

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto BANCHINE
BANCHINA D - TRATTAROLI NORD
RELAZIONE IDRAULICA - BANCHINA D - TRATTAROLI NORD

file
1114-E-BAD-IDR-RT-01-1.doc

codice
1114-E-BAD-IDR-RT-01-1

scala
-

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Emissione per approvazione	M. Pasinato	C. Piccinin	L. de Angelis
1	06/12/2021	Revisione per riscontro validazione	M. Pasinato	C. Piccinin	L. de Angelis

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente



Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna

contraente generale



Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Scheldedijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

BANCHINE

Relazione idraulica - banchina D – Trattaroli Nord

06 Dicembre 2021

PROGETTISTI

RTP:  **F&M**
ingegneria

F&M
ingegneria

SISPI
engineering

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	IMPIANTI ESISTENTI	3
1.2	PREDISPOSIZIONE NUOVI IMPIANTI	4
1.2.1	DESCRIZIONE RETE ACQUE METEORICHE.....	4
1.2.2	DESCRIZIONE PREDISPOSIZIONE RETE ANTINCENDIO E ACQUA POTABILE	6
1.2.3	DESCRIZIONE PREDISPOSIZIONE IMPIANTO ELETTRICO	8
2	IMPIANTO ACQUE METEORICHE	8
2.1	IPOTESI E MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO	9
2.2	CALCOLO DELLE PORTATE	12
2.3	VERIFICA DEI COLLETTORI	13
2.4	BYPASS DURANTE LA REALIZZAZIONE	15
3	RETE ANTINCENDIO E IMPIANTI ACCESSORI	16
3.1	RETE ANTINCENDIO	16
3.2	RETE IDROPOTABILE	16
3.3	PREDISPOSIZIONE PER IMPIANTI ELETTRICI	16
4	CONCLUSIONI	17

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica impiantistica accompagna gli elaborati predisposti per la progettazione esecutiva dell'intervento denominato "Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007".

In particolare, la presente relazione illustra il dimensionamento e la verifica al livello di progettazione esecutiva per alcuni degli interventi sugli impianti previsti per la banchina Trattaroli Nord volti alla realizzazione di:

- Spostamento al di fuori dell'area di intervento strutturale dei pozzetti d'ispezione di scarico/presa a mare della vasca di prima pioggia e del sistema di pressurizzazione antincendio già esistenti sulla banchina;
- Sostituzione di una tubazione in PEAD DN 315 per la raccolta e smaltimento delle acque meteoriche nel piazzale adiacente alla banchina Lloyd, per l'allacciamento alla vasca di prima pioggia di quest'ultima; verrà installata una tubazione in PEAD DN 400 corrugato a doppia parete, mantenendo l'attuale pendenza dello 0,3%, per una lunghezza di circa 16 m
- Realizzazione di predisposizioni, tramite tubazioni in PEAD, per futura realizzazione di rete antincendio, allacciamenti per acqua potabile e impianto elettrico di banchina.

Tutti questi interventi verranno svolti contemporaneamente alle opere necessarie a garantire l'adeguamento strutturale della banchina stessa.

Questi interventi strutturali interferiscono con le reti e gli impianti attualmente presenti; le interferenze sono state pertanto valutate e si sono individuate soluzioni alternative alla semplice rimozione e ricollocamento degli impianti, che verranno descritte nelle seguenti sezioni. Si evidenzia che il progetto prevede solamente la posa di tubazioni per la predisposizione dei vari impianti, i quali saranno progettati e realizzati in una fase successiva.

1.1 IMPIANTI ESISTENTI

Gli impianti esistenti vennero realizzati contestualmente alla realizzazione della banchina, nei primi anni 2000. Questi sono costituiti da:

- Rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche: composta da tubazioni secondarie di diametro $\Phi 200$ in PVC che dalle caditoie scaricano in pozzetti d'ispezione. Successivamente, una rete primaria con tubazioni di diametro variabile da $\Phi 400$ a $\Phi 630$ in PEAD corrugato a doppia parete che collega i diversi pozzetti e fa confluire le acque piovane nella vasca di prima pioggia, la quale successivamente recapita le acque al canale Candiano tramite tubazioni in PEAD corrugato a doppia parete con diametri variabili da $\Phi 700$ a $\Phi 1000$. Questi scarichi sono provvisti di pozzetti d'ispezione di dimensioni 250x200 cm e profondità di 3,8 m. I pozzetti d'ispezione saranno oggetto d'intervento, così come la tubazione che scarica le portate verso la banchina Lloyd. La restante parte della rete, compresa la vasca di prima pioggia, non saranno interessate da modifiche tecniche rispetto alla configurazione attuale
- Linea antincendio interrata, composta da tubazioni in PEAD DN 200 PN 25, dotata di attacchi UNI 125 F per motobarca dei VV F, idranti sottosuolo UNI 70 e idrante a colonnina con attacco rapido di mandata VV F. La presente rete antincendio forma un anello di banchina, il quale dispone sul lato banchina di 4 idranti sottosuolo e 2 attacchi per motopompa, mentre sul lato interno sono presenti 3 idranti, sempre sottosuolo, in quanto non rilevabili dall'ortofoto a disposizione. Sono presenti delle valvole di sezionamento che permettono di separare la parte dell'anello lato trave di coronamento da quella retrostante. Nel 2018, è stata portata a termine la realizzazione di una nuova centrale antincendio, la quale consente di mantenere in pressione l'impianto, non solamente della banchina ma anche di un'altra sezione appositamente predisposta per dei silos di stoccaggio costruiti contestualmente a questa centrale. La centrale dispone anche di due tubazioni per la presa a mare

- Demolizione degli attuali pozzetti d'ispezione degli scarichi a mare. Verranno realizzati dei nuovi pozzetti d'ispezione di dimensioni esterne 250x200 cm, altezza esterna di 380 cm con un ricoprimento superficiale di circa 50 cm, ad una distanza di circa 12,15 m dalla loro posizione attuale verso l'entroterra. Questo spostamento permette di evitare l'interferenza con i nuovi tiranti strutturali a progetto. Di conseguenza, per ogni pozzetto, sarà necessario rimuovere 12,15 m di tubazione in PEAD DN 1000 in arrivo dall'area interna della banchina e prevedere 12,15 m aggiuntivi per ogni coppia di tubazioni PEAD DN 700 di scarico verso il canale Candiano, che saranno raccordati con gli attuali scarichi a mare che vengono mantenuti, composti per ciascun pozzetto da una coppia di tubazioni in PEAD corrugato a doppia parete DN 700 sovrapposte.

La realizzazione dei pozzetti d'ispezione e dei nuovi tratti delle tubazioni di scarico dovrà avvenire precedentemente alla realizzazione della nuova soletta strutturale in cls armato, perché gli scarichi passeranno al di sotto di quest'ultima.

Per garantire la posa dei nuovi tratti delle tubazioni DN 700 alla quota di progetto, sarà necessario rimuovere e successivamente riposizionare una caditoia e un tratto terminale di tubazione DN 200 in PVC facenti parte del sistema di raccolta delle acque di pioggia.

Per evitare risalita di acqua marina dai pozzetti d'ispezione all'interno delle tubazioni di scarico e verso le vasche di prima pioggia, dovranno essere installate sulla sezione terminale degli scarichi in PEAD DN 1000 delle valvole di non ritorno a clapet.

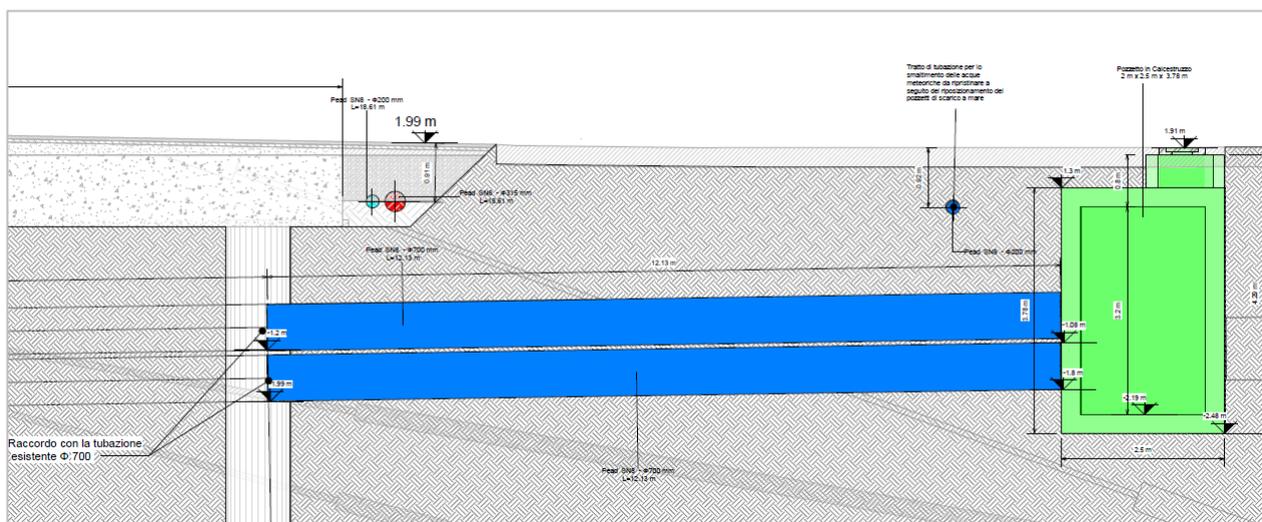


Figura 1-2 – Vista in sezione dei nuovi pozzetti d'ispezione e dei nuovi tratti di scarico a mare

I nuovi pozzetti d'ispezione degli scarichi saranno prefabbricati, del tipo autoaffondanti da interrare. Una volta raggiunta la profondità di progetto, verrà gettato il fondo con spessore di 30 cm e sarà realizzata la platea di copertura, anch'essa in cls armato di spessore 30 cm. Anche lo spessore delle pareti di questi pozzetti sarà di 30 cm. Dovrà essere realizzato un ricoprimento di 50 cm al di sopra della copertura; l'accesso dalla superficie verrà garantito inserendo delle prolunghe raggiungi quota fino a chiusino passo d'uomo in ghisa sferoidale DN 700 e di classe minima E600. Verranno previste delle scalette alla marinara per consentire l'accesso ai pozzetti in caso di manutenzione.

Le tubazioni saranno posate su un letto di sabbia spesso 10 cm, alle quali verrà realizzato un rinfiacco in magrone di calcestruzzo con un ricoprimento dalla generatrice superiore della tubazione di almeno 10 cm ed un ricoprimento totale di almeno 50 cm.

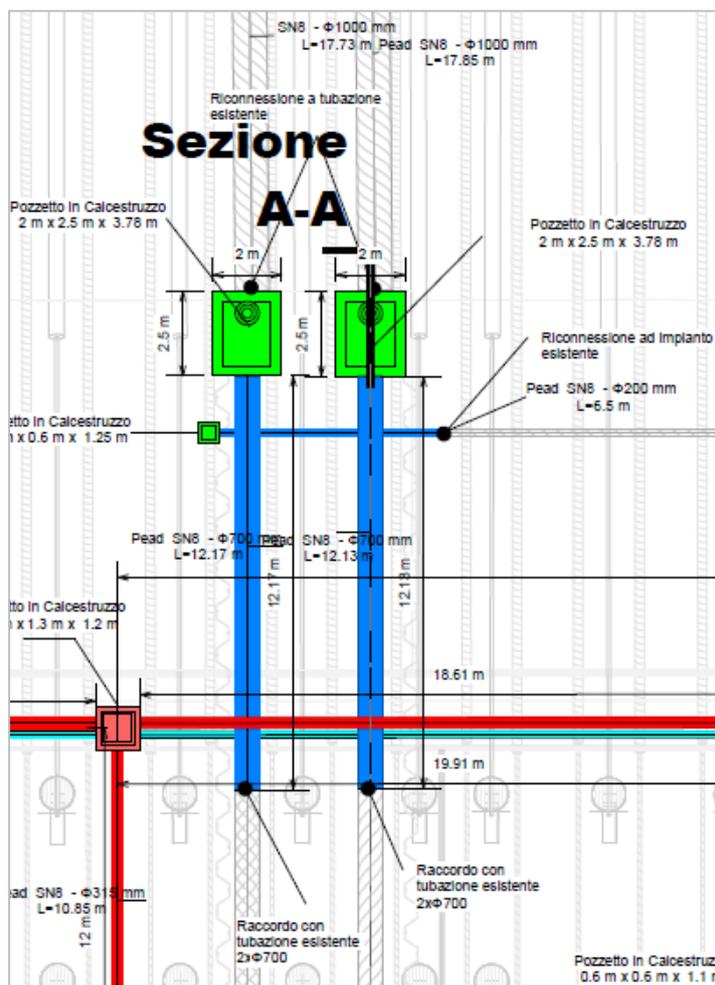


Figura 1-3 – Vista planimetrica dei nuovi pozzetti d'ispezione e dei nuovi tratti di scarico a mare

1.2.2 Descrizione predisposizione rete antincendio e acqua potabile

Per consentire l'accessibilità e l'ispezionabilità di queste predisposizioni di rete, viene fatta una sostanziale modifica rispetto a quanto previsto nel progetto definitivo. Infatti, le due riserve corrono al di fuori della soletta strutturale in calcestruzzo e non sono più inglobate al suo interno. Per consentire comunque l'allacciamento alla rete di acqua potabile e il posizionamento degli idranti in prossimità della trave di coronamento, verranno realizzati, ad interasse variabile in funzione della posizione dei nuovi pali in cls trivellati, dei pozzetti di stacco dalla rete principale di dimensioni interne 100x100 cm e altezza interna 120 cm, dai quali partiranno dei tratti di rete terminali che, attraversando la soletta in cls armato, termineranno in pozzetti di dimensioni interne 60x60 cm e altezza interna 115 cm, previsti per idranti sottosuolo UNI 70 o allacciamenti alla rete idropotabile. Le tubazioni utilizzate per le predisposizioni sono le seguenti:

- Rete antincendio: tubazioni in PEAD corrugato a doppia parete DN 315 e classe di rigidità anulare SN8; il ricoprimento dalla generatrice superiore dovrà essere di almeno 80 cm, per prevenire problematiche legate al gelo. Gli stacchi terminali della rete antincendio avranno una lunghezza in direzione della trave di banchina pari a circa 11 m.
- Rete idropotabile: tubazioni in PEAD corrugato a doppia parete DN 200 e classe di rigidità anulare SN8; anche in questo caso il ricoprimento dalla generatrice superiore dovrà essere di almeno 80 cm,

per prevenire problematiche legate al gelo. Gli stacchi terminali della rete idropotabile avranno una lunghezza in direzione della trave di banchina pari a circa 9 m.

Essendo le reti a progetto parallele, i pozzetti di stacco delle diramazioni dovranno garantire un interasse massimo di 60 m tra due idranti e allo stesso modo sarà previsto un interasse massimo di 60 m tra gli stacchi per l'acqua potabile. Dai pozzetti si dirameranno dunque delle tubazioni terminali verso la trave di banchina, che attraverseranno la soletta in cls e serviranno in alternanza l'impianto acqua potabile e antincendio. I pozzetti avranno tra di loro interasse variabile tra un minimo di 9,85 m ed un massimo di 38,85 m, in grado di garantire gli interassi prescritti per ciascun impianto ed evitare le interferenze con gli interventi strutturali. Si precisa che verranno realizzati anche due pozzetti per la predisposizione di collettori UNI 125 F per attacco della motobarca dei VV F. Questi pozzetti avranno dimensioni interne 100x200 cm, altezza interna di 110 cm e verranno posizionati, così come per gli idranti sottosuolo UNI 70, ad una distanza di 12 m dalla rete principale verso la trave di banchina.

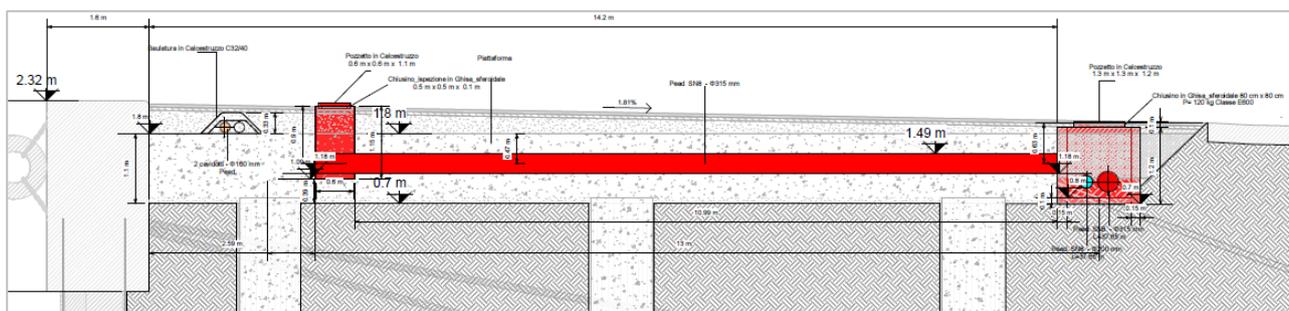


Figura 1-4 – Sezione tipo predisposizione per stacco antincendio

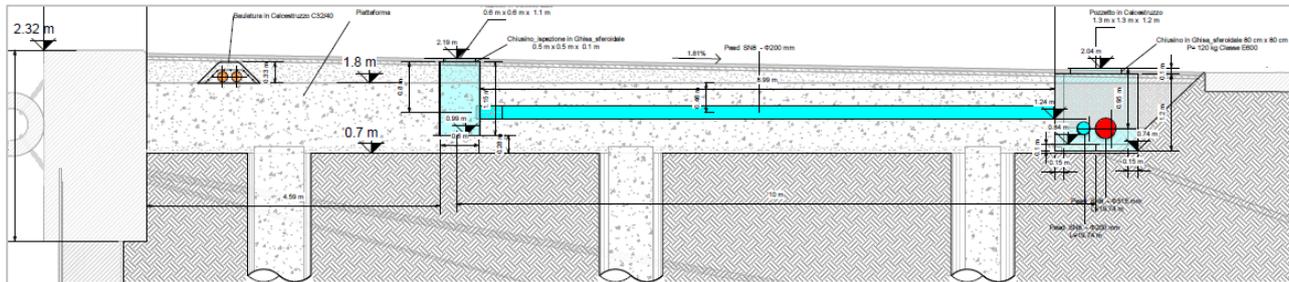


Figura 1-5 – Sezione tipo predisposizione stacco acqua potabile

Oltre all'arretramento dei pozzetti di scarico a mare, sarà necessario effettuare anche la modifica (accorciamento) delle tubazioni che da questi pozzetti prelevano l'acqua dal canale Candiano, consentendo di alimentare la centrale antincendio in caso di emergenza. Queste tubazioni sono state realizzate contestualmente alla centrale di pressurizzazione dell'impianto nel 2018: si tratta di due condotte di mandata in acciaio INOX di diametro esterno pari a 250 mm e una tubazione di scarico dell'impianto in acciaio INOX con diametro esterno di 160 mm.

Per la predisposizione di questi impianti, i pozzetti esterni alla soletta strutturale saranno prefabbricati ed avranno uno spessore di 15 cm, verranno posati su magrone in calcestruzzo spesso 10 cm. In totale verranno realizzati 13 pozzetti di questa tipologia. I pozzetti interni alla piattaforma (idranti sottosuolo, allacciamenti idropotabili, attacchi motobarca VV F) verranno invece realizzati parzialmente gettati in opera: vista la loro altezza interna di 115 cm, comporteranno la realizzazione di 'buchi' di profondità variabile in funzione della quota di superficie prevista in corrispondenza del pozzetto. Questi buchi verranno estesi fino al piano di calpestio con delle prolunghie prefabbricate di identiche dimensioni interne e spessore di 15 cm. I pozzetti di

questa tipologia in progetto sono invece 12. Per tutti i pozzetti in progetto verranno forniti chiusini in ghisa sferoidale di classe minima E600 dallo spessore di 10 cm.

Le tubazioni anche in questo caso saranno posate su un letto di sabbia di 10 cm e verrà realizzato un rinfiacco in magrone di calcestruzzo con un ricoprimento dalla generatrice superiore della tubazione di almeno 10 cm. Per le tubazioni degli stacchi verso l'interno della piattaforma dovranno invece essere previsti appositi spazi tra le armature per consentire l'inserimento delle predisposizioni prima della fase di getto della soletta in cls.

1.2.3 Descrizione predisposizione impianto elettrico

È prevista a progetto la realizzazione di un cavidotto per la predisposizione di impianti elettrici, costituito da due tubazioni parallele in PEAD corrugato a doppia parete DN 160 il cui interasse è ad una distanza di 1,3 m dalla trave di coronamento. Il cavidotto sarà dotato di pozzetti di accesso disposti ad una distanza di circa 20 m. I pozzetti previsti in progetto sono 16. Le tubazioni verranno posate al di sopra della nuova soletta strutturale in cls armato e quindi, visto il poco ricoprimento a disposizione, andranno inserite in una baulatura anch'essa in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata $\Phi 6$ passo 10 cm, che dovrà garantire un ricoprimento di almeno 15 cm dalla generatrice superiore delle tubazioni. I pozzetti saranno rettangolari e gettati in opera, in quanto poseranno direttamente sulla sottostante piattaforma strutturale in cls armato, con dimensioni interne 60x60 cm, spessore di almeno 10 cm e altezza di circa 37 cm, variabile in funzione del ricoprimento. Essendo gettati in opera, i pozzetti diverranno parte integrante della soletta strutturale. Per ogni pozzetto verrà fornito un chiusino in ghisa sferoidale di classe minima E600.

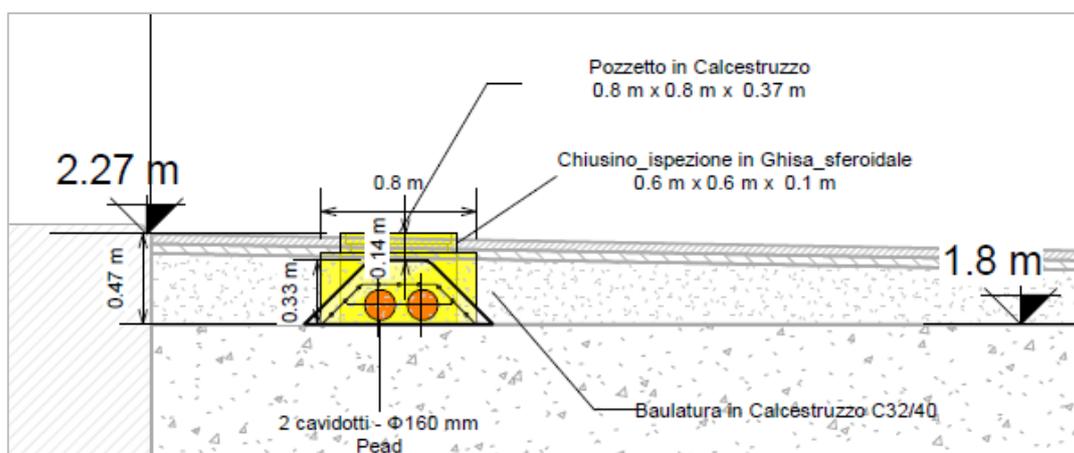


Figura 1-6 – Sezione tipo predisposizione impianto elettrico

2 IMPIANTO ACQUE METEORICHE

In questa sezione verrà illustrata la verifica di adeguatezza dell'attuale rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di banchina; in particolare, *si verificherà l'adeguatezza del collettore terminale che convoglia le acque all'attuale vasca di prima pioggia (non soggetta ad alcun tipo di intervento)*. La portata massima stimata sarà la stessa che verrà evacuata dagli scarichi a mare all'interno dei pozzetti d'ispezione, i quali sono oggetto d'intervento e verranno interamente realizzati in una nuova posizione. Inoltre, verrà successivamente effettuata la verifica del collettore che scarica le portate verso la vasca di prima pioggia della banchina Lloyd. Il calcolo è stato svolto effettuando una stima della massima precipitazione per $T_r=20$ anni a partire dai dati meteo della stazione meteorologica *Marina di Ravenna*. In seguito, viene ricavata la massima portata in ingresso al collettore fognario, utilizzando il metodo di stima cinematico o *razionale*.

2.1 IPOTESI E MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

La verifica dei collettori viene eseguita tramite il metodo cinematico lineare o metodo della corrivazione, assumendo come ipotesi di calcolo quanto segue:

- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura dello stesso;
- il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale alla intensità della pioggia caduta nel punto in un istante precedente quello del passaggio della piena del tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura;
- questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto ed invariante nel tempo.

Dalle ipotesi del modello sopra descritte ne consegue che esiste un tempo di concentrazione, t_c caratteristico del bacino, che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Aumentando la durata della precipitazione aumenterà di conseguenza l'area del bacino contribuente, fino al tempo di corrivazione, quando tutta la superficie del bacino sarà contribuente ovvero ogni goccia caduta nel bacino avrà raggiunto la sezione di chiusura.

Dato che l'intensità media di pioggia va diminuendo con l'aumentare della durata della stessa, come ampiamente dimostrato in letteratura idraulica, la portata critica per il bacino è quella risultante da una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione.

La portata al colmo della piena critica sarà pertanto valutata con la formula razionale:

$$Q = \frac{\varphi \cdot I_{cr} \cdot S}{360}$$

dove:

Q: portata al colmo di piena in m³/s

φ : coefficiente di afflusso medio del bacino;

I_{cr} : intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione t_c in mm/h;

S: superficie del bacino in ha.

Il coefficiente di afflusso rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso ed il volume totale di pioggia caduta sul bacino. Esso non è una costante del bacino ma varia da evento a evento secondo l'altezza totale di pioggia e l'iniziale stato di umidità del suolo.

Nel presente caso della banchina Trattaroli Nord il suolo è totalmente impermeabile, quindi il coefficiente di afflusso è stato considerato unitario.

La superficie di banchina scolante S è pari a circa 12250 m² (245 m x 50 m), ovvero 1,225 ha.

Per lo studio idrologico sono stati utilizzati i dati di pioggia relativi alla stazione pluviometrica di Marina di Ravenna (3 m.l.m.m.).

Il metodo Razionale, adottato per valutare la portata delle acque meteoriche da raccogliere e allontanare dalla banchina, si basa sull'elaborazione dei dati pluviometrici con il metodo statistico-probabilistico di Gumbel.

L'equazione di possibilità pluviometrica derivata dal metodo di Gumbel assume l'espressione:

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

dove:

- "h" rappresenta l'altezza di precipitazione in mm;
- "a" e "n" sono i parametri legati alle caratteristiche pluviometriche dell'area in esame, che dipendono dal Tempo di ritorno di progetto;

	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1997	22,8	41,4	45,2	48,2	66,0
1998	36,0	69,6	90,0	93,4	109,2
1999	36,0	58,6	103,8	110,2	163,8
2000	12,4	19,6	35,0	41,4	43,2
2001	28,8	50,8	50,8	50,8	54,0
2002	28,6	33,2	34,2	35,4	44,8
2003	22,0	25,0	28,8	35,0	44,4
2004	21,0	21,2	34,0	37,8	44,0
2005	20,2	31,2	48,4	85,2	135,4
2006	9,6	21,4	32,0	39,2	42,4
2007	16,2	30,4	47,4	49,4	63,6
2008	45,0	49,6	49,6	57,8	57,8
2009	15,0	24,4	41,6	58,0	67,8
2010	18,8	30,0	30,4	51,0	75,6
2011	14,8	18,6	23,2	34,0	38,8
2012	24,6	40,4	58,4	58,4	58,4
2013	41,8	72,2	78,2	92,6	107,0
2014	41,2	44,6	44,6	44,6	50,8
2015	17,8	31,2	43,2	62,4	72,4
2016	39,0	44,4	52,2	65,6	62,8

L'elaborazione statistica del campione di dati di precipitazioni di breve durata in "tabella 1" ha fornito la seguente "curva di possibilità pluviometrica" per un tempo di ritorno T_r pari a 20 anni:

$$h = a \cdot t^n = 43,03 t^{0,48}; \quad t < 1 \text{ ora};$$

dove, anche qui:

- "h" rappresenta l'altezza di precipitazione in mm
- "a" e "n" sono i parametri legati alle caratteristiche pluviometriche dell'area in esame, che dipendono dal T_r di progetto
- "t" è la durata della precipitazione in ore.

L'elaborazione del campione di dati di precipitazioni di massima intensità in "tabella 2" ha fornito la seguente "curva di possibilità pluviometrica" per un tempo di ritorno T_r pari a 20 anni:

$$h = a \cdot t^n = 46,45 t^{0,32}; \quad t > 1 \text{ ora};$$

Per una fognatura urbana il tempo di concentrazione t_c può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulicamente più lungo della rete fognaria sino alla sezione di chiusura verificata; in particolare dopo aver individuato la rete fognaria sottesa alla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione si fa riferimento a:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete ed è relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo mentre t_r è il tempo di rete relativo alla rete fognaria sottesa alla sezione considerata.

Il tempo di accesso t_a è di incerta determinazione, variando con la pendenza e la natura dell'area, la presenza e tipologia dei drenaggi minori presenti in essa nonché dell'altezza di pioggia precedente l'evento critico di progetto.

In letteratura idraulica vengono indicati valori compresi tra 5 e 15 minuti dove i valori più bassi sono riferiti alle aree di minore estensione, più attrezzate idraulicamente e con maggiore pendenza. Essendo sulla banchina Trattaroli Nord le caditoie disposte ogni 25 m, il tempo t_a è stato assunto pari a 5 minuti.

Il tempo di rete t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

dove:

L_i : lunghezza della singola canalizzazione;

V_{ui} : velocità di moto uniforme che assume la portata di piena nella singola canalizzazione. In questo caso si è assunta una velocità di progetto pari a 1 m/s.

2.2 CALCOLO DELLE PORTATE

Nel metodo di calcolo adottato, al fine di determinare le portate critiche, sono implicite le seguenti ulteriori ipotesi:

- funzionamento dei collettori autonomo, si trascurano cioè eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;
- valida l'approssimazione di deflusso in moto uniforme;
- comportamento della rete sincrono, ovvero che i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il massimo valore della portata.

Poiché all'aumentare del tempo di concentrazione aumenta la durata della pioggia critica e contemporaneamente ne diminuisce l'intensità media, l'ipotesi di sincronismo va a favore di sicurezza permettendo di considerare delle velocità maggiori delle effettive, quindi un tempo di percorrenza minore e di conseguenza anche un tempo di concentrazione minore ed infine una intensità di pioggia maggiore.

La massima portata di colmo di piena è stata calcolata, per ogni sezione, tramite una procedura iterativa così riassunta:

- Si è adottata la curva di possibilità pluviometrica relativa alla stazione di riferimento Marina di Ravenna, per precipitazioni di durata *inferiore ad un'ora* (rif. precedente Tabella 1) per il tempo di ritorno di progetto assunto pari a 20 anni
- Per ogni sezione di verifica si è determinata la superficie sottesa S ed il suo coefficiente d'afflusso medio φ . In questo caso ad ogni caditoia è stata assegnata una superficie di competenza pari a circa 625 m².
- Ad ogni ramo della rete di drenaggio si è assegnato il tempo di accesso t_a in base alle caratteristiche topografiche e di urbanizzazione dell'area servita. In questo caso pari a 300 secondi.
- Il modello calcola il tempo di rete t_r per ogni condotto, imponendo la velocità di prima approssimazione ricavata assumendo la tubazione al massimo grado di riempimento accettato dall'utente. Per questo caso il grado di riempimento massimo è stato assunto $G=0,8$ e la velocità di scorrimento imposta pari a 1 m/s.
- Viene calcolato il tempo di concentrazione/corrivazione t_c assumendolo pari alla somma dei tratti confluenti a monte del ramo considerato più il tempo di percorrenza del ramo stesso, ad esclusione dei rami iniziali della rete per i quali il tempo di corrivazione è stato assunto pari alla somma tra il tempo di accesso e quello di percorrenza. Per i casi eccezionali in cui capitati che il tempo di concentrazione dei tratti confluenti sia minore del tempo di accesso assunto per l'area parziale sottesa; il tempo di corrivazione sarà calcolato come somma del tempo di accesso e tempo di percorrenza del

tratto. In questo caso, essendo la rete composta da un'unica dorsale, il tempo di corrivazione viene calcolato molto semplicemente come somma tra tempo di accesso e tempo di percorrenza. Questo vale, per il collettore terminale della rete $t_c=520$ secondi. Il valore del tempo di corrivazione ricavato conferma la scelta di adottare la curva di possibilità pluviometrica relativa ad eventi inferiori ad un'ora.

- Noto il tempo di corrivazione si determina l'intensità media di precipitazione di durata pari a t_c e la relativa portata al colmo di piena.

Essendo la rete esistente e non soggetta ad interventi di alcun tipo, *verrà ricavata la portata massima di progetto che confluisce nella tubazione terminale della rete verso la vasca di prima pioggia, verificandone conseguentemente l'adeguatezza.*

2.3 VERIFICA DEI COLLETTORI

Il modello di calcolo, nota la portata al colmo di piena di primo tentativo, proporziona lo speco in ciascun tronco della rete con pendenza e sezione costanti e determina la velocità corrispondente in condizioni idrauliche di moto uniforme utilizzando la relazione di Chézy:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

V : velocità nel tratto in esame (m/s);

χ : parametro di resistenza al moto di Chézy ($m^{1/2}/s$);

R : raggio idraulico della sezione (m), $R = S / P$ con S la sezione di deflusso della condotta (m^2) e P il contorno bagnato della sezione (m);

i : pendenza della condotta (m/m).

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto dipende solo dalla scabrezza di parete della condotta e dal raggio idraulico, non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

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

dove K_s ($m^{1/3}/s$) è il coefficiente di scabrezza della condotta secondo Gaukler-Strickler compreso tra 10 e 200, riassunto nella seguente tabella.

Tabella 3
 Parametro di scabrezza per condotte utilizzate

Materiale	Scabrezza (G-S)
PEAD_SN8	90 $m^{1/3}/s$

Il modello di calcolo procede quindi iterativamente, adottando questo valore di velocità e ricalcolando il tempo di concentrazione (senza ricalcolare i tempi di accesso che si possono considerare costanti), l'intensità media di pioggia, la relativa portata al colmo di piena, la velocità e il tempo di rete. In caso di coincidenza delle velocità si passa alla sezione successiva di valle.

Infine, in funzione della scala di deflusso delle portate, viene calcolato il tirante idrico ed il relativo grado di riempimento nella sezione verificata e si passa al calcolo della sezione successiva di valle.

Dai calcoli effettuati per tempo di ritorno di 20 anni, si evince che l'intera rete fognaria verificata risulta avere funzionamento a pelo libero.

Nella successiva tabella si riassumono i risultati ottenuti dal procedimento di calcolo sopra descritto per il collettore terminale della rete esistente, che scarica le acque di piattaforma verso la vasca di prima pioggia; questo risulta essere il più critico per lo smaltimento delle portate meteoriche:

Tabella 4
Risultati del calcolo idraulico per la condotta terminale della rete di drenaggio piattaforma

Lunghezza rete	m	220
Pendenza rete	%	0,3
Area drenata	m ²	12250
Tempo di corrivazione	secondi	520
Intensità di pioggia massima	mm/h	117,69
Diametro collettore terminale	DN	630
Grado di riempimento massimo	%	75
Portata massima	l/s	400,46
Area bagnata massima	m ²	0,25
Raggio idraulico massimo	m	0,19
Velocità massima	m/s	1,61

Come si osserva dalla Tabella 4 soprastante, anche il tratto critico terminale della rete di drenaggio delle acque di piattaforma risulta essere verificato. A valle della vasca di prima pioggia, sono poi esistenti gli scarichi a mare in PEAD DN 1000 e i nuovi pozzetti d'ispezione, che scaricheranno in mare con due tubazioni in PEAD sovrapposte DN 700 per ciascun pozzetto.

La seguente tabella riporta invece i risultati delle verifiche effettuate per il tratto terminale di rete che andrà a scaricare le portate meteoriche verso la banchina Lloyd. Questa tubazione, prevista in PD con DN 315, è stata sostituita con una nuova tubazione in PEAD corrugato a doppia parete DN 400.

Tabella 5
Risultati del calcolo idraulico per la condotta terminale della rete che scarica verso la banchina Lloyd

Lunghezza rete	m	60
Pendenza rete	%	0,3
Area drenata	m ²	3250
Tempo di corrivazione	secondi	360
Intensità di pioggia massima	mm/h	146,89
Diametro collettore terminale	DN	400
Grado di riempimento massimo	%	83
Portata massima	l/s	132,61
Area bagnata massima	m ²	0,11

Raggio idraulico massimo	m	0,12
Velocità massima	m/s	1,2

Osservando i valori riportati nella tabella 5 soprastante, la nuova condotta in progetto con diametro maggiore risulta verificata e in grado di smaltire la portata per $T_r = 20$ anni.

2.4 BYPASS DURANTE LA REALIZZAZIONE

Per garantire la costruzione in sicurezza dei nuovi pozzetti di ispezione degli scarichi e contemporaneamente la funzionalità del sistema di fognatura in caso di eventi meteorici intensi durante le fasi di costruzione, viene previsto un sistema di bypass temporaneo degli attuali scarichi a mare.

Questo verrà realizzato installando per il tempo strettamente necessario alla realizzazione del nuovo sistema di scarico, una pompa che permetta di sollevare e scaricare direttamente a mare, tramite delle tubazioni flessibili provvisorie, la portata meteorica scaricata dalla vasca di prima pioggia.

Si assume una portata massima prevista durante le fasi di costruzione pari a circa 300 l/s, in quanto la portata massima riportata in tabella 4 (415,88 l/s) vale per un tempo di ritorno di 20 anni e risulta essere sovrastimata rispetto alla durata degli interventi previsti per questa fase realizzativa. Inoltre, si è tenuto conto di un contributo di laminazione generato dal volume della vasca di prima pioggia, che non risulta però essere noto.

La prevalenza della pompa dovrà essere di almeno 6 m, poiché il fondo dello scavo per la realizzazione dei nuovi pozzetti arriverà ad una profondità di circa 4,4 m.

Dovrà quindi essere fornito un sistema di pompaggio il cui punto di funzionamento ottimale coincida con le caratteristiche sopra descritte: portata di circa 300 l/s (1080 m³/h) e prevalenza di almeno 6 m.

Il sistema di tubazioni provvisorio potrà essere realizzato in PEAD DN 500 PN25 o altrimenti tramite un sistema di tubazioni in acciaio provvisorie collegate con giunti a bicchiere che permettano un certo grado di libertà, in modo da poter scaricare direttamente le portate in arrivo nel canale Candiano, posando le tubazioni sulla superficie di banchina.

Dal punto di vista ambientale non si riscontrano problematiche derivanti dal fatto di scaricare le acque di aggotamento direttamente a mare; nel caso queste risultassero particolarmente torbide si potrà prevedere l'installazione di una semplice vasca di decantazione, che permette di far sedimentare il materiale in sospensione senza necessità di ulteriore energia.

3 RETE ANTINCENDIO E IMPIANTI ACCESSORI

In questa sezione verranno descritti gli interventi che saranno effettuati per la predisposizione degli impianti previsti a progetto. Questi sono un anello antincendio di banchina, una rete per la fornitura di acqua potabile e un cavidotto per la posa di rete elettrica ed eventuali altri servizi.

3.1 RETE ANTINCENDIO

La predisposizione della rete ad anello antincendio di banchina è descritta dettagliatamente nel paragrafo 1.2.2. Il pre-dimensionamento della rete e dunque la verifica dell'adeguatezza della predisposizione sono riportati nell'apposita relazione impiantistica '1114-E-BAD-IDR-RT-02-0A'.

3.2 RETE IDROPOTABILE

Anche la predisposizione di questa rete è descritta dettagliatamente al paragrafo 1.2.2. Le tubazioni per la predisposizione in PEAD DN 200 risultano essere adeguate all'eventuale inserimento di tubazioni in pressione di acqua potabile. La rete che verrà realizzata, si collegherà alla rete idropotabile dell'adiacente banchina Trattaroli Sud. In corrispondenza di questo allacciamento sarà necessario prevedere un sistema di sezionamento e di misurazione delle portate prelevate dalla banchina. Si evidenzia che, essendo le reti principali posizionate all'esterno della soletta in cls per la banchina in progetto, per le banchine adiacenti dovrà essere prevista una soluzione simile a quella individuata nel presente progetto; altrimenti, dovranno essere previsti sulle banchine confinanti degli appositi pozzetti e predisposizioni per il collegamento alle reti impiantistiche della banchina Trattaroli Nord.

La rete di acqua potabile in arrivo della banchina Trattaroli Sud, in base alla documentazione disponibile, è composta da tubazioni in PEAD DN 140 PN25, la predisposizione in progetto per la Trattaroli Nord, con tubazioni in PEAD DN 200, risulta quindi essere adeguata a garantire l'eventuale estensione della rete idropotabile lungo la banchina.

Come descritto in precedenza, dalla rete principale si dirameranno degli stacchi terminali che, attraversando il solettone in cls armato, termineranno in prossimità della trave di banchina. Questi stacchi verranno realizzati all'interno degli appositi pozzetti, ma essendo le tubazioni dell'impianto antincendio e idropotabile previste affiancate, le diramazioni a T dei futuri impianti dovranno essere posizionate in verticale, evitando così interferenze tra i due impianti.

3.3 PREDISPOSIZIONE PER IMPIANTI ELETTRICI

Il cavidotto in progetto per la predisposizione di impianti elettrici è descritto dettagliatamente nel paragrafo 1.2.3. Essendo prevista una baulatura in cls armato per le tubazioni, non si ritiene necessaria una verifica a schiacciamento; si riporta che questa soluzione dovrà garantire un ricoprimento di almeno 15 cm al di sopra della generatrice superiore delle tubazioni.

4 CONCLUSIONI

Nella realizzazione temporale degli interventi impiantistici sulla banchina, bisognerà tenere in considerazione la necessità di intervenire in precedenza sull'adeguamento del sistema di scarico della rete di acque meteoriche. Infatti, i pozzetti e le tubazioni in progetto si collocano a profondità maggiori rispetto a quelle previste per gli altri impianti. In particolare, il raccordo tra le tubazioni di scarico esistenti (2 tubi in PEAD DN 700 sovrapposti) e il loro prolungamento fino alla nuova posizione dei pozzetti di ispezione, dovrà avvenire prima della realizzazione della soletta strutturale in cls armato in progetto.

Come già evidenziato in precedenza invece, per quanto riguarda le predisposizioni impiantistiche di rete antincendio e acque potabili previste a progetto, sarà necessario che lo sviluppo progettuale degli impianti delle banchine adiacenti sia effettuato in accordo con la configurazione progettuale adottata per la banchina Trattaroli Nord, altrimenti dovranno essere previsti, in corrispondenza dei confini tra le banchine, ulteriori interventi per garantire il collegamento delle reti di servizi.