si mantiene costante e nella sezione iniziale si ammette che la concentrazione e la distribuzione delle particelle delle diverse dimensioni sia uniforme. Detta V_{sed} la velocità di caduta che compete alle più piccole delle particelle di cui si vuole ottenere la separazione, il cammino più lungo percorso, nella zona di sedimentazione, è quello in cui una di tali particelle che inizialmente si trovi nel punto di ingresso raggiunga il termine della zona di raccolta dei fanghi. Le parti sospese, caratterizzate da dimensioni e quindi da velocità di sedimentazione uguali o maggiori, potranno raggiungere la zona del fango qualunque sia la distanza dal fondo con cui attraversano la sezione di ingresso della vasca.

Si fissa la massima velocità del flusso all'interno del dissipatore in modo da determinare, anche con la portata massima, la separazione di tutte le particelle uguali o superiori a 0,075 mm di

diametro efficace (e peso specifico relativo pari a circa 2,65). Dalle analisi sperimentali risulta ad esempio che zinco e rame aderiscono in modo nettamente maggiore alla frazione più fine del sedimento (<75 µm), ma in generale le percentuali di inquinanti associate ai solidi risultano per l'80-90% adese a particelle di particolato di dimensioni superiori a 75 µm.

<i>Tipologia</i>	<i>Granulometria (mm)</i>	<i>Tipologia</i>	<i>Granulometria (mm)</i>
Pietrischetto	>2	Sabbia finissima	0.05 – 0.10
Pietrischetto fine	1.0 – 2.0	Fanghiglia	0.01 – 0.05
Sabbia grossolana	0.50 – 1.0	Fanghiglie fini	0.005 – 0.01
Sabbia media	0.25 – 0.5	Argilla	0.001 – 0.005
Sabbia fine	0.10 – 0.25	Argilla fine	0.0001 – 0.001

NOTA: Come già accennato nei precedenti paragrafi, la rete di smaltimento potrà, nella generalità dei casi, funzionare a gravità, oppure, a seconda delle condizioni topografiche e delle relative quote altimetriche, in pressione con relativa stazione di sollevamento. Nel seguito vengono esposte le considerazioni tecniche relative a questo secondo caso. Per il caso di condotta a gravità si rimanda alla lettura del seguente paragrafo 4.

5 Pozzetto scolmatore

Tale manufatto consente di separare dal totale della portata di competenza delle singole aree, la portata in esubero da quella di prima pioggia. Tale portata (per semplicità definita di seconda pioggia) sarà scaricata nei canali di raccolta, mentre la prima pioggia, sarà addotta all'impianto di trattamento, in conformità alla normativa vigente. Il posizionamento di questo manufatto è coincidente con le piazzole attrezzate posizionate in modo opportuno lungo i diversi assi stradali che compongono lo svincolo.

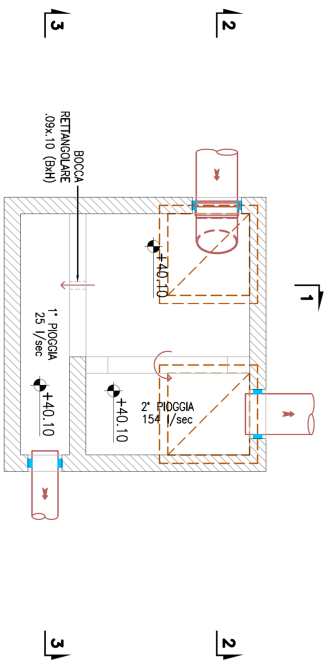
Lo schema del pozzetto scolmatore è concettualmente molto semplice dato che con un insieme di sfioratori e di bocche tarate sul fondo, opportunamente dimensionati, consente di separare i due tipi di portata.

La portata in ingresso che giunge nella vasca principale viene separata come segue: la portata di prima pioggia passa attraverso una bocca tarata rettangolare posta sul fondo della vasca mentre quella di seconda è allontanata attraverso uno sfioro a stramazzo.

Lo schema adottato è quello riportato nella figura seguente.

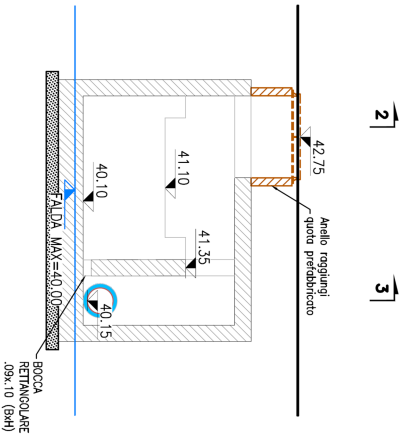
AREA 5 - PIANTA POZZETTO SCOLMATORE

scala 1:50

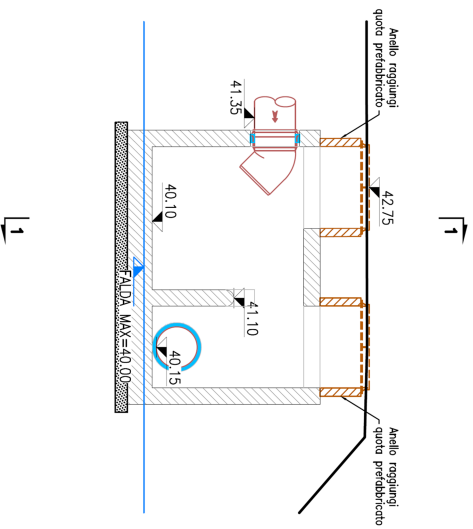


NOTE
<p>Si rimanda all'ultima tavola per le specifiche tecniche del materiale idraulico rappresentato. Per le caratteristiche dei materiali si rimanda all'elaborato specifico.</p>
<p>Giunto passanuro</p>

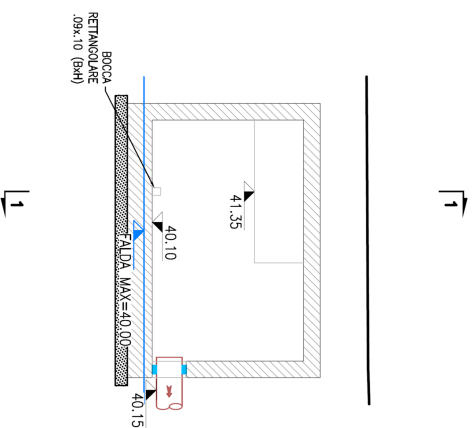
SEZIONE 1-1 scala 1:50



SEZIONE 2-2 scala 1:50



SEZIONE 3-3 scala 1:50

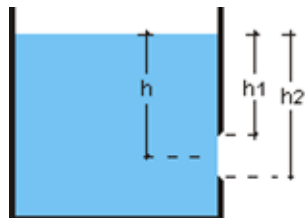


5.1 Dimensionamento idraulico degli sfioratori e delle bocche tarate sul fondo

La portata di prima pioggia, passerà sulla bocca tarata (foro rettangolare di dimensione specifica) posta sul fondo della vasca. La portata di seconda pioggia passerà invece sullo sfioratore superficiale il quale comincerà a scaricare quando il livello della vasca principale raggiungerà l'altezza dello sfioro. Il dimensionamento idraulico della bocca tarata sul fondo e dello sfioratore superficiale è condotto facendo riferimento alle note formule della foronomia, di seguito riportate.

Il calcolo della bocca tarata sul fondo è svolto considerando un battente pari alla somma dell'altezza dello sfioratore di seconda pioggia e del tirante idraulico sopra la soglia di sfioro. Lo stesso tirante è quello considerato per il calcolo dello stramazzo.

La determinazione delle portate transitanti dalla luce sul fondo rettangolare è calcolata utilizzando la formula seguente:



$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

dove:

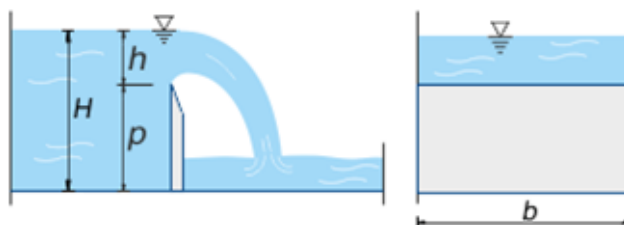
μ = coefficiente di contrazione assunto pari a 0.61

h_1 = battente sulla bocca (altezza del petto dello stramazzo + tirante d'acqua sullo stesso)

h_2 = battente sulla bocca + altezza della bocca

b = larghezza della bocca

La determinazione delle portate transitanti sulla soglia di sfioro è fatta utilizzando la formula seguente



$$Q = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot h^{3/2}$$

dove il coefficiente di contrazione μ è stato assunto pari a 0.41.

Le quote cui sono posti gli stramazzi dei vari manufatti sono riportate nelle tavole grafiche corrispondenti. Per completezza e facilità di comprensione si riportano nella tabella seguente i risultati dei calcoli svolti secondo i metodi precedentemente esposti.

*Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-*

AREA	PORTATA 1^ PIOGGIA Tr200	PORTATA 2^ PIOGGIA Tr200	TOTALE PORTATA Tr200	PETTO DELLO STRAMAZZO	BOCCA RETTANGOLARE SUL FONDO 1^ PIOGGIA			STRAMAZZO 2^ PIOGGIA			TOTALE PORTATA DI CALCOLO
					Altezza soglia dal fondo	largh	altezza	portata	largh	tirante	portata
	l/s	l/s	l/s	cm	m	m	l/s	m	m	l/s	l/s
1	24	145	169	79	0,10	0,10	25,5	1,38	0,15	145,6	171,1
2	75	341	416	92	0,27	0,10	76,9	1,60	0,24	342,0	418,9
3	52	320	372	60	0,22	0,10	52,8	1,50	0,24	320,3	373,2
4	6	38	44	80	0,05	0,05	6,3	0,66	0,10	37,9	44,2
5	25	154	179	100	0,09	0,10	25,5	1,46	0,15	154,1	179,6
6	66	252	318	60	0,29	0,10	67,9	1,55	0,20	251,8	319,7
8	20	118	138	90	0,08	0,10	21,6	1,12	0,15	118,2	139,8
10	24	108	132	50	0,12	0,10	25,1	1,03	0,15	108,7	133,8

6 Pozzetto - Caditoia

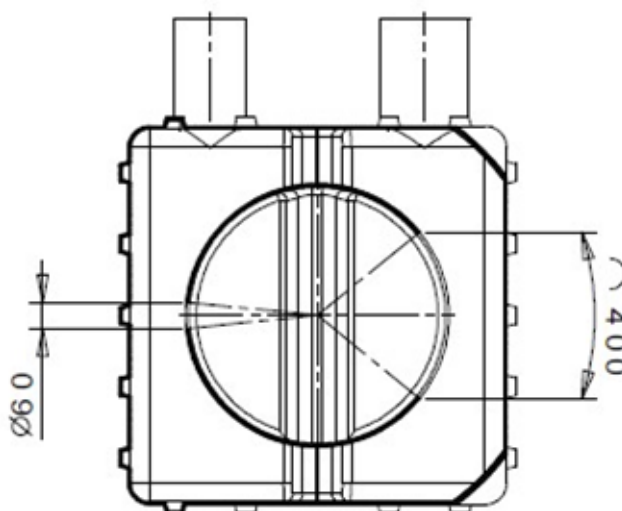
Il pozzetto caditoia che si prevede di utilizzare è stato studiato con la collaborazione di una ditta specializzata nella produzione di manufatti in P.E.A.D.

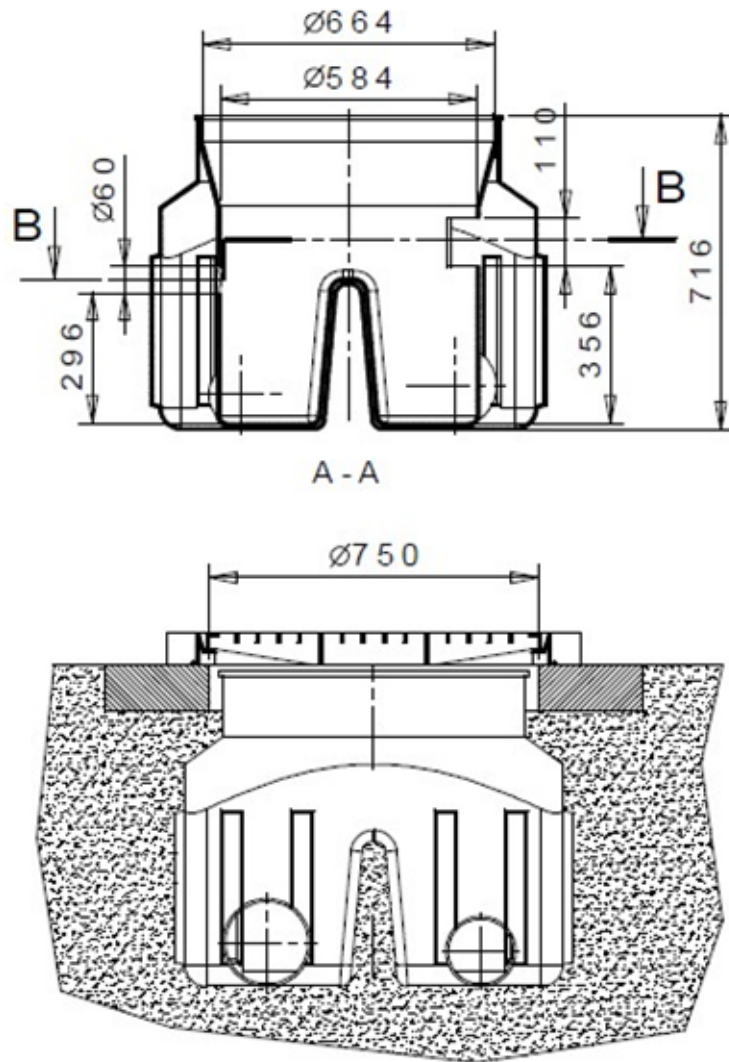
Il principio di funzionamento si basa concetto di bocca tarata e dalle conseguenti formule idrauliche della foronomia:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

In sostanza la separazione dell'acqua captata avviene attraverso due aperture contrapposte opportunamente dimensionate. La prima bocca a livello più basso (a 296 mm dal fondo e con diametro 60 mm) capta l'acqua di prima pioggia, mentre la seconda, posta a 356 mm dal fondo del pozzetto e con forma rettangolare (b x h = 400 x 110 mm), provvede a captare la seconda pioggia. Il pozzetto, di altezza complessiva (al netto della plotta in c.a.) di 716 mm presenta al centro una separazione che garantisce l'allontanamento separato delle portate.

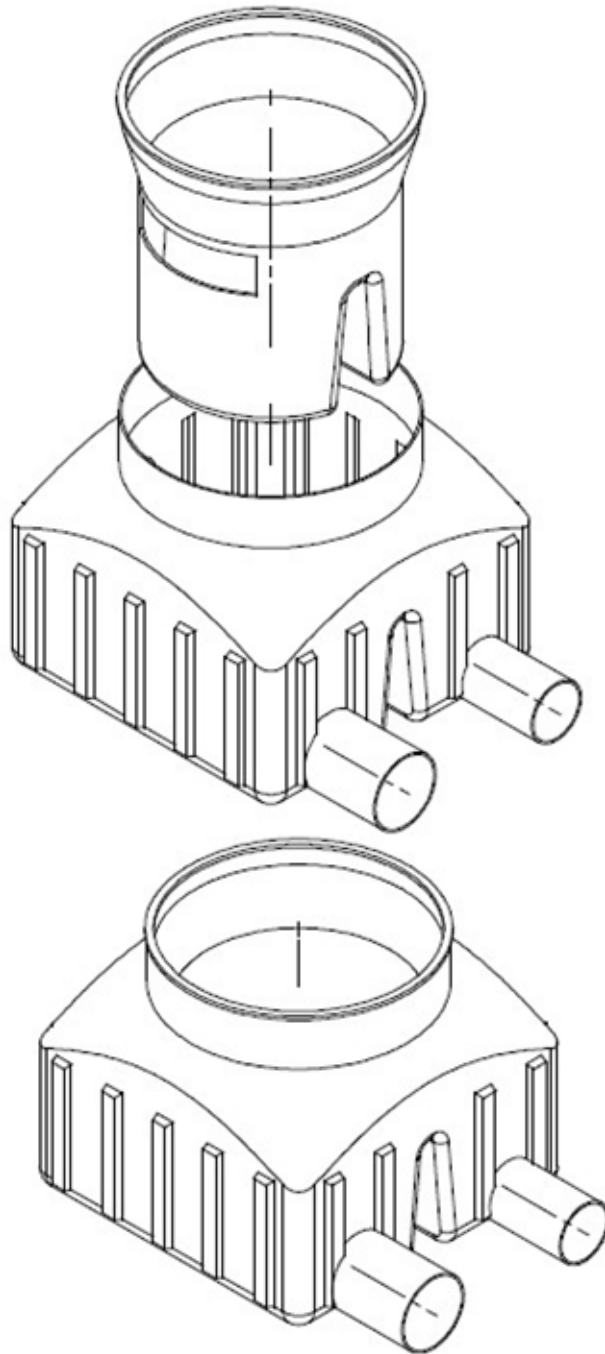
Nelle immagini seguenti è riportato il prototipo realizzato sulla base del concetto sopraesposto.





Per maggiore comodità di manutenzione e pulizia, le due bocche di cui si è detto sono realizzate in un elemento tronco – conico in polietilene che può essere sfilato dal pozzetto vero e proprio, come indicato nella figura seguente.

Il pozzetto sarà completo di plotta in c.a. per il posizionamento della griglia in ghisa, che costituisce l'elemento captante vero e proprio. Come previsto dalla buona regola dell'arte per tutti i manufatti in polietilene, l'interramento del pozzetto dovrà essere eseguito con sabbia, o sabbia mista a ghiaia, compattata.



La determinazione della pioggia efficace, è stata fatta applicando il metodo SCS partendo dai valori caratteristici di "a" ed "n" della curva di possibilità pluviometrica che è stata dedotta dall'Appendice 1.3 "Criticità idraulica" della Relazione generale del P.T.C.P. (Piano Territoriale di coordinamento provinciale) approvato con la D.C.P. del 18-03-2009 che riporta diversi valori di "a" ed "n" suddivisi per precipitazioni inferiori o superiori all'ora. Nel nostro caso, avendo assunto un tempo di corrivazione inferiore all'ora, si assumono i seguenti valori di "a" ed "n" corrispondenti ad un Tr di 100 anni:

a=57.60

n=0.3074

e calcolando poi con il metodo SCS la pioggia efficace i cui valori caratteristici sono risultati

a= 54.25 – n= 0.3074

che sono stati utilizzati poi nelle tabelle di calcolo di verifica delle tubazioni.
di 54.25 mm.

Partendo da tale valore si determina la portata totale di competenza della singola caditoia posizionata ad interasse di 25 m. La portata totale è stata calcolata per diverse larghezze pari a 20, 12, 16 m cui corrisponde la portata da smaltire di 38, 23, 30 l/s.

7 Dimensionamento delle caditoie

Nel paragrafo precedente è stata fissata la portata da smaltire dalle caditoie in circa 38, 23, 30 l/s, dipendente dalla larghezza della carreggiata.

Per poter verificare la capacità di raccolta delle griglie si deve valutare il tirante idrico al di sopra delle stesse considerando che l'acqua scorra nella "canaletta" che si crea per effetto della pendenza trasversale della piattaforma lungo la cordinata di contenimento. Il calcolo viene svolto utilizzando le formule di moto uniforme ed in particolare quella di Gauckler – Strickler di seguito riportata:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

Q = portata in m³/sec.

Ks = coefficiente di scabrezza in m^{1/3}*sec⁻¹

A = area liquida in m²

Rh = raggio idraulico in m

I_f = perdita di carico in m/m

Il calcolo è stato condotto con l'ausilio di un foglio excel considerando tre casi con pendenza trasversale diversa ed i cui risultati sono riportati nella tabella seguente.

CALCOLO PORTATA IN CUNETTA TRIANGOLARE								
	b	j	Ks	i	Q	Q	y	v
	m	adim.	m ^{1/3+s⁻¹}	adim.	mc/s	l/s	m	m/s
autostrada	2,32	0,025	70	0,0119	0,0485	48,49	0,058	0,721
rampa	1,22	0,07	70	0,0119	0,0486	48,60	0,085	0,933
autostrada	2,73	0,025	70	0,005	0,0485	48,51	0,068	0,521

Dal calcolo si deduce che la portata che si riesce a smaltire è di circa 48 l/s e quindi superiore a quella di dimensionamento. Il risultato è in linea con il metodo di Bartlett, 1981 e di Macchione e Veltri, 1988 (vedi nel seguito) che porgerebbe un valore di circa 11 cm per il velo idrico di scorrimento sulla superficie della carreggiata.

Come già detto le caditoie sono state dimensionate in modo tale da assicurare il drenaggio dell'intera portata delle acque di piattaforma, derivanti da una precipitazione di progetto con tempo di ritorno $Tr = 100$ anni. Il calcolo della portata è condotto con il metodo di Macchione e Veltri (1988), che si basa sull'espressione seguente:

$$Q_c = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0.5} \cdot \left(h - \frac{W}{\text{tg}(\theta)} \right)^{-0.5}$$

Dove:

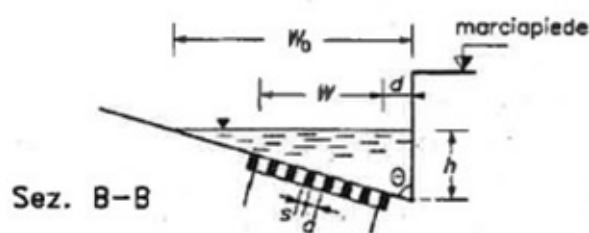
L lunghezza della caditoia

H tirante d'acqua a filo cordolo

W larghezza della caditoia

F angolo tra cunetta stradale e cordolo

Per il significato dei termini si faccia riferimento alla figura seguente.



Il calcolo è sviluppato, per i tre casi prima indicati, con l'ausilio di un foglio di calcolo i cui risultati sono riportati di seguito.

CALCOLO ALTEZZA VELO IDRICO SU PIATTAFORMA (BARTLETT, 1981, MACCHIONE E VELTRI 1988)												
pendenza longitudinale (SL)	pendenza trasversale (ST)	SF	Wf	Lp	Y	angolo orizzontale	angolo orizzontale	angolo verticale	angolo verticale	larghezza caditoia	lunghezza caditoia	Q
adim.	adim.	adim.	m	m	m	rad	° sess.	° sess.	rad	m	m	mc/s
0,04	0,025	0,047	25,00	47,17	0,12	0,025	1,433	88,567	1,545	0,7	0,7	0,041
0,04	0,025	0,047	12,00	22,64	0,08	0,025	1,433	88,567	1,545	0,7	0,7	0,025
0,04	0,025	0,047	16,00	30,19	0,10	0,025	1,433	88,567	1,545	0,7	0,7	0,030

8 Dimensionamento embrici

La verifica degli embrici viene svolta nei tre casi richiamati in precedenza con portata massima di 38 l/s.

Il funzionamento idraulico dell'embrice viene solitamente assimilato, con buona approssimazione, a quello di uno stramazzo in parete grossa. L'espressione che determina la portata fluente è la seguente:

$$h := \left(\frac{Q_{\max}}{\mu \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Nella tabella di seguito riportata si evidenzia che in base agli embrici utilizzati, con un tirante di 15 cm (contro un'altezza utile dell'embrice di 27 cm) ed una larghezza di 40 cm all'imbocco, la portata che si allontana è superiore a quella meteorica.

Calcolo embrici					
C_q	h	L	g	$Q[m^3/sec]$	$Q[l/sec]$
0,385	0,15	0,4	9,81	0,040	39,622

9 Pozzetti di ispezione

I pozzetti di ispezione saranno realizzati con tubo in polietilene alta densità (PEAD) a doppia parete (dello stesso tipo con cui si realizzeranno le condotte interrato di raccolta delle acque bianche) del diametro esterno DE 1000 mm, liscio internamente di colore azzurro e corrugato esternamente di colore nero, con classe di rigidità anulare SN 8 misurata secondo EN ISO 9969, prodotto per coestrusione continua delle due pareti in conformità al progetto di norma europea prEN 13476 per tubi strutturati in PE di tipo B (System Group – tubo magnum).

Il raggiungimento delle quote di progetto viene garantito utilizzando le prolunghie a catalogo che sono disponibili nelle misure di 250, 500, 1000 mm. I pozzetti sono poi completati con il cono di copertura superiore e con la base di appoggio di tipo sferico che presenta un'altezza di 550 mm.

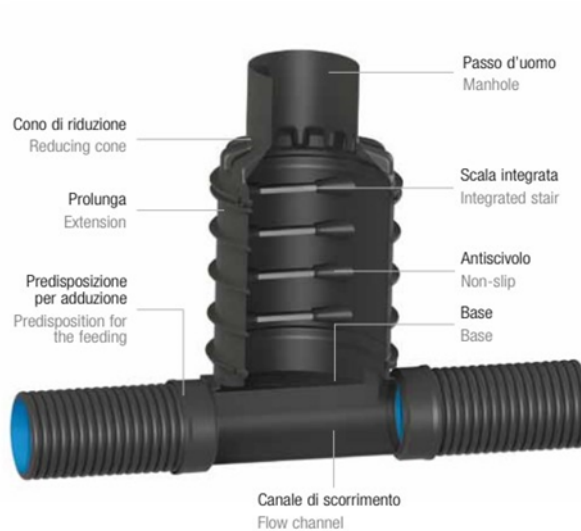
Il cono di chiusura permetterà poi la posa della plotta in cls che ospiterà il chiusino in ghisa sferoidale completo di telaio sempre in ghisa sferoidale della classe D400 secondo normativa UNI EN 124 avente resistenza di rottura maggiore di 400 kN e con passo d'uomo di 60 cm.

Tutti gli elementi del pozzetto saranno assemblati mediante una saldatura per estrusione con apporto di un cordone di materiale estruso, da parte di personale patentato secondo la norma DVS 2212 Part. 2.

In alternativa al sistema sopra descritto, il pozzetto potrà essere realizzato direttamente con la stessa tipologia di tubazioni usate per la rete di raccolta vera e propria (densità 0.930 kg/dm³ secondo ISO1183).

In entrambi i casi, il pozzetto finito dovrà garantire la resistenza a pressione statica uguale alla pressione dell'acqua in condizioni di pieno carico; per altezze superiori a 5.00 m dovrà garantire la tenuta alla pressione massima pari a 50 kPa.

Per l'ispezione il pozzetto dovrà essere predisposto di gradini composti da pioli in alluminio rivestiti in polietilene in fase di stampaggio, con interasse costante di 250 mm completi di elemento antiscivolo (vedi lo schema nella figura seguente).



Come nel caso dei pozzetti caditoia visti nei paragrafi precedenti e come previsto dalla buona regola dell'arte per tutti i manufatti in polietilene, l'interramento del pozzetto dovrà essere eseguito con sabbia, o sabbia mista a ghiaia, compattata.

10 Collegamento tubazioni in PEAD con i manufatti in c.a.

I collegamenti in entrata ed uscita dai diversi manufatti in calcestruzzo armato (pozzetti scolmatori, stazioni di sollevamento) potranno essere realizzati con l'impiego di giunti passamuro. Tali giunti possono essere realizzati da maglie flessibili in gomma EPDM unite da viti in acciaio inox; l'espansione della gomma, grazie alle piastre di compressione (solitamente in poliammide o acciaio) su entrambi i lati ed alle viti in acciaio inox AISI 316, crea una sigillatura a sandwich tra il tubo e la parete per realizzare la tenuta in maniera semplice e veloce (vedi figura seguente)



11 *Stazione di sollevamento*

La logica di funzionamento degli impianti di sollevamento assunta come impostazione generale deve essere quella di garantire sempre la miglior affidabilità e nel contempo permettere il contenimento delle spese relative alla manutenzione dei macchinari. In questa ottica quindi si è preferito non dotare gli impianti di una macchina in più per la riserva, che utilizzata solo saltuariamente avrebbe sicuramente problemi di funzionamento, ma di dimensionare gli impianti con pompe di sollevamento che lavorano a rotazione e che garantiscono nel contempo la copertura di eventuali punte legate ad eventi eccezionali e superiori a quello di dimensionamento. Evidentemente il tutto tiene conto delle curve di funzionamento delle pompe e dei rendimenti connessi al posizionamento delle portate sulle curve stesse. In generale le stazioni di sollevamento saranno quindi dotate di 3 pompe, in relazione alla necessità di ottimizzarne l'affidabilità. La terza pompa è attiva ed il suo funzionamento è limitato ai soli eventi meteo particolarmente gravosi. In questo caso, in vasca non è prevista una pompa di riserva nel caso avvenga una avaria ad una delle tre pompe di funzionamento. In queste condizioni tutte le pompe comunque lavoreranno in rotazione (relè di scambio ruoli presente sul Quadro Elettrico) in modo tale da garantire tempi di funzionamento e quindi livelli di usura comparabili per ognuna delle macchine installate.

Durante la fase di svuotamento tutte le pompe in funzione rimarranno accese fino al raggiungimento del livello di arresto (LO = soglia di arresto comune per tutte le pompe). Dopo ogni arresto dell'impianto di sollevamento e alla successiva richiesta di avviamento si avvierà per prima pompa che in precedenza era partita per seconda e via di seguito. Questa logica consente a tutte le pompe di avere circa le stesse ore di funzionamento riferito ad un determinato periodo temporale, ed inoltre il vantaggio di evitare che la pompa collegata alla soglia di intervento più alta in vasca non abbia lunghi periodi di inattività (conseguenza di serie di eventi piovosi di media entità) con possibili pericoli di bloccaggio a causa della formazione di sedimenti delle particelle solide presenti nelle acque di raccolta (vedi paragrafi inerenti la sedimentazione).

Per garantire comunque la possibilità di sostituire immediatamente la pompa che eventualmente andasse in avaria e quindi procedere alla riparazione della stessa senza ridurre la capacità di svuotamento di progetto dell'impianto sarà sufficiente tenere a magazzino alcune

pompe di scorta che potranno essere destinate per vari impianti di sollevamento che abbiano installato delle pompe della stessa grandezza.

11.1 Logica di funzionamento dell'impianto

La logica di funzionamento sarà gestita dal Quadro elettrico accoppiato ad una centralina di Telecontrollo.

La misura del livello dell'acqua in vasca viene monitorata in continuo dal sensore di livello piezoresistivo ed è sempre visionabile:

- sull'impianto attraverso il visore della centralina di telecontrollo posto sul frontale del quadro elettrico di avviamento elettromeccanico;
- in remoto con segnale inviato dalla centralina ad una unità centrale o PC dedicato.

Il settaggio di tutti i livelli di avviamento / arresto delle pompe, compreso eventuali allarmi, viene impostato sulla centralina che è in comunicazione diretta con il sensore di livello piezoresistivo:

- avviamento pompe 1/2/3 su livelli diversi;
- arresto unico per tutte le pompe in funzione;
- allarme max livello (se necessario).

Il sistema è completato da n° 2 regolatori di livello a variazione di assetto:

n°1 posto al livello minimo arresto pompe;

n°1 posto al livello massimo (soglia di avviamento della pompa n°3).

Questi regolatori di livello hanno il compito di inviare dei segnali al quadro elettrico di avviamento elettromeccanico e/o alla centralina di telecontrollo per l'automazione in emergenza delle pompe nei seguenti casi:

- avaria del sensore di livello piezoresistivo (con segnali inviati alla centralina);
- avaria della centralina di telecontrollo (con invio dei segnali al quadro elettrico).

N.B. il circuito di automazione in emergenza delle pompe riceve il segnale dal regolatore di livello posto al livello massimo. Tutte le pompe installate si avviano e per evitare che questa operazione in simultanea possa provocare un assorbimento di corrente allo spunto troppo elevato è stato predisposto l'avviamento con sequenza a scalare per mezzo di timer. Per ottimizzare il funzionamento sarà predisposto un circuito di automazione per modesti afflussi di acqua in vasca, che comanda l'avviamento di n°1 pompa tramite un segnale che riceve dal sensore di livello piezoresistivo anche in condizioni di parziale riempimento della vasca a causa di un evento meteorico di modesta entità (il livello dell'acqua non raggiunge la soglia prevista per l'avviamento della prima pompa). Il sensore non rileva variazioni di livello su una quota raggiunta entro un valore min. e max e per un tempo (timer) prefissato, ed avvia l'elettropompa.

Dalle stazioni di sollevamento si diparte poi la condotta in pompaggio che scarica l'acqua o al recapito finale o ai manufatti di scolmatori e disoleatori.

La giunzione tra la tubazione in acciaio interna alla stazione di sollevamento e la tubazione in PEAD avverrà con un giunto di transizione (cartella di collegamento) del tipo riportato in figura seguente.



A titolo di esempio si riportano nelle figure seguenti i disegni tipologici di una stazione di sollevamento tipo (pianta e sezione).

Il dimensionamento del volume di accumulo è stato sviluppato sulla base della seguente espressione:

$$V=Q*T/4$$

Dove;

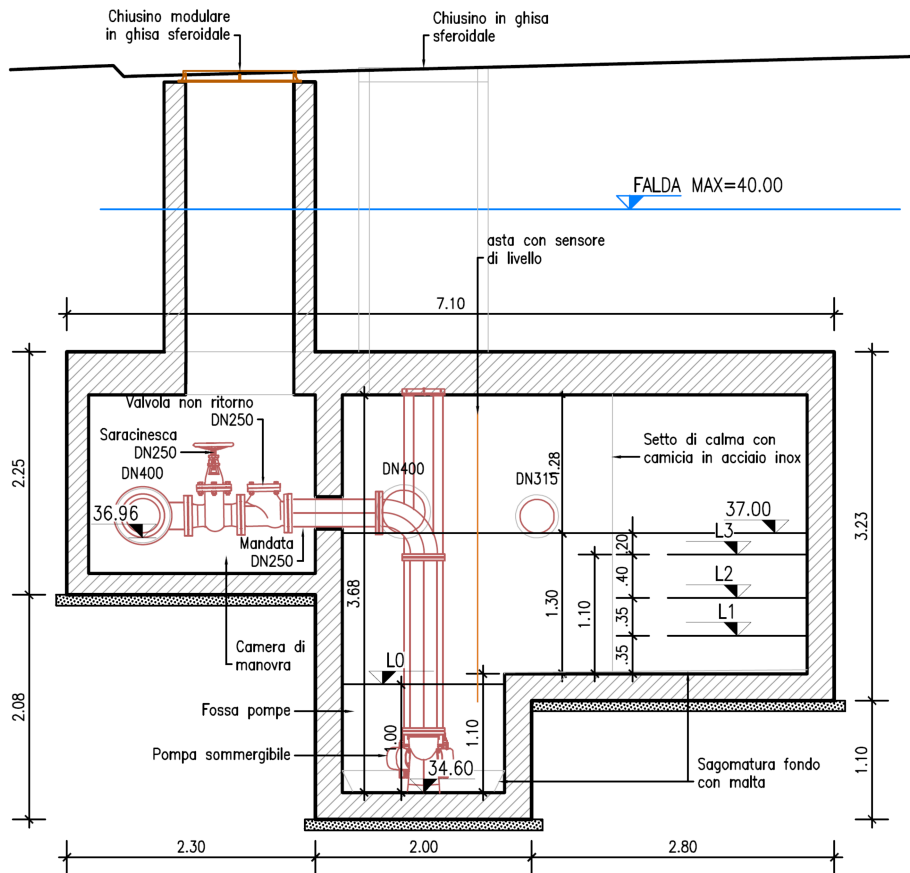
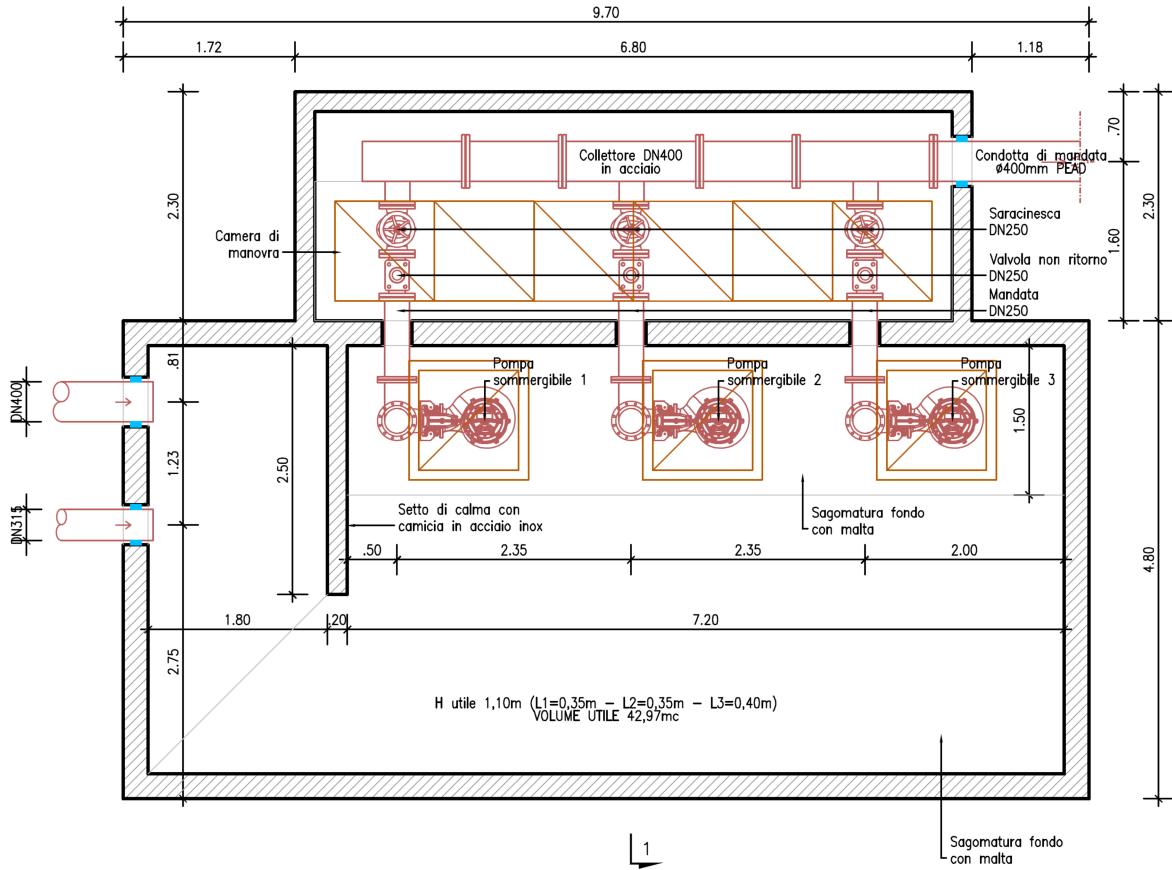
V volume in metri cubi utile di accumulo

Q portata in ingresso in m³/ora

T 1/numero di avviamento ora (fissato in n. 10)

4 numero fisso

Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-



12 Dimensionamento delle condotte

Tutte le condotte che formeranno la rete di raccolta saranno realizzate con tubazioni in HDPE per scarichi non in pressione e conformi alla norma UNI EN 13476-3, lisce internamente e corrugate esternamente con classe di rigidità SN 8 kN/mq misurata secondo la EN ISO 9969. Le tubazioni in pressione, di collegamento tra la stazione di sollevamento e gli organi ricettori, saranno realizzate con tubazioni in HDPE PE100-PFA100. Nel caso delle condotte a canaletta i diametri scelti sono quelli che consentono riempimenti inferiori al 70 % circa. Il diametro minimo sarà comunque il DN 315 esterno, indipendentemente dalle condizioni di riempimento e velocità. Per le condotte in pressione, in considerazione delle diverse lunghezze delle tubazioni e delle conseguenti perdite di carico è stato scelto un diametro tale da limitare la perdita di carico stessa e conseguentemente la prevalenza dell'impianto e l'impegno di energia richiesto. Il calcolo comunque tiene conto del fatto di garantire sempre una velocità di scorrimento tale da assicurare il trascinamento del materiale solido che eventualmente dovesse depositarsi all'interno della tubazione (>1.00 m/s).

Nella generalità dei casi, i valori ottenuti di velocità del flusso, saranno sempre compresi tra un minimo di 1m/s e 4m/s, compatibili con l'autopulizia dei tubi e non tali da attivare eccessivi fenomeni di usura delle pareti delle tubazioni.

La formula utilizzata per il calcolo della perdita di carico è quella di Gauckler – Strikler di seguito riportata:

$$Q = K_S \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

Q = portata in m³/sec.

Ks = coefficiente di scabrezza in m^{1/3}*sec⁻¹

A = area liquida in m²

Rh = raggio idraulico in m

I_f = perdita di carico in m/m

Il calcolo è stato condotto con l'ausilio di un foglio excel i cui risultati sono riportati nelle tabelle seguenti, suddivise per portate di prima pioggia e miste (totali di prima e seconda pioggia), in relazione alle modalità di raccolta dei singoli tratti.

Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-

PREDIMENSIONAMENTO SU PORTATE PRIMA PIOGGIA

AREA 1 - SVINCOLO A1																		
ASSE STRADALE	SEZIONE STRADALE	PROFILO IDRAULICO	PROGRESSIVA PROFILO IDRAULICO TUBAZIONE	PORTATA METEORICA TOTALE (Qtot)	PORTATA METEORICA DI PRIMA PIOGGIA (Q1')	PORTATA METEORICA CUMULATIVA SMAL TITA (Qsmalt)	PIOGGIA EFFICACE	LARGHEZZA MEDIA SEMICARREGGIATA	LUNGHEZZA TUBAZIONI	COEFFICIENTE DI SCABREZZA (Ks)	PENDENZA CONDOTTA	DIAMETRO DI CALCOLO	DIAMETRO COMMERCIALE	DIAMETRO INTERNO	PORTATA MASSIMA A TUBO PIENO (Qmax)	Q/Qmax	PERCENTUALE RIEMPIMENTO TUBO	MATERIALE TUBAZIONE
			[m]	[l/sec]	[l/sec]	[l/sec]	[mm]	[m]	[m]	[m ^{1/3} sec ⁻¹]	[‰]	[m]	[mm]	[mm]	[l/sec]	[mm]	[‰]	[Tipo]
1	1	AREA 10.4	165,00	53,47	22,57	30,90	54,27	8,23	165,00	90,00	3,240%	0,13	315	272,00	156,83	0,14	26,40%	PEAD PN 10
								10,07										
1	1	AREA 10.5	173,12	68,65	15,03	53,62	54,27	10,07	173,12	90,00	1,000%	0,14	315	272,00	87,13	0,17	28,23%	PEAD PN 10
								19,20										
1	1	AREA 11.1	218,78	165,38	23,34	142,04	54,26	19,20	218,78	90,00	0,480%	0,19	315	272,00	60,36	0,39	42,00%	PEAD PN 10
								11,80										
1	1	AREA 11.2	22,72	10,55	48,32	-37,76	54,26	11,80	22,72	90,00	1,000%	0,22	315	272,00	87,13	0,55	52,80%	PEAD PN 10
								11,90										
1	1	AREA 11.3	197,63	92,59	13,07	79,52	54,26	11,90	197,63	90,00	0,640%	0,15	315	272,00	69,70	0,19	29,19%	PEAD PN 10
								14,00										
1	1	AREA 11.4	276,02	152,14	21,47	130,67	54,26	14,00	276,02	90,00	0,720%	0,17	315	272,00	73,93	0,29	35,81%	PEAD PN 10
								10,76										
1	1	AREA 12.1.2	194,60	82,47	11,63	70,83	54,28	10,76	194,60	90,00	2,380%	0,11	315	272,00	134,41	0,09	22,70%	PEAD PN 10
								18,40										
1	1	AREA 12.2	155,05	112,36	15,85	96,51	54,28	18,40	155,05	90,00	0,500%	0,16	315	272,00	61,61	0,26	33,68%	PEAD PN 10

Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-

PREDIMENSIONAMENTO SU PORTATE MISTE

SVINCOLO A22-A1																		
ASSE STRADALE	SEZIONE STRADALE	PROFILO IDRAULICO	PROGRESSIVA PROFILO IDRAULICO TUBAZIONE	PORTATA METEORICA TOTALE (Qtot)	PORTATA METEORICA DI PRIMA PIOGGIA (Q1')	PORTATA METEORICA CUMULATIVA SMALTIMA (Qsmalt)	PIOGGIA EFFICACE (PTCP)	LARGHEZZA MEDIA SEMICARREGGIATI A	LUNGHEZZA TUBAZIONE	COEFFICIENTE DI SCABREZZA (Ks)	PENDENZA CONDOTTA	DIAMETRO DI CALCOLO	DIAMETRO COMMERCIALE	DIAMETRO INTERNO	PORTATA MASSIMA A TUBO PIENO (Qmax)	Q/Qmax	PERCENTUALE RIEMPIMENTO TUBO	MATERIALE TUBAZIONE
			[m]	[l/sec]	[l/sec]	[l/sec]	[mm]	[m]	[m]	[m ^{1/2} *sec ⁻¹]	[‰]	[m]	[mm]	[mm]	[l/sec]	[mm]	[‰]	[Tipo]
1	1	AREA 4.4	63,70	21,07	2,97	18,10	54,27	8,40	63,70	90,00	1,750%	0,14	315	272,00	115,26	0,18	28,89%	PEAD PN 10
1	1	AREA 5.1.1	117,00	104,89	14,81	90,09	54,24	22,78	117,00	90,00	0,570%	0,32	400	347,00	125,92	0,83	70,70%	PEAD PN 10
1	1	AREA 5.1.3	363,00	172,15	24,30	147,85	54,24	12,05	363,00	90,00	1,000%	0,33	500	433,00	301,02	0,49	48,72%	PEAD PN 10
1	1	AREA 5.2.1	205,00	99,88	14,10	85,78	54,24	12,38	205,00	90,00	1,000%	0,29	400	347,00	166,79	0,60	55,65%	PEAD PN 10
1	1	AREA 5.2.2	313,00	130,08	18,36	111,72	54,24	10,56	313,00	90,00	1,000%	0,32	400	347,00	166,79	0,78	67,29%	PEAD PN 10
1	1	SOMMAAREA 5.2.1/2	257,50	179,13	7,55	171,58	54,24	10,56	257,50	90,00	1,000%	0,36	500	433,00	301,02	0,60	55,40%	PEAD PN 10
		SCARICO		154,02					12,00	90,00	1,000%	0,34	500	433,00	301,02	0,51	50,04%	PEAD PN 10
1	1	AREA 6.2.2(P246-P251)	126,37	132,66	15,20	117,46	54,22	21,65	126,37	120,00	0,450%	0,33	400	347,00	149,18	0,89	74,32%	PEAD PN 10
1	1	AREA 6.2.2(P246-P251)	226,38	157,95	18,77	139,18	54,22	21,65	226,38	100,00	0,400%	0,39	500	433,00	211,53	0,75	65,15%	PEAD PN 10
1	1	AREA 6.2.2 (P251-SC6)	298,76	200,45	24,77	175,68	54,22	21,65	298,76	100,00	0,400%	0,42	630	535,00	371,84	0,54	51,80%	PEAD PN 10
1	1	AREA 6.3.1	81,21	26,20	3,70	22,50	54,22	8,20	81,21	90,00	1,230%	0,17	315	272,00	96,63	0,27	34,57%	PEAD PN 10
1	1	AREA 7.1.1	44,50	33,68	4,75	28,92	54,24	19,23	44,50	90,00	1,000%	0,18	315	272,00	87,13	0,33	38,49%	PEAD PN 10
1	1	AREA 7.1.3	96,00	47,04	6,64	40,40	54,24	12,45	96,00	90,00	1,830%	0,19	315	272,00	117,86	0,40	42,80%	PEAD PN 10
1	1	AREA 7.2	449,00	202,33	28,56	173,77	54,24	11,45	449,00	90,00	2,330%	0,30	500	433,00	459,49	0,38	41,46%	PEAD PN 10
1	1	AREA 7.3	50,00	50,97	7,19	43,77	54,24	25,90	50,00	90,00	1,000%	0,21	315	272,00	87,13	0,50	49,44%	PEAD PN 10
		SCARICO		95,26					12,00	90,00	1,000%	0,28	400	347,00	166,79	0,57	53,86%	PEAD PN 10
1	1	AREA 8.1.1	156,26	76,27	10,76	65,51	54,25	12,40	156,26	90,00	1,830%	0,23	315	272,00	117,86	0,65	58,75%	PEAD PN 10
1	1	AREA 8.1.2	170,17	164,23	7,61	156,62	54,25	8,05	170,17	90,00	3,210%	0,28	400	347,00	298,83	0,55	52,48%	PEAD PN 10
1	1	AREA 9.1.1	126,50	54,32	7,67	46,66	54,25	10,91	126,50	90,00	1,830%	0,19	315	272,00	117,86	0,40	42,59%	PEAD PN 10

Relazione di calcolo idraulico
-Svincolo A22/A1-

PREDIMENSIONAMENTO SU PORTATE MISTE

SVINCOLO A22-A1																		
ASSE STRADALE	SEZIONE STRADALE	PROFILO IDRAULICO	PROGRESSIVA PROFILO IDRAULICO TUBAZIONE	PORTATA METEORICA TOTALE (Qtot)	PORTATA METEORICA DI PRIMA PIOGGIA (Q1 ^a)	PORTATA METEORICA CUMULATIVA SIMULTANEA (Qsmalt)	PIOGGIA EFFICACE (PTCP)	LARGHEZZA MEDIA SEMICARREGGIAT A	LUNGHEZZA TUBAZIONE	COEFFICIENTE DI SCABREZZA (Ks)	PENDENZA CONDOTTA	DIAMETRO DI CALCOLO	DIAMETRO COMMERCIALE	DIAMETRO INTERNO	PORTATA MASSIMA A TUBO PIENO (Qmax)	Q/Qmax	PERCENTUALE RIEMPIMENTO TUBO	MATERIALE TUBAZIONE
			[m]	[l/sec]	[l/sec]	[l/sec]	[mm]	[m]	[m]	[m ^{1/3} sec ⁻¹]	[‰]	[m]	[mm]	[mm]	[l/sec]	[mm]	[‰]	[Tipo]
								13,53										
1	1	AREA 9.1.2	75,00	39,94	5,64	34,31	54,25	13,53	75,00	90,00	1,830%	0,18	315	272,00	117,86	0,34	38,93%	PEAD PN 10
								8,20										
1	1	AREA 9.4	45,53	14,70	2,07	12,62	54,25	8,20	45,53	90,00	0,080%	0,22	315	272,00	24,64	0,60	55,49%	PEAD PN 10
								10,07										
1	1	AREA 9.5.1	75,00	29,73	4,20	25,53	54,25	10,07	75,00	90,00	2,180%	0,16	315	272,00	128,64	0,23	32,00%	PEAD PN 10
								12,40										
1	1	AREA 10.1	140,38	68,54	9,67	58,87	54,27	12,40	140,38	90,00	1,000%	0,25	315	272,00	87,13	0,79	67,73%	PEAD PN 10
								12,85										
1	1	AREA 10.2	88,50	50,86	6,32	44,54	54,27	12,85	88,50	90,00	1,000%	0,22	315	272,00	87,13	0,58	54,68%	PEAD PN 10
								8,43										
1	1	AREA 10.3	85,00	79,08	3,98	75,09	54,27	8,43	85,00	90,00	1,000%	0,26	400	347,00	166,79	0,47	47,62%	PEAD PN 10
								8,23										
1	1	AREA 10.4	165,00	53,47	7,54	45,93	54,27	8,23	165,00	90,00	3,240%	0,18	315	272,00	156,83	0,34	39,06%	PEAD PN 10
								10,20										
1	1	AREA 10.6	94,28	37,87	5,34	32,52	54,27	10,20	94,28	90,00	3,240%	0,16	315	272,00	156,83	0,24	32,67%	PEAD PN 10
								19,20										
1	1	AREA 11.1	45,00	34,02	4,80	29,22	54,26	19,20	45,00	90,00	1,000%	0,19	315	272,00	87,13	0,39	42,24%	PEAD PN 10
								14,00										
1	1	AREA 11.4	60,00	33,07	4,67	28,40	54,26	14,00	60,00	90,00	1,000%	0,19	315	272,00	87,13	0,38	41,55%	PEAD PN 10
								9,01										
1	1	AREA 12.1.1	150,00	53,23	7,51	45,72	54,28	9,01	150,00	90,00	2,380%	0,19	315	272,00	134,41	0,40	42,60%	PEAD PN 10
								10,76										
1	1	AREA 12.1.2	194,60	82,47	11,63	70,83	54,28	10,76	194,60	90,00	2,380%	0,23	315	272,00	134,41	0,61	56,59%	PEAD PN 10

13 Verifica allo schiacciamento

In relazione alle condizioni di posa imposte dalle pendenze delle tubazioni nei vari tratti della rete, in alcuni casi la stessa dovrà essere posata con ricoprimenti limitati rispetto alle normali condizioni di posa. Questa situazione interessa i seguenti profili, per i quali sono indicati anche i diametri con le loro rispettive profondità di posa (sul fondo tubo):

profilo 2-1 DN 315 f. tubo h= 1.00m

profilo 6-2 DN 315 f. tubo h= 0.60m

profilo 6-2 DN 400 f. tubo h= 1.20m

profilo 8-3 DN 315 f. tubo h= 0.94m

profilo 1-2 DN 500 f. tubo h = 1.00m

Il calcolo di verifica è condotto con un software prodotto da System Group secondo il metodo di Marston – Spangler. I parametri al contorno utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

- carichi definiti secondo DIN1072
- classe HT (carico per ruota (in kN) 100
- livello di compattazione alto
- materiale di rinterro misto di ghiaia e sabbia
- deformazione massima ammessa 5 %

Le verifiche allo schiacciamento sono sviluppate per i due casi più sfavorevoli e cioè:

profilo 6-2 DN 315 f. tubo h= 0.60m

profilo 6-2 DN 400 f. tubo h= 1.20m

profilo 1-2 DN 500 f. tubo h = 1.00m

e sono riportati nelle figure seguenti.

Verifica tubo DN 315 f. tubo 0.60 m

Verifica della deformazione di una tubazione secondo il metodo di Marston-Spangler

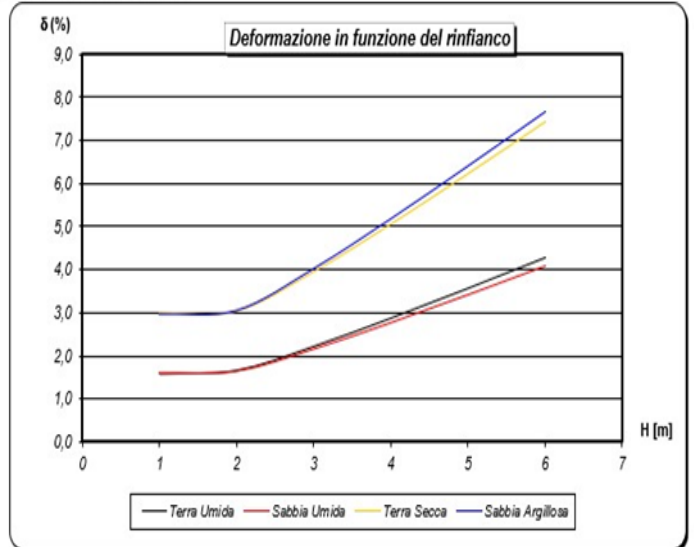
Tubazione	Ricoprimento	Falda	Compattazione	Sovraccarico statico	Sovraccarico Dinamico	RISULTATO
Corrugato DN315 SN8	0,3	H = 1,5m	Alta	No sovrac. statico	HT60 (P = 100kN/ruota)	POSITIVO

Dati dimensionali del Tubo		
Diametro esterno	DN =	315 mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8 kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000 kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato	
Dati dello scavo		
Larghezza	B =	1,000 m
Altezza sull'estradosso	H =	0,30 m
Tipologia del terreno indisturbato	Misto di cava di sabbia e ghiaia	
Tipologia del terreno di rinfianco	Misto di cava di ghiaia e ciottoli	
Peso specifico rinterro	γ _t =	20 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	33 °
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0,65
Angolo di supporto	2α =	60 °
Tipo di compattazione	Alta	
Modulo di elasticità terreno	E _t =	21000 kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	1,5 m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ _s =	16,8
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga	
Determinazione carico statico		
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0,295
Coeff. di carico statico	χ =	-1,523
Carico idrostatico	Q _{isp} =	14,715 kN/m
Sovraccarico statico	Q _{stc} =	0,000 kN/m
Carico statico	Q _{st} =	15,093 kN/m
Determinazione carico dinamico		
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60	
Carico per ruota	P =	100 kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	2,00
Tensione dinamica	σ _d =	186,080 kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	117,230 kN/m
Carico TOTALE		
Carico totale	Q =	132,323 kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0,103
Coeff. di deformazione differita	F =	1,5
Deformazione assoluta	Δd =	15,20 mm
Deformazione relativa %	δ =	4,825 %
Tubazione verificata		

Tabelle riassuntive													
Deformazione % in funzione della compattazione del rinfianco (Tabella 2)													
SN = 8													
DN	Rinfianco	H = 1 m				H = 2 m				H = 3 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
315	Sabbia umida	11,69	6,22	2,98	1,59	4,03	6,38	3,05	1,63	10,46	8,39	4,01	2,15
	Sabbia argillosa	17,10	9,77	6,21	2,97	17,57	10,04	6,39	3,05	23,15	13,23	8,42	4,02
	Terra secca	17,24	9,85	6,27	3,00	17,42	9,95	6,33	3,03	22,72	12,98	8,26	3,95
	Terra umida**	13,52	6,14	2,94	1,57	4,21	6,46	3,09	1,65	10,99	8,63	4,13	2,21
DN	Rinfianco	H = 4 m				H = 5 m				H = 6 m*			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
315	Sabbia umida	23,75	10,79	5,16	2,76	29,35	13,34	6,38	3,41	35,10	15,95	7,63	4,08
	Sabbia argillosa	29,81	17,03	10,83	5,18	36,85	21,05	13,40	6,41	44,09	25,19	15,03	7,66
	Terra secca	29,08	16,61	10,57	5,06	35,84	20,47	13,03	6,23	42,78	24,44	15,55	7,44
	Terra umida**	24,62	11,19	5,35	2,86	30,57	13,89	6,64	3,55	36,67	16,66	7,97	4,26

*Ci si è limitati ai 6 metri in quanto gli usuali escavatori operano fino a profondità nell'ordine dei 6 metri, con magisteri di sostegno via via più impegnativi e costosi a misura che aumenta con la profondità.

**Occorre sottolineare come la tipologia "Terra Umida", pur geotecnicamente adatta all'uso, può presentare pietre e materiali vari che possono mettere in crisi la tubazione.



Tipo di compattazione: **Alta**

Il fornitore e i realizzatori del presente software non assumono alcuna responsabilità diretta o indiretta sull'uso e sui risultati forniti dal programma. Resta sempre e comunque convenuto che l'utente deve verificare personalmente i risultati, per i quali si assume la piena ed esclusiva responsabilità.

Verifica tubo DN 400 f. tubo 1.20 m

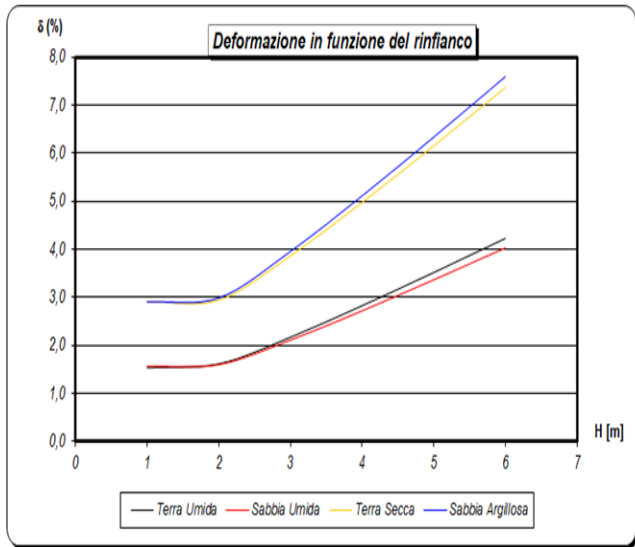
Verifica della deformazione di una tubazione secondo il metodo di Marston-Spangler						
Tubazione	Ricoprimento	Falda	Compattazione	Sovraccarico statico	Sovraccarico Dinamico	RISULTATO
Corrugato DN400 SN8	0,8	H = 1,5m	Alta	No sovrac. statico	HT60 (P = 100kN/ruota)	POSITIVO
Dati dimensionali del Tubo						
Diametro esterno	DN =	400	mm			
Rigidità circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²			
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²			
Tipo di parete	Corrugato					
Dati dello scavo						
Larghezza	B =	1,200	m			
Altezza sull'estradosso	H =	0,80	m			
Tipologia del terreno indisturbato	Misto di cava di sabbia e ghiaia					
Tipologia del terreno di rinfianco	Misto di cava di ghiaia e ciottoli					
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³			
Angolo di attrito interno	φ =	33	°			
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0,65				
Angolo di supporto	2α =	60	°			
Tipo di compattazione	Alta					
Modulo di elasticità terreno	E _t =	21000	kN/m ²			
Altezza della falda sulla tubazione	h =	1,5	m			
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16,8				
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga					
Determinazione carico statico						
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0,295				
Coeff. di carico statico	γ =	-0,654				
Carico idrostatico	Q _{idp} =	17,658	kN/m			
Sovraccarico statico	Q _{svs} =	0,000	kN/m			
Carico statico	Q _{st} =	22,138	kN/m			
Determinazione carico dinamico						
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60					
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota			
Coeff. dinamico	α =	1,38				
Tensione dinamica	σ _z =	66,695	kN/m ²			
Carico dinamico	Q _{sd} =	36,682	kN/m			
Carico TOTALE						
Carico totale	Q =	58,820	kN/m			
Coeff. di sottofondo	K =	0,103				
Coeff. di deformazione differita	F =	1,5				
Deformazione assoluta	Δd =	6,76	mm			
Deformazione relativa %	δ =	1,689	%			
Tubazione verificata						
Il fornitore e i realizzatori del presente software non assumono alcuna responsabilità diretta o indiretta sull'uso e sui risultati forniti dal programma. Resta sempre e comunque convenuto che l'utente deve verificare personalmente i risultati, per i quali si assume la piena ed esclusiva responsabilità.						

Tabelle riassuntive													
Deformazione % in funzione della compattazione del rinfianco (Tabella 2)													
SN = 8													
DN	Rinfianco	H = 1 m				H = 2 m				H = 3 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
400	Sabbia umida	13,32	6,05	2,89	1,55	13,66	6,21	2,97	1,59	18,09	8,22	3,93	2,10
	Sabbia argillosa	16,63	9,50	6,05	2,89	17,10	9,77	6,22	2,97	22,69	12,96	8,25	3,94
	Terra secca	16,78	9,58	6,10	2,92	16,96	9,69	6,16	2,95	22,25	12,71	8,09	3,87
	Terra umida**	13,15	5,97	2,86	1,53	13,84	6,29	3,01	1,61	18,61	8,46	4,05	2,16

DN	Rinfianco	H = 4 m				H = 5 m				H = 6 m*			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
400	Sabbia umida	23,38	10,62	5,08	2,72	28,98	13,17	6,30	3,37	34,73	15,78	7,55	4,04
	Sabbia argillosa	29,34	16,76	10,67	5,10	36,39	20,79	13,23	6,33	43,62	24,92	15,86	7,58
	Terra secca	28,62	16,35	10,40	4,97	35,37	20,21	12,86	6,15	42,32	24,18	15,38	7,36
	Terra umida**	24,25	11,02	5,27	2,82	30,20	13,72	6,56	3,51	36,29	16,49	7,89	4,22

*Ci si è limitati ai 6 metri in quanto gli usuali escavatori operano fino a profondità nell'ordine dei 6 metri, con magisteri di sostegno via via più impegnativi e costosi a misura che aumenta con la profondità.

**Occorre sottolineare come la tipologia "Terra Umida", pur geotecnicamente adatta all'uso, può presentare pietre e materiali vari che possono mettere in crisi la tubazione.



Tipo di compattazione: **Alta**

Verifica tubo DN 500 f. tubo 1.00 m

Verifica della deformazione di una tubazione secondo il metodo di Marston-Spangler						
Tubazione	Ricoprimento	Falda	Compattazione	Sovraccarico statico	Sovraccarico Dinamico	RISULTATO
Corrugato DN500 SN8	0,5	H = 1,5m	Alta	No sovrac. statico	HT60 (P = 100kN/ruota)	POSITIVO

Dati dimensionali del Tubo			
Diámetro estero	DN =	500	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		

Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1,300	m
Altezza sull'estradosso	H =	0,50	m
Tipologia del terreno indisturbato	Misto di cava di sabbia e ghiaia		
Tipologia del terreno di rinfianco	Misto di cava di ghiaia e ciottoli		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	33	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0,65	
Angolo di supporto	2α =	60	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	21000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	1,5	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16,8	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga		

Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0,295	
Coeff. di carico statico	χ =	-0,895	
Carico idrostatico	Q _{id} =	19,130	kN/m
Sovraccarico statico	Q _{stc} =	0,000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	21,730	kN/m

Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1,60	
Tensione dinamica	σ _z =	109,049	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	87,240	kN/m

Carico TOTALE			
Carico totale	Q =	108,969	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0,103	
Coeff. di deformazione differita	F =	1,5	
Deformazione assoluta	Δd =	12,52	mm
Deformazione relativa %	δ =	2,503	%
Tubazione verificata			

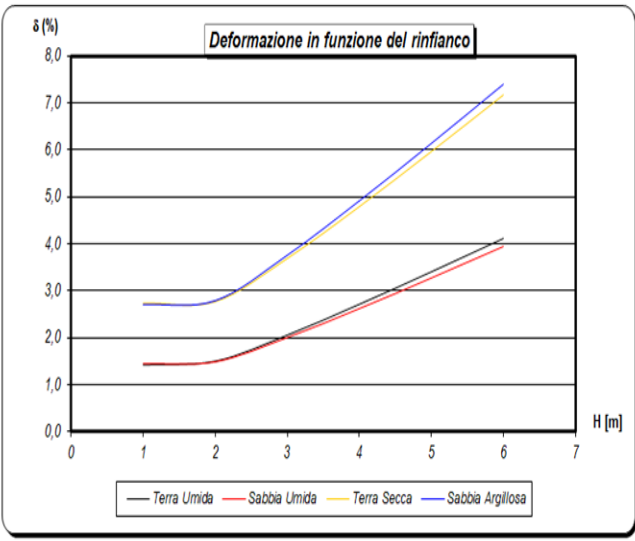
Il fornitore e i realizzatori del presente software non assumono alcuna responsabilità diretta o indiretta sull'uso e sui risultati forniti dal programma. Resta sempre e comunque convenuto che l'utente deve verificare personalmente i risultati, per i quali si assume la piena ed esclusiva responsabilità.

Tabelle riassuntive													
Deformazione % in funzione della compattazione del rinfianco (Tabella 2)													
SN = 8													
DN	Rinfianco	H = 1 m				H = 2 m				H = 3 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
500	Sabbia umida	12,47	5,67	2,71	1,45	12,81	5,82	2,78	1,49	17,24	7,83	3,75	2,00
	Sabbia argillosa	15,57	8,89	5,66	2,71	16,04	9,16	5,83	2,79	21,62	12,35	7,86	3,76
	Terra secca	15,71	8,97	5,71	2,73	15,89	9,08	5,78	2,76	21,19	12,10	7,70	3,68
	Terra umida**	12,30	5,59	2,67	1,43	12,98	5,90	2,82	1,51	17,76	8,07	3,86	2,06

DN	Rinfianco	H = 4 m				H = 5 m				H = 6 m*			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
500	Sabbia umida	22,53	10,24	4,90	2,62	28,13	12,78	6,11	3,27	33,88	15,40	7,36	3,94
	Sabbia argillosa	28,27	16,15	10,28	4,91	35,32	20,18	12,84	6,14	42,56	24,31	15,47	7,40
	Terra secca	27,55	15,74	10,01	4,79	34,31	19,60	12,47	5,96	41,25	23,57	15,00	7,17
	Terra umida**	23,40	10,63	5,08	2,72	29,34	13,33	6,38	3,41	35,44	16,11	7,70	4,12

*Ci si è limitati ai 6 metri in quanto gli usuali escavatori operano fino a profondità nell'ordine dei 6 metri, con magisteri di sostegno via via più impegnativi e costosi a misura che aumenta con la profondità.

**Occorre sottolineare come la tipologia "Terra Umida", pur geotecnicamente adatta all'uso, può presentare pietre e materiali vari che possono mettere in crisi la tubazione.



Tipo di compattazione: **Alta**