

COMUNE DI TRANI



AMPLIAMENTO E GESTIONE DEL CIMITERO COMUNALE _ TRANI _ (BT) PROJECT FINANCING

SOCIETA' DI PROGETTO
PARCO DEL RICORDO TRANI S.r.l.

progettisti

capogruppo coordinatore
arch. **Sergio d'Addato**

team design

arch. **Alessandro Procacci**
arch. **Valentina Bucci**
arch. **Stefano Parente**

strutture

ing. Antonio Porcelli
ing. Domenico Vaccanio

contabilità

ing. Giuseppe Antonacci

impianti

ing. Felice Valenziano
ing. i. Stefano Farano
ing. Ilario Cellamare
ing. i. Antonio Zagaria
ing. Marianna Colamartino

PROGETTO DEFINITIVO

IF-R.01 RELAZIONE TECNICA RETE DI SMALTIMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE ACQUE METEORICHE



Indice

1. Premessa.....	2
VIABILITA' ESTERNA.....	4
2. RETE DI FOGNATURA BIANCA VIABILITA' ESTERNA.....	4
3. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA BIANCA VIABILITA' ESTERNA	4
4. CALCOLO DELLA PORTATA SOLLEVATA DALLA ZONA ANTICA DEL CIMITERO.....	9
5. DIMENSIONAMENTO COLLETTORI DI PROGETTO.....	10
6. DIMENSIONAMENTO TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE	13
7. Valutazione della portata delle acque meteoriche con curva di possibilità pluviometrica	13
7.1. Calcolo delle portate massime di afflusso agli impianti	15
7.2. Descrizione dei sistemi di trattamento utilizzati e funzionamento	16
7.3. Dimensionamento delle vasche	16
7.3.1. Verifica del dimensionamento del dissabbiatore	21
7.3.2. Verifica del dimensionamento dei disoleatori	22
VIABILITA' INTERNA AMPLIAMENTO.....	24
8. RETE DI SMALTIMENTO INTERNA	24
VIABILITA' INTERNA ESISTENTE	27
9. RETE DI SMALTIMENTO.....	27

1. Premessa

Nella presente relazione tecnica si descrivono le scelte progettuali adottate e si illustrano le metodologie di calcolo per la progettazione della rete di smaltimento e degli impianti di depurazione delle acque meteoriche di dilavamento ove sorgeranno le opere di ampliamento del Cimitero della città di Trani, delle strutture funerarie e delle infrastrutture interne ed esterne all'area cimiteriale

Esternamente è prevista la realizzazione di viabilità pubblica con dotazione di parcheggi sul versante N-E lato mare, mentre, a S-O l'area in oggetto confina con la S.S. 16 Adriatica ed in questo tratto verrà realizzato l'innesto del tratto di litoranea sulla stessa S.S. 16.

Per quanto riguarda le acque ricadenti sulla viabilità pubblica esterna al cimitero, queste verranno inviate ad un impianto di trattamento in continuo (grigliatura, dissabbiatura e disoleazione) prima di essere inviate al recapito finale. Le acque provenienti dall'interno del cimitero (ampliamento) saranno inviate ad un impianto di grigliatura e dissabbiatura per eliminare le impurità grossolane presenti nelle acque di dilavamento ricadenti all'interno del cimitero prima di essere inviate al recapito finale. Per quanto riguarda la zona antica del cimitero, sarà divisa in due aree, un'area sarà provvista di una stazione di sollevamento che permetterà di rilanciare le acque ricadenti su di essa sulla nuova viabilità esterna, mentre sulla seconda area verrà realizzata una rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche che si collegherà alla rete che verrà realizzata nella parte nuova del cimitero. Il recapito finale per tutte le acque ricadente sull'area di ampliamento (interne ed esterne) e sull'area esistente (zona antica) del Cimitero sarà rappresentato dallo smaltimento a mare previa depurazione dopo aver ottenuto apposita autorizzazione.

Punto critico della progettazione è risultata essere l'ubicazione dell'area oggetto della presente relazione, ricompresa in una quota tra i 5 e i 5,8 m s.l.m.. Ciò ha imposto che tutta la progettazione sia stata eseguita cercando di far ricadere al di sopra di tale quota tutte le opere necessarie per la realizzazione dell'ampliamento del Cimitero della città di Trani (BT).

Si evidenzia, che quanto riportato nell'elaborato in esame, è stato desunto dalle risultanze della relazione geologica di inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico preliminare del Dott. Geologo Pietro Arvizzigno.

Le planimetrie ed i profili idraulici allegati alla presente relazione illustrano in maniera dettagliata l'andamento della rete. Negli stessi elaborati sono indicati in maniera schematica tutti quegli elementi necessari per la realizzazione e gestione della rete. Gli stessi elementi vengono descritti nel seguito della presente relazione, e rappresentati su appositi elaborati grafici di progetto.

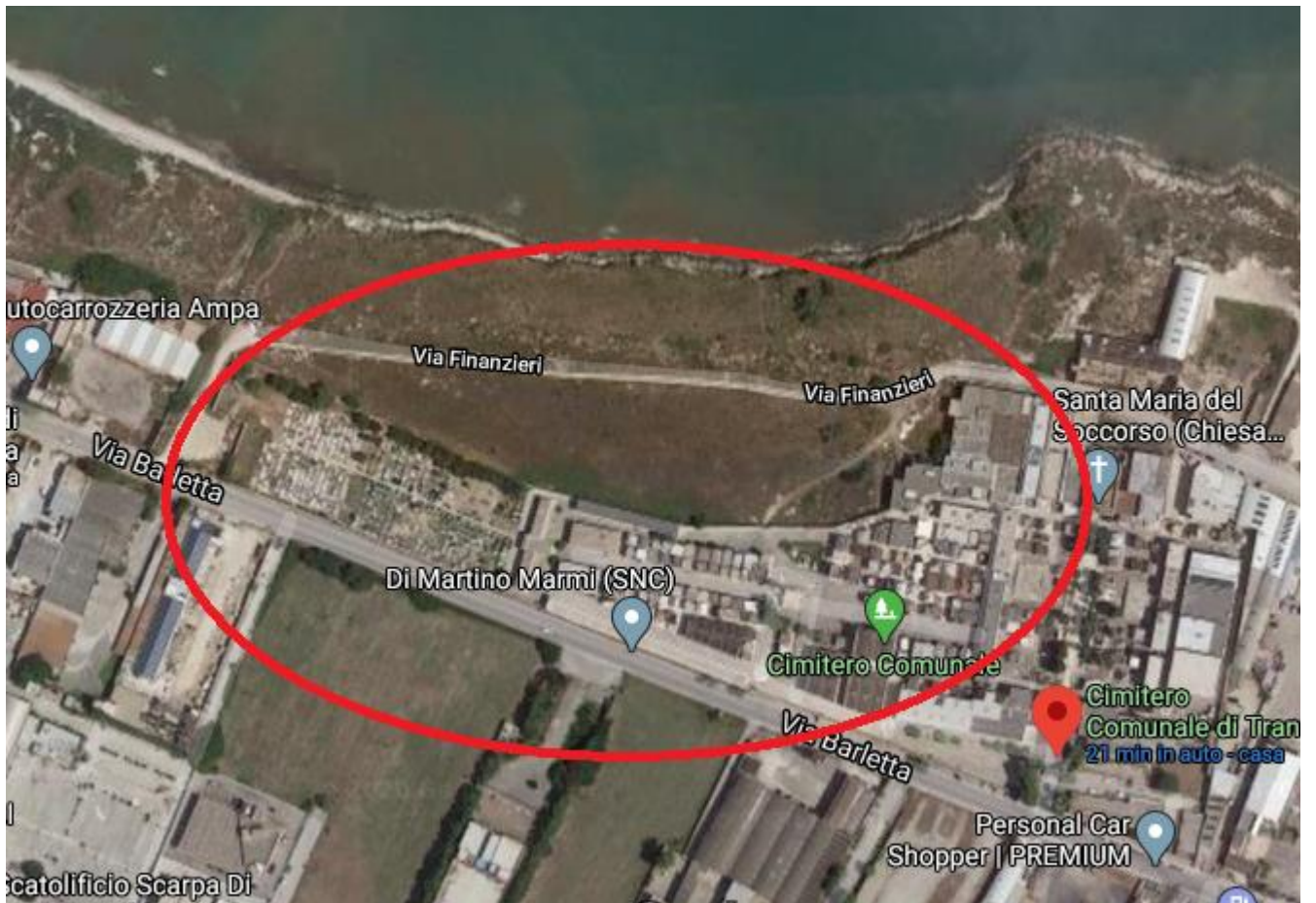


Figura 1 Area soggetta all'intervento

VIABILITA' ESTERNA

2. RETE DI FOGNATURA BIANCA VIABILITA' ESTERNA

Il presente progetto si prefigge la realizzazione della rete di collettamento e il successivo trattamento delle acque meteoriche di dilavamento ricadenti sulla viabilità pubblica esterna con dotazione di parcheggi che sarà realizzata nell'ottica dei lavori per l'ampliamento del cimitero comunale di Trani (BT).

Per i dati pluviometrici si è fatto riferimento a dati storici della stazione pluviometrica di Andria che presenta una serie cronologica di dati sufficientemente ampia.

Di seguito si procede con la descrizione delle varie fasi di progettazione.

3. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA BIANCA VIABILITA' ESTERNA

Il sistema di fognatura bianca sarà costituito da una rete principale, di circa 600 m fino all'impianto di depurazione, più 150 m di rete per lo scarico delle acque trattate a mare.

Prima dello smaltimento, conformemente a quanto previsto dalla normativa vigente, le "acque meteoriche di dilavamento" saranno sottoposte ad un trattamento rispettivamente di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione all'interno di vasche monolitica di c.a.. Il dimensionamento della fognatura bianca ha tenuto conto anche della portata d'acqua proveniente dalla zona antica del cimitero e che sarà convogliata nella nuova rete tramite una stazione di sollevamento che verrà posizionata sul viale centrale del cimitero esistente e permetterà di allontanare le acque meteoriche ricadenti in quella zona.

Per quanto concerne il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche, in prima analisi si è partiti dallo studio dell'idrologia dell'area d'interesse mediante indagine pluviometrica per la determinazione della curva di possibilità climatica e la delimitazione dei bacini idrografici.

Per i dati pluviometrici si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica di Andria, che presenta una serie cronologica di dati sufficientemente ampia, prendendo in considerazione i dati relativi alle piogge di minore durata ("precipitazioni di notevole intensità e breve durata" e "precipitazioni orarie di durata 1÷24 ore").

I parametri **a** ed **n** della espressione monomia, che esprime il legame fra le altezze di pioggia "h" e le durate "t", è stata determinata utilizzando il metodo dei minimi quadrati e, per ciascun tempo di ritorno si sono determinate due curve: la prima valida nel campo 5min-1h e la seconda nel campo di durate 1h-24h.

Nel nostro caso risulta:

$$T_r=10 \text{ anni, } h = 43,77 \times t^{0,543} \text{ per } 5\text{min} < t < 1\text{h}; \quad - \quad h = 40,31 \times t^{0,272} \text{ per } 1\text{h} < t < 24\text{h}$$

In funzione dell'andamento planimetrico dell'area servita dalla rete fognante e dei deflussi stradali si è individuato il bacino principale della rete fognante che è stato poi suddiviso in sottobacini di più piccole dimensioni ciascuno di competenza di un tronco della rete.

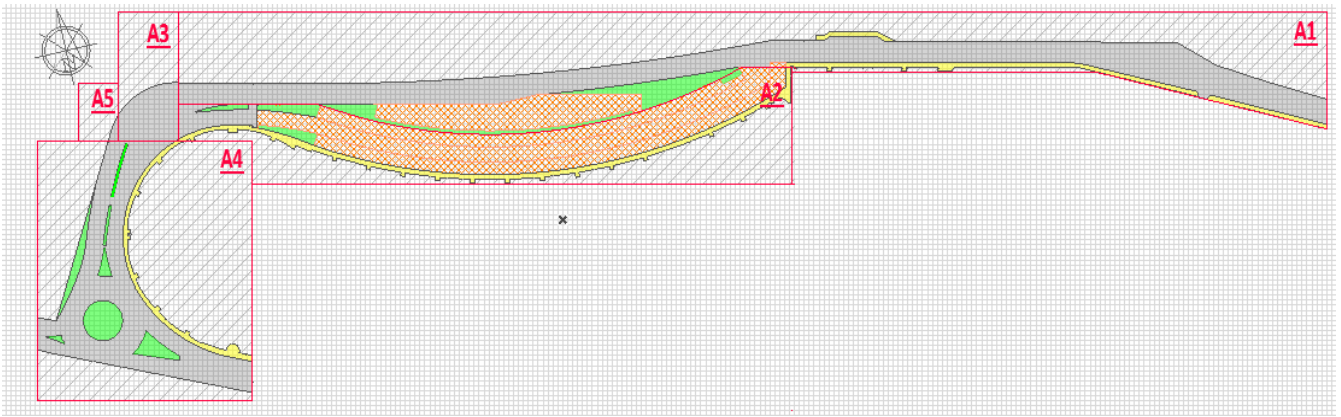


Figura 2 Sottobacini del bacino principale

Si è quindi effettuato il calcolo delle portate meteoriche affluenti alla rete sulla base dei dati di pioggia rivenienti dallo studio idrologico, per il tempo di ritorno di 10 anni, e la successiva verifica di ciascun tronco della rete con riferimento alle massime portate in grado di defluire in essa.

Per il calcolo delle portate, relative a ciascun tronco della rete, si è proceduto con il metodo cinematico o metodo della corrivazione, al quale corrisponde la seguente espressione.

$$Q_P = \ell i S / 360$$

in cui:

- Q_P = portata al colmo di piena (m^3/s);
- ℓ = valore del coefficiente d'afflusso medio del bacino;
- i = intensità di pioggia pari al tempo di concentrazione t_c (mm/h);
- S = superficie del bacino (ha).

Il tempo di corrivazione è stato calcolato utilizzando una delle formule empiriche proposte nel testo pubblicato dal Centro Studi Deflussi Urbani “Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione” edizione Hoepli.

Il tempo di corrivazione può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fino alla sezione di chiusura. In particolare, individuata la rete e i sottobacini relativi a ciascun tronco, il tempo t_c è dato dalla seguente relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

in cui t_a è il tempo di accesso alla rete (o tempo di ruscellamento superficiale) e relativo al sottobacino drenato dal condotto posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e t_r è il tempo di rete, ovvero il tempo che impiega la massima portata a percorrere la canalizzazione, nelle condizioni di moto uniforme, per giungere alle sezioni di interesse.

Il tempo di accesso della rete è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza media del bacino, della natura dello stesso e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché

dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto.

Il tempo di accesso e quello di rete sono stati calcolati utilizzando le seguenti espressioni:

$$t_{at} = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 0.5l_i}{s_i^{0.375} (a\varphi_i S_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

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

con:

- n, a = sono i parametri della curva di possibilità climatica, con a espresso in mm/h ed n numero adimensionale;
- l_i = è la massima lunghezza del flusso superficiale dell' i -esimo sottobacino ed è espresso in metri;
- s_i = è la pendenza media dell' i -esimo sottobacino;
- S^i = è la superficie dell' i -esimo sottobacino, espressa in ha;
- L_i = è la lunghezza del tratto di rete preso in considerazione ed è espresso in metri;
- V_{ui} = è la velocità di moto uniforme che assume la portata di piena in ogni singola canalizzazione, espressa in m/s.
- ℓ è il coefficiente di afflusso dato dal rapporto tra la pioggia netta e la pioggia totale; l'esperienza mostra come (Artina et al., 2008), in un singolo bacino, il valore del coefficiente d'afflusso varia, da evento ad evento, in funzione di molteplici elementi tra cui l'entità delle precipitazioni e l'umidità iniziale nel suolo; tuttavia, nel caso dei modelli di progetto, è certamente erroneo considerare il valore variabile all'interno dell'evento con il cumularsi dell'altezza di pioggia. Infatti in questo caso si verrebbe ad ignorare del tutto il fatto che detti modelli fanno riferimento a una pioggia critica che normalmente è la parte più intensa di un ampio evento meteorico, a volte molto lungo, che può portare il suolo verso condizioni di alto contenuto di umidità. Per i motivi sopra esposti, nella valutazione del coefficiente di afflusso, non si è tenuto conto dell'influenza che l'altezza di pioggia esercita su di esso e per la sua stima si è utilizzata la tabella 1 che segue proposta da Marchetti 1963 e riportata su Artina et al., 2008, in funzione delle varie tipologie urbane.

TIPOLOGIA URBANA	ρ
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70 ± 0,90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50 ± 0,70
zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25 ± 0,50
zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10 ± 0,30
prati e parchi	0,00 ± 0,25
oppure:	
TIPOLOGIA URBANA	
costruzioni dense	0,8
costruzioni spaziate	0,6
aree con grandi cortili e grandi giardini	0,5
zone a villini	0,30 ± 0,40
giardini, prati, e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0,2
parchi e boschi	0,05 ± 0,10

Tabella 1 Valori del coefficiente d'afflusso in funzione delle tipologie di suolo

Per ogni bacino si è calcolata la media pesata del coefficiente di afflusso in ragione del rapporto tra le aree di riferimento di ciascun valore e l'estensione totale del bacino scolante stesso. Nel caso di tronchi caratterizzati da altri tronchi affluenti, per ogni sezione di calcolo il coefficiente di afflusso è stato valutato come media pesata dei coefficienti d'afflusso delle singole sotto aree (S_i) in cui è stata suddivisa l'area del bacino scolante totale:

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

Quindi, i valori assegnati ai coefficienti di deflusso ℓ_i sono ottenuti attraverso una media pesata, rispetto all'area, dei coefficienti di deflusso relativi alle diverse zone che costituiscono i diversi sottobacini.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati.

TRONCO A.1									
	m ²	€		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO TRONCO A.1					
Tappeto bituminoso asfalto stradale	4.452,00	0,85		0,74			Tronco A.1		
Betonelle corsie/parcheggi	1.056,00	0,6					Tempo di accesso alla rete	259,6	Secondi
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	391,00	0,8		Pendenza	0,004		4,3	Minuti	
Terreno agrario tappeto verde	610,00	0,15					Tempo di rete	215,0	Secondi
AREA TOTALE	6.509,00							3,6	Minuti
	0,6509	ha					TEMPO DI CORRIVAZIONE	474,6	Secondi
Lunghezza Tronco A.1	430	metri						7,9	Minuti
								0,13	Ore
TRONCO A.2									
	m ²	€		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO TRONCO A.2					
Tappeto bituminoso asfalto stradale	270,00	0,85		0,62			Tronco A.2		
Betonelle corsie/parcheggi	3.194,00	0,6					Tempo di accesso alla rete	236,7	Secondi
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	590,00	0,8		Pendenza	0,004		3,9	Minuti	
Terreno agrario tappeto verde	222,00	0,15					Tempo di rete	117,5	Secondi
AREA TOTALE	4.276,00							2,0	Minuti
	0,4276	ha					TEMPO DI CORRIVAZIONE	354,2	Secondi
Lunghezza Tronco A.2	235	metri						5,9	Minuti
								0,10	Ore
TRONCO A.3									
	m ²	€		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO TRONCO A.3					
Tappeto bituminoso asfalto stradale	482,00	0,85		0,85			Tronco A.3		
Betonelle corsie/parcheggi	0,00	0,6					Tempo di accesso alla rete	94,1	Secondi
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	0,00	0,8		Pendenza	0,005		1,6	Minuti	
Terreno agrario tappeto verde	0,00	0,15					Tempo di rete	13,5	Secondi
AREA TOTALE	482,00							0,2	Minuti
	0,0482	ha					TEMPO DI CORRIVAZIONE	488,1	Secondi
Lunghezza Tronco A.3	27	metri						8,1	Minuti
								0,14	Ore
TRONCO A.4									
	m ²	€		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO TRONCO A.4					
Tappeto bituminoso asfalto stradale	2.475,00	0,85		0,74			Tronco A.4		
Betonelle corsie/parcheggi	0,00	0,6					Tempo di accesso alla rete	204,3	Secondi
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	261,00	0,8		Pendenza	0,004		3,4	Minuti	
Terreno agrario tappeto verde	477,00	0,15					Tempo di rete	50,0	Secondi
AREA TOTALE	3.213,00							0,8	Minuti
	0,3213	ha					TEMPO DI CORRIVAZIONE	254,3	Secondi
Lunghezza Tronco A.4	100	metri						4,2	Minuti
								0,07	Ore
TRONCO A.5 (AL TRATTAMENTO)									
	m ²	€		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO TRONCO A.5					
Tappeto bituminoso asfalto stradale	27,00	0,85		0,85			Tronco A.5		
Betonelle corsie/parcheggi	0,00	0,6					Tempo di accesso alla rete	39,0	Secondi
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	0,00	0,8		Pendenza	0,004		0,6	Minuti	
Terreno agrario tappeto verde	0,00	0,15					Tempo di rete	7,5	Secondi
AREA TOTALE	27,00							0,1	Minuti
	0,0027	ha					TEMPO DI CORRIVAZIONE	495,6	Secondi
Lunghezza Tronco A.5	15	metri						8,26	Minuti
								0,14	Ore

Tabella 2 Calcolo tempo di corrivazione e coefficiente di deflusso per ogni sottobacino

4. CALCOLO DELLA PORTATA SOLLEVATA DALLA ZONA ANTICA DEL CIMITERO

Per il dimensionamento della rete di raccolta delle acque da installare sulla nuova viabilità stradale, esterna al cimitero, bisogna prima di tutto calcolare la portata d'acqua che sarà sollevata dalla stazione di sollevamento posizionata nella parte antica del cimitero e che sarà convogliata nella nuova rete stradale a farsi. La stazione di sollevamento verrà posta a valle del viale principale del cimitero storico in prossimità della Chiesa "Santa Maria del Soccorso" e permetterà di sollevare verso l'esterno le acque ricadenti dell'intorno del viale centrale del cimitero (Figura 3)

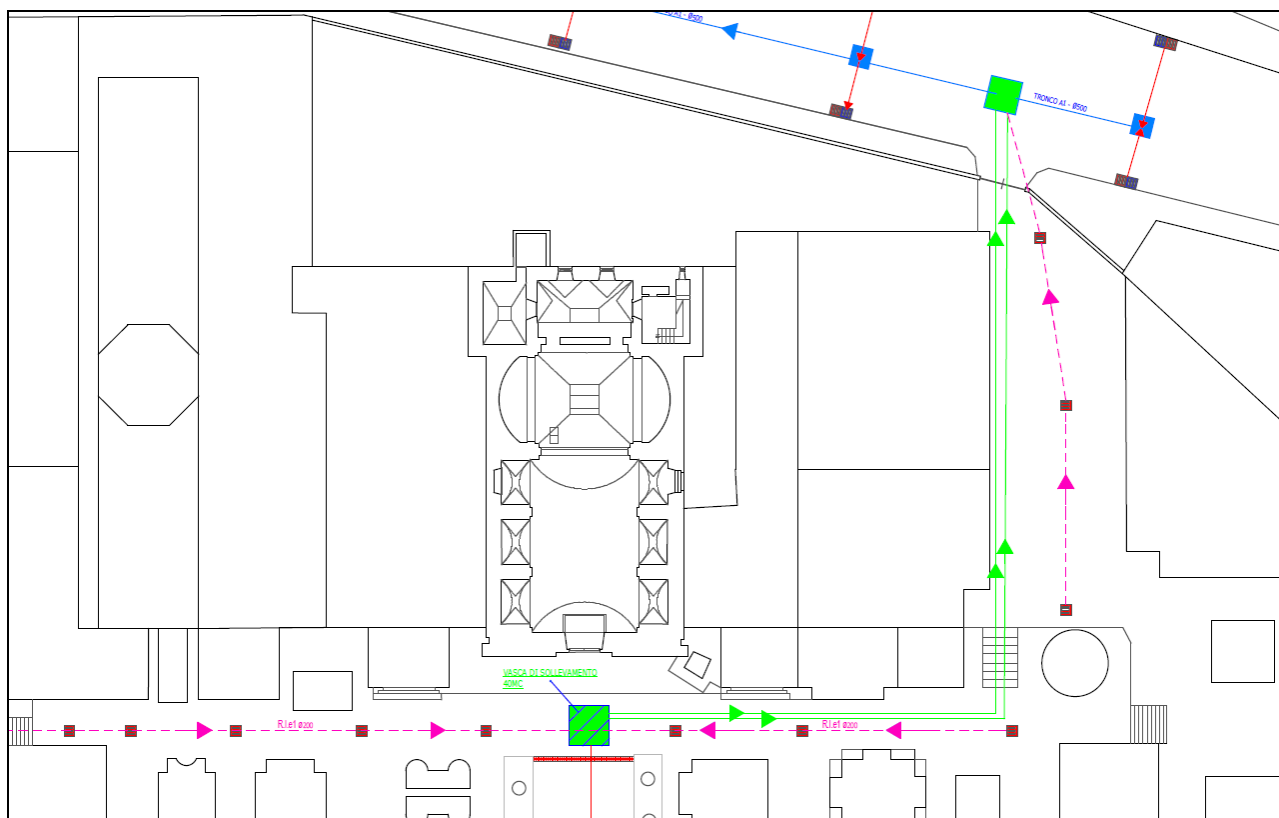


Figura 3 Indicazione posizione stazione di sollevamento

Il viale principale del cimitero storico, che si sviluppa in direzione nord-nord ovest, ha una pendenza maggiore del 1% con direzione verso mare. A causa del cattivo funzionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche attualmente esistente, a seguito di piogge copiose si verifica una fuoriuscita delle acque meteoriche dalle caditoie generando un flusso d'acqua esterno che convoglia le acque a valle del viale principale in direzione della Chiesa "Santa Maria del Soccorso", creando un allagamento interno ed esterno della chiesa stessa e del viale perpendicolare al viale principale. Considerando le pendenze del terreno, si è calcolato che le acque che verranno convogliate verso la stazione di sollevamento saranno quelle ricadenti su una superficie di circa 7.000 m² nell'intorno del viale centrale.

La portata massima dovuta a tale superficie di dilavamento su cui dimensionare la stazione di sollevamento è:

$$Q_{\max} = \Phi * I(tc) * A_{s.d.} / 3600 = 0,7 \times 58,28 \times 7.000 / 3600 = 79,32 \text{ l/s}^1$$

La portata è stata arrotondata a **80 l/s**

Questa portata è stata sommata a quella calcolata per il dimensionamento dei collettori della fogna bianca e dell'impianto di trattamento per la nuova viabilità esterna.

5. DIMENSIONAMENTO COLLETTORI DI PROGETTO

Per il dimensionamento degli spechi, si è ipotizzato che nelle canalizzazioni si instauri il moto uniforme, facendo riferimento alla nota formula di Chèzy, utilizzando per il coefficiente di attrito l'espressione di Gauckler Strickler. Pertanto, la formula ha assunto l'espressione:

$$Q = \omega c R^{2/3} i^{1/2}$$

con:

- ω è la sezione liquida in m²;
- c è il coefficiente di resistenza al moto, m^{1/3}/s;
- R il raggio idraulico in m;
- i è la pendenza del fondo.

Il coefficiente di resistenza al moto di Gauckler Strickler è stato assunto pari a 80 m^{1/3}/s. valore sufficientemente cautelativo alla luce delle caratteristiche idrauliche delle tubazioni adottate, a tutto vantaggio dell'economicità di gestione.

A vantaggio di sicurezza i collettori sono stati dimensionati per smaltire la portata di progetto, con un grado di riempimento minore del 70%, questo permette di avere un franco su tutti i collettori previsti. Infine, si è verificato che la velocità di moto uniforme della portata di pioggia fosse ovunque inferiore ai 3 m/s, al fine di evitare che l'azione abrasiva del materiale solido in sospensione determini un troppo rapido deterioramento dei rivestimenti interni delle tubazioni.

¹ Per lo studio della curva di possibilità pluviometrica utilizzata per calcolare l'intensità di pioggia vedere il capitolo 7

Numero Tronco	Superficie Bacino	Superficie Totale	Lunghezza Tronco	Coefficiente di deflusso (ℓ)	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Portata di piena Q	Pendenza	Diametro	Portata di massimo riempimento Q _r	Q/Q _r	Grado di riempimento	V/V _r	V	VERIFICA
	m ²	m ²	m		min	mm/h	m ³ /s	%	m	m ³ /s				m/s	
Tronco A.1	6.509,00	6.509,00	430	0,74	7,91	110,49	0,23	0,004	0,6	0,40	0,56	<70%	1,039	1,48	OK
Tronco A.2	4.276,00	4.276,00	235	0,62	5,90	126,29	0,09	0,004	0,4	0,14	0,68	<70%	1,072	1,17	OK
Tronco A.3	482,00	11.267,00	27	0,85	8,13	109,09	0,33	0,005	0,6	0,45	0,74	<70%	1,030	1,64	OK
Tronco A.4	3.213,00	3.213,00	100	0,74	4,24	146,95	0,10	0,004	0,4	0,14	0,71	<70%	1,086	1,18	OK
Tronco A.5	27,00	14.507,00	15	0,85	8,26	108,33	0,43	0,004	0,7	0,61	0,71	<70%	1,120	1,77	OK
Allo scarico	40.000,00	54.507,00	155				0,78	0,004	0,9	1,19	0,66	<70%	1,050	1,97	OK

Tabella 3 Caratteristiche idrauliche dei tronchi di progetto

Nel complesso la rete funzionerà a gravità con profondità di scavo variabili in funzione del profilo altimetrico del terreno.

La captazione delle acque meteoriche sarà garantita da un sistema di caditoie poste su entrambe i lati dell'asse stradale posizionate ad una distanza media di 25 metri una dall'altra. A vantaggio di sicurezza si è deciso di posizionare le caditoie stradali (di cui una sifonata per evitare la fuoriuscita di cattivi odori) a coppia in modo da garantire una captazione maggiore dell'acqua.

La rete prevista in progetto giungerà nell'area adibita al trattamento delle acque meteoriche e all'impianto di smaltimento sfociando in vasche monolitiche in c.a. a una quota di 2.6 m dal piano campagna. Detto impianto servirà a raccogliere e trattare le acque meteoriche di dilavamento.

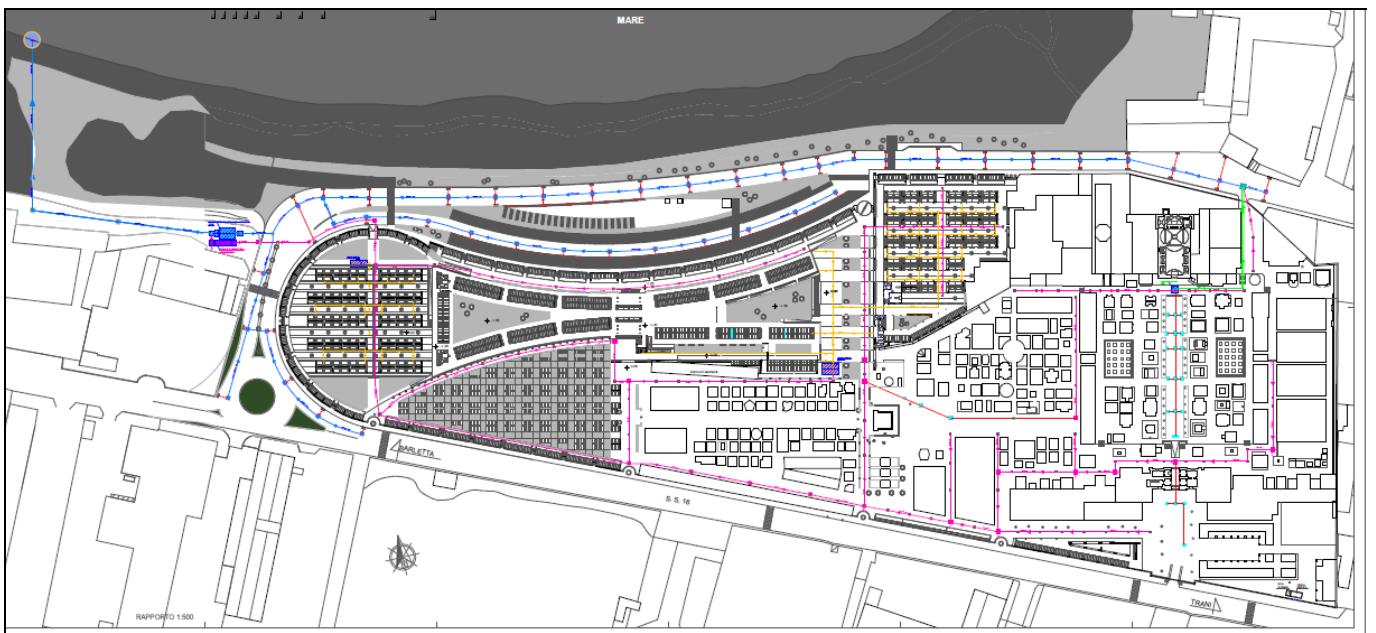


Figura 4 Planimetria generale area di intervento

6. DIMENSIONAMENTO TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della vasca è stato effettuato secondo i criteri imposti dalla normativa nazionale e regionale nel settore ambientale relativo alla disciplina delle acque meteoriche.

In particolare:

- D.Lgs N° 152 del 03 aprile 2006 “Norme in materia ambientale” e successive modifiche ed integrazioni
- Regolamento Regionale 9 dicembre 2013 n.26 “Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia” (attuazione dell’art. 113 del Dl.gs. n. 152/06 e ss.mm. ed ii.)

Il Regolamento Regionale 9 dicembre 2013 n.26 definisce all’Art. 4 (Disciplina e trattamento di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate), Comma 5 stabilisce che “Le acque di prima pioggia, provenienti da reti fognarie separate di cui al comma 1 del presente articolo, sono avviate verso vasche di accumulo a perfetta tenuta stagna e sottoposte, prima del loro scarico nei ricettori finali, ad un trattamento di grigliatura e dissabbiatura. Le vasche sono dotate di un sistema di alimentazione che consenta di escludere le stesse a riempimento avvenuto. Le ulteriori acque sono avviate ai recapiti finali. Le vasche di prima pioggia devono essere dotate di accorgimenti tecnici che ne consentano lo svuotamento entro le 48 ore successive.”

Nel caso in oggetto, si può ritenere che nelle aree non si movimentino sostanze pericolose, secondo il D.lgs. 152/2006, pertanto trova applicazione l’art 4, comma 5 del suddetto Regolamento. Quindi le acque meteoriche di dilavamento subiranno un trattamento il continuo di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione.

7. Valutazione della portata delle acque meteoriche con curva di possibilità pluviometrica

Per quantificare le acque che dovranno essere trattate dall’impianto di trattamento potrà essere utilizzata la relazione:

$$Q = \Phi * I * A / 3600$$

Dove:

- **Q** è la portata calcolata espressa in l/s
- **Φ** è il coefficiente di afflusso (rapporto tra l’acqua affluita al punto di smaltimento e l’acqua caduta durante la precipitazione);
- **A** è l’area delle superfici di raccolta delle acque pluviali in m²;
- **I** è l’intensità di pioggia in mm/ora determinata con metodi statistici di seguito descritti.

Il coefficiente **Φ** considerato è fissato a **0,7** ottenuto come media pesata, rispetto all’area, dei

coefficienti di deflusso relativi alle diverse zone che costituiscono i diversi sottobacini.

COEFFICIENTE DI DEFLUSSO TOTALE			
TRATTO A	Definitivo		COEFFICIENTE DI DEFLUSSO MEDIO ZONA A
	m ²	ℓ	
Tappeto bituminoso asfalto stradale	7.706,00	0,85	0,7
Betonelle corsie/parcheeggi	4.250,00	0,6	
Pavimentazione in graniglia tipo levocell	1.242,00	0,8	
Terreno agrario tappeto verde	1.309,00	0,45	
	14.507,00		

Tabella 4 Calcolo coefficiente di deflusso totale della viabilità esterna

Per la determinazione dell'intensità di pioggia da utilizzare nel calcolo della portata massima, si determinerà dapprima la curva di probabilità pluviometrica con il metodo statistico di Gumbel, curva che è rappresentata da una espressione del tipo

$$h(t) = at^n$$

ove

- h = altezza di pioggia (mm)
- t = tempo (ore)
- a, n = coefficienti da determinare.

Nel caso specifico per **un tempo di ritorno di 10 anni** i coefficienti "a" ed "n" sono rispettivamente:

$$a = 43,77 \text{ mm}$$

$$n = 0,543.$$

Di seguito è rappresentato il grafico dell'altezza di pioggia (minuti sulle ascisse)



Dalla curva dell'intensità di pioggia precedentemente determinata si può ricavare che al tempo di corrivazione fissato a **8,43 minuti** l'intensità di pioggia è pari a **$I(tc)=58,28$ mm/h** per metro quadro di superficie.

7.1. Calcolo delle portate massime di afflusso agli impianti

Passiamo calcolare la portata massima di acqua meteorica dovuta alla superficie di dilavamento per il dimensionamento dell'impianto e la portata massima delle superfici coperte.

L'area di dilavamento da considerare è:

$$A = 14.507,00 \text{ m}^2$$

La portata massima dovuta alla superficie di dilavamento su cui dimensionare l'impianto di trattamento è:

$$Q_{\max} = \Phi * I(tc) * A_{s.d.} / 3600 = 0,7 * 58,28 * 14.507 / 3600 = 164,38 \text{ l/s}$$

La portata totale, per il dimensionamento dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche, si ottiene sommando a quella appena calcolata la portata di **80 l/s** proveniente dalla stazione di sollevamento posizionata nella parte antica del cimitero.

$$Q_{\text{rmax}} = 164,38 \text{ l/s} + 80 \text{ l/s} = 244,38 \text{ l/s}$$

La portata è stata arrotondata a **260 l/s**

7.2. Descrizione dei sistemi di trattamento utilizzati e funzionamento

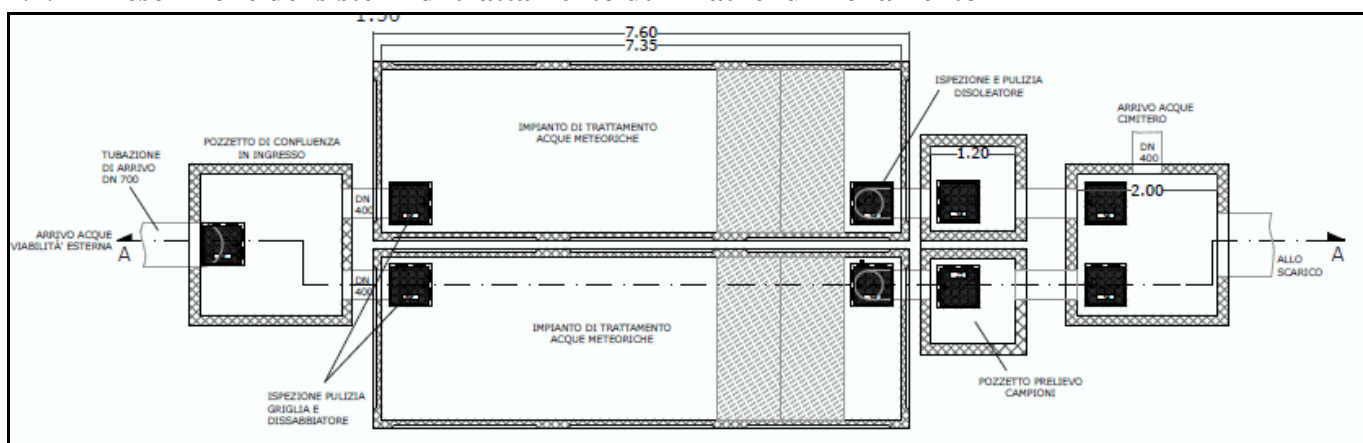


Figura 5 Particolare impianto viabilità esterna

L'impianto di trattamento permetterà di trattare una portata d'acqua complessiva di 260 l/s. All'ingresso dell'impianto sarà posizionata una vasca di confluenza che permetterà di dividere in maniera equa la portata in ingresso su due distinte vasche da 42 m³ con una capacità di trattamento di 130 l/s ciascuna. Ciascuna vasca permetterà di effettuare i trattamenti di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione.

La sezione di grigliatura permetterà di eliminare i solidi grossolani che potrebbero essere trascinati dall'acqua piovana (ramoscelli, fogliame, pietrisco grossolano, stracci...) e viene realizzata facendo passare l'acqua attraverso una griglia metallica del tipo a cestello o a parete.

La sezione di dissabbiatura e sedimentazione effettuerà la separazione delle sabbie trascinate dalle acque durante il lavaggio di strade e piazzali. Le sabbie si raccolgono all'interno della vasca e devono essere asportate periodicamente.

Per sabbie si intendono particelle ad alta densità di diametro superiore a 0,2 mm.

La sezione di disoleazione effettua la separazione delle sostanze leggere e degli olii non emulsionati attraverso un processo, tipo a coalescenza a pacchi lamellari, che permetterà una più rapida separazione delle particelle leggere. Queste particelle verranno a galla formando uno strato galleggiante che dovrà essere rimosso saltuariamente.

7.3. Dimensionamento delle vasche

Per il dimensionamento degli impianti di separazione si è fatto uso delle formule di Stokes sulla sedimentazione libera di particelle isolate, non flocculanti, quali possono essere considerate le sabbie inerti normalmente presenti sui piazzali di dilavamento delle acque piovane.

Le leggi suddette derivano dallo studio effettuato da I. Newton per la determinazione della velocità terminale di una particella soggetta a forza di gravità in un fluido, imponendo l'uguaglianza fra la forza

di gravità e la forza di attrito esercitata dal mezzo fluido in cui ha luogo la sedimentazione.

La forza di gravità, agente sulla particella sabbiosa, è data dalla seguente relazione

$$F_g = (\rho_p - \rho_w) \cdot g \cdot V_p$$

dove:

F_g = forza di gravità [$\text{Kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$];

ρ_p = densità della particella sabbiosa = 2.650 [$\text{Kg} \cdot \text{m}^{-3}$];

ρ_w = densità dell'acqua (a 10 °C) = 999,70 [$\text{Kg} \cdot \text{m}^{-3}$];

g = accelerazione di gravità = 9,80665 [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$];

V_p = volume della particella sabbiosa [m^3].

La forza di attrito può essere espressa dalla relazione seguente:

$$F_d = \frac{C_d \cdot A_p \cdot \rho_w \cdot v_p^2}{2}$$

dove:

F_d = forza di attrito [$\text{Kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$]

C_d = coefficiente, adimensionale, di attrito [- -];

A_p = area trasversale o proiezione dell'area della particella in direzione \perp al flusso [m^2];

ρ_w = densità dell'acqua (a 10 °C) = 999,70 [$\text{Kg} \cdot \text{m}^{-3}$];

v_p = velocità di sedimentazione della particella sabbiosa [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$].

Se si impone l'uguaglianza fra la forza di gravità e la forza di attrito nel caso di particelle sferiche, si ottiene la legge di I. Newton (1687), espressa come segue:

$$v_p = \sqrt{\frac{4 \cdot g}{3 \cdot C_d} \cdot 2 \cdot r_p \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right)} = \sqrt{\frac{4 \cdot g}{3 \cdot C_d} \cdot (\delta \rho_p - 1) \cdot d_p}$$

dove:

v_p = velocità ultima di sedimentazione della particella sabbiosa [m/s];

r_p = raggio della particella sabbiosa [m];

d_p = diametro della particella sabbiosa [m];

$\delta \rho_p$ = densità relativa della particella sabbiosa [adimensionale].

Il coefficiente di attrito C_d , assume valori diversi in funzione del tipo di flusso nell'intorno della

particella, a seconda che questo risulti in regime laminare (numero dimensionale di O. Reynolds: $N_{Re} < 1,00$) oppure in regime turbolento ($N_{Re} > 2.000$). Sebbene la forma delle particelle influenzi il valore del coefficiente di attrito, assimilando la forma delle particelle ad una sfera, tale valore può essere rappresentato analiticamente in forma approssimata attraverso la seguente equazione (limite superiore $N_{Re} = 104$; L. Bonomo, 2008):

$$C_d = \frac{24}{N_{Re}} + \frac{3}{\sqrt{N_{Re}}} + 0,34$$

Il numero di O. Reynolds (1883), per particelle soggette a libera sedimentazione è così definito:

$$N_{Re} = \frac{\varphi \cdot v_p \cdot d_p \cdot \rho_w}{\mu_w} = \frac{v_p \cdot \varphi \cdot d_p}{\nu_w}$$

dove:

v_p = velocità ultima di sedimentazione della particella [m/s];

φ = coefficiente, dimensionale, di forma [- -];

d_p = diametro della particella sabbiosa [m];

ρ_w = densità dell'acqua (a 10 °C) = 999,70 [kg · m⁻³];

μ_w = viscosità dinamica dell'acqua (a 10 °C) = 1,307 · 10⁻³ [N·s·m⁻³];

ν_w = viscosità cinematica dell'acqua (a 10 °C) = 1,306 [m²/s].

Il fattore di forma, che assume valore uguale a 1,00 nel caso di particelle sferiche, assume valori pari a 2,00 per i grani di sabbia.

Nel caso di moto laminare (numero di Reynolds <1) il processo di sedimentazione è controllato principalmente dalla viscosità. La relazione che determina la velocità di sedimentazione si semplifica in:

$$v_p = \frac{g(\delta g_p - 1)d_p^2}{18\nu}$$

Nel caso di moto turbolento (numero di Reynolds >1) la velocità di sedimentazione deve essere determinata in modo iterativo poiché come si evince dalle formule il coefficiente di attrito dipende dal numero di Reynolds che dipende dalla velocità stessa della particella.

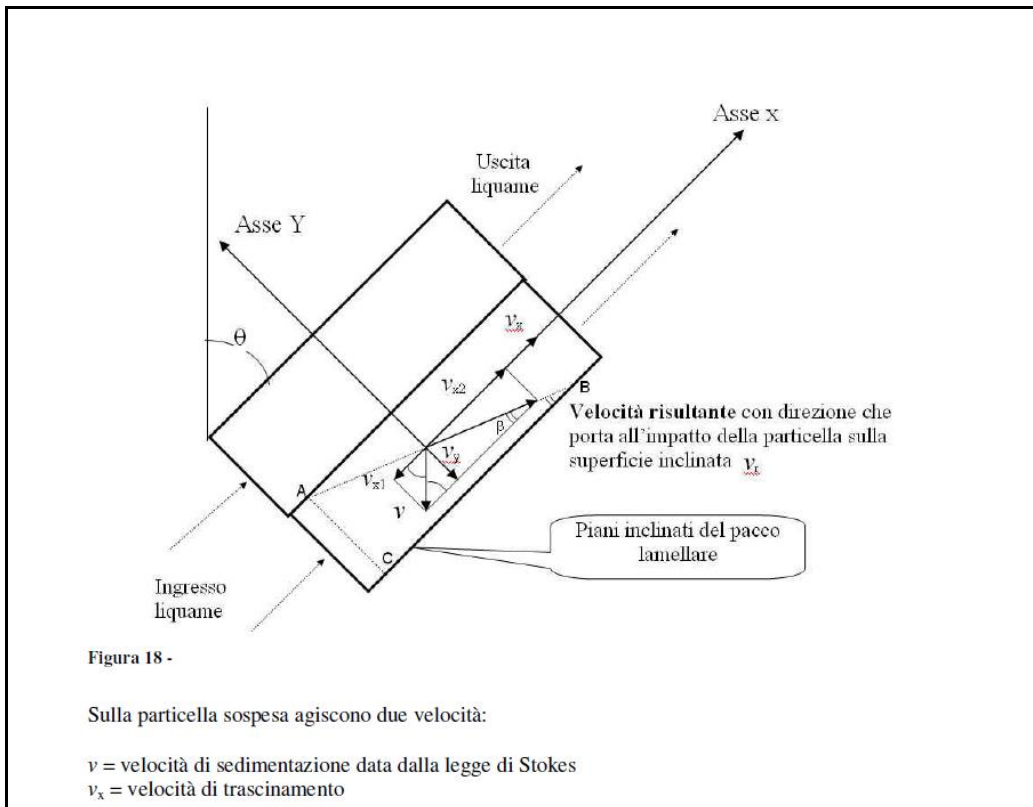
Per il dimensionamento degli impianti è stata determinata la velocità di sedimentazione per particelle di diversa granulometria, applicando le formule opportune a seconda del numero di Reynolds. I risultati sono riepilogati nella tabella seguente:

	Sabbie finissime		Sabbie medie		Sabbie grossolane	
dp [mm]	0,1	0,12	0,3	0,5	0,75	1
vp [m/s]	0,0035	0,0039	0,0200	0,0421	0,0690	0,0931
Nre	0,30	0,52	5,07	17,84	43,86	78,81

Una volta determinata la velocità di sedimentazione delle particelle di sabbia in funzione della loro dimensione si procede al dimensionamento delle vasche di dissabbiatura.

Come già detto gli impianti utilizzano un sistema di disoleatura a pacchi lamellari. Per la determinazione della dimensione di pacchi lamellari necessari si è utilizzato il modello di calcolo della sedimentazione in controcorrente all'interno di setti inclinati. (C.fr Metcalf & Eddy – Ingegneria delle acque reflue - McGrawHill).

Il modello prevede che i solidi sedimentabili si muovano sotto l'effetto del peso proprio in direzione opposta alla la sospensione sabbiosa che attraversa i setti inclinati, scendendo lungo il setto e raccogliendosi sul fondo del bacino. Nella sedimentazione in controcorrente il tempo necessario alla particella per raggiungere la superficie del setto nel suo moto verso il basso deve essere inferiore al tempo di percorrenza del setto o in altri termini la velocità di sedimentazione come determinata dalla legge di Stokes deve essere superiore alla velocità minima di sedimentazione che tiene conto della geometria dei setti e della velocità di trascinamento nel canale.



Si può dimostrare che la velocità di sedimentazione minima V_s

$$v_s = \frac{\tan \beta}{\sin \theta + \tan \beta \cdot \cos \theta} v_x$$

Dove:

β è l'angolo che la traiettoria della particella soggetta a velocità di trascinamento e velocità di sedimentazione determina con la superficie del setto inclinato

θ è l'angolo di inclinazione dei setti

V_x è la velocità di trascinamento all'interno del setto inclinato pari a

$$v_x = \frac{Q}{S_u}$$

Con

Q: portata fluido

Su: Superficie utile di passaggio

$$S_u = D \cdot n \cdot B$$

D = distanza tra i setti

n = numero dei setti

B = larghezza ortogonale rispetto al moto del pacco lamellare

Si dimostra inoltre che

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \arctan \frac{l_p}{D}$$

Dove

$$l_p = \frac{h_p}{\cos \theta} \quad \text{lunghezza canale con } h_p \text{ altezza dei setti}$$

7.3.1. Verifica del dimensionamento del dissabbiatore

L'impianto da 260 l/s sarà costituito da una vasca di confluenza e da due vasche di trattamento da 42 m³ ciascuna. La vasca di confluenza permette di dividere la portata in ingresso in maniera equa sulle due vasche di trattamento. Ogni vasca effettua i trattamenti di grigliatura, dissabbiatura e disoleazione. Ogni vasca di trattamento è progettata per trattare l'acqua meteorica ad una portata 130 l/s (pari a 0,13 m³/s) e sarà costituita da:

- N° 1 Vasca rettangolare monoblocco prefabbricata in calcestruzzo armato vibrato, di dimensioni esterne pari a cm 255x760x260, spessore pareti 8 cm, spessore fondo 10 cm e spessore costolature di irrigidimento esterne 12,5 cm, completa di fori di ingresso/uscita sulle pareti per l'innesto delle tubazioni. La vasca ha dimensioni interne 2,30 x 7,30 per una profondità del battente d'acqua di 1,8 m

Larghezza	m	2,30
Lunghezza	m	7,30
Tirante	m	1,80

All'interno della vasca è previsto un pacco lamellare con le seguenti caratteristiche geometriche:

Pacco lamellare	L	Cm	230
Larghezza	B	Cm	90
Altezza	H	Cm	240
Distanza strati	D	Cm	1,9
Inclinazione lamelle		Gradi	45
Inclinazione lamelle		Rad	0,78
Altezza utile	Hu	Cm	77,36
Numero strati			28

Considerando una portata influente di 130 l/s si ricavano le grandezze secondo le formule citate:

Sezione utile di passaggio	Su	Mq	0,479
Angolo beta		Rad	0,006
Lunghezza traiettoria		Cm	325,275
Velocità di trascinamento nel canale	Vx	m/s	0,272
Velocità combinata	Vr	m/s	0,192
velocità di sedimentazione minima	Vsmin	m/s	0,002

Dal confronto con le velocità di sedimentazione ottenute con la formula di Stokes risulta che il sistema permette la sedimentazione anche delle sabbie finissime

dp [mm]	0,1
vp [m/s]	0,0035

7.3.2. Verifica del dimensionamento dei disoleatori

Per la verifica del sistema di disoleazione viene utilizzata la relazione proposta dalla pubblicazione dell'API n° 421 /80 (American Petroleum Institut) sul dimensionamento dei separatori di olii con l'utilizzo di piatti separatori.

La formula espressa nel sistema anglosassone per la separazione di particelle d'olio di diametro di 60 micron risulta:

$$Q_m/Ah = 0.00386[(S_w-S_0)/\mu]$$

Dove:

Qm è la portata in piedicubici/minuto

Ah è la superficie orizzontale totale del separatore in piedi quadrati

Sw = peso specifico della fase acquosa dello scarico (adimensionale) pari a 0.992

S0 = peso specifico della fase oleosa dello scarico (adimensionale) pari a 0.92

μ = viscosità assoluta dello scarico in poise pari a 0.0065

Risolvendo rispetto ad Ah considerando la portata di ingresso su ogni vasca di trattamento di 130 l/s (275,34 piedicubici/minuto) e riportando il risultato nel sistema internazionale risulta:

$$Ah = 177,99 \text{ m}^2$$

Per tenere in conto della presenza dei pacchi lamellari si determinerà la superficie di separazione equivalente ottenuta proiettando la superficie di ciascuno strato del pacco lamellare sull'orizzontale. Per tenere in conto della effettiva forma del pacco lamellare tale superficie viene determinata utilizzando il volume complessivo del pacco e il valore del rapporto superficie volume determinato dal produttore del pacco. Il valore ottenuto della superficie verrà corretto di un fattore per tener conto della inclinazione delle lamelle.

In questo caso si ottiene

Volume		m3	4,968
Rapporto superficie volume		m2/m3	245
Superficie totale sviluppata		m2	1217,160
Proiezione superficie		m2	430,331

Dal confronto tra la superficie proiettata e la superficie necessaria per la separazione il sistema risulta verificato.

VIABILITA' INTERNA AMPLIAMENTO

8. RETE DI SMALTIMENTO INTERNA

Per la viabilità interna relativa all'ampliamento del cimitero comunale, per quanto riguarda il sistema di collettamento delle acque meteoriche, sarà realizzata:

- una rete interna di tubazione di diametro interno 200 mm che permetterà di raccogliere le acque che ricadranno nei viali interni del cimitero;
- una rete di tubazione di diametro interno compreso tra 300 e 400 mm che percorrerà il perimetro a S-O del cimitero (confinante con la S.S. 16 Adriatica) e permetterà di convogliare le acque meteoriche verso l'esterno del cimitero. Su questa rete si andranno a sommare i contributi provenienti dalla parte esistente del cimitero comunale che sarà dotata di una rete di tubazioni di diametro interno di 200 mm in cui l'acqua verrà convogliata per mezzo di un sistema di griglie e caditoie pluviali e i contributi dei viali interni del cimitero a farsi.

Le caditoie per la captazione delle acque saranno posizionate a distanze comprese tra i 20 e i 10 metri. Anche per le acque ricadenti all'interno del cimitero, il recapito finale di queste sarà rappresentato dallo smaltimento a mare. La rete interna ed esterna si uniranno all'uscita di queste ultime dall'impianto di trattamento. Onde evitare l'immissione in mare di materiale grossolano (fogliame, ciottoli e sabbie medie-fini) dilavato nella parte interna del cimitero, si posizionerà accanto all'impianto di trattamento delle acque meteoriche della viabilità esterna un impianto di grigliatura e dissabbiatura che permetterà di separare il materiale grossolano dalle acque prima dello smaltimento a mare di queste ultime.

L'impianto sarà costituito da una vasca rettangolare monoblocco prefabbricata in calcestruzzo armato vibrato, di dimensioni esterne pari a cm 255x760x260, spessore pareti 8 cm, spessore fondo 10 cm e spessore costolature di irrigidimento esterne 12,5 cm, completa di fori di ingresso/uscita sulle pareti per l'innesto delle tubazioni. La vasca ha dimensioni interne 2,30 x 7,30 per una profondità del battente d'acqua di 1,8 m. Per garantire un efficace processo di dissabbiatura, all'interno della vasca sarà posizionato un sistema di pacchi lamellari a canali paralleli ottenuto dall'assemblaggio di fogli di PVC (o simili) con canaline poste con una inclinazione di 60° rispetto all'orizzontale in modo da facilitare il processo di rimozione e sedimentazione delle particelle.

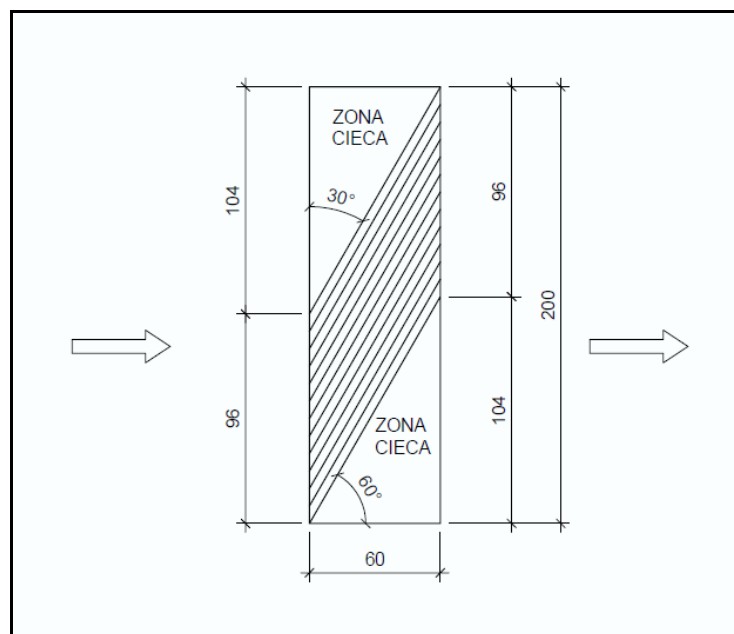


Figura 6 Sistema a pacchi lamellari per la sedimentazione delle acque meteoriche

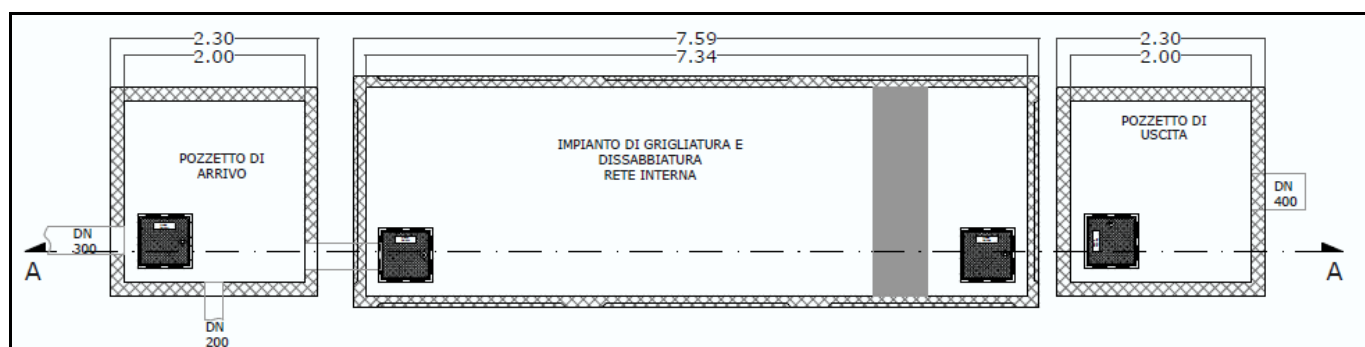


Figura 7 Particolare vasca di grigliatura e dissabbiatura

La sezione di grigliatura permetterà di eliminare i solidi grossolani che potrebbero essere trascinati dall'acqua piovana (ramoscelli, foglie, pietrisco grossolano, stracci...) e viene realizzata facendo passare l'acqua attraverso una griglia metallica del tipo a cestello o a parete.

La sezione di dissabbiatura e sedimentazione effettuerà la separazione delle sabbie medie-fini trascinate dalle acque durante il dilavamento di strade e piazzali. Le sabbie si raccoglieranno all'interno della vasca e dovranno essere asportate periodicamente. La velocità di sedimentazione minima garantita dal sistema è di 0,007 m/s. Dal confronto con le velocità di sedimentazione ottenute con la formula di Stokes risulta che il sistema permette la sedimentazione anche delle sabbie medie.

In conformità a quanto dichiarato dal Regolamento Regionale 9 Dicembre 2013 N.26 della Regione Puglia Che all'art. 2 comma 2 cita: *"In coerenza con le finalità della Legge Regionale n. 13/2008, è obbligatorio il riutilizzo delle acque meteoriche di dilavamento finalizzato alle necessità irrigue, domestiche, industriali ed altri usi consentiti dalla legge, tramite la realizzazione di appositi sistemi di*

raccolta, trattamento, ed erogazione, previa valutazione delle caratteristiche chimico - fisiche e biologiche per gli usi previsti. Ai fini del riutilizzo le acque meteoriche di dilavamento, tranne i casi delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne per le fattispecie di cui al Capo II della presente disciplina, non sono soggette al rispetto dei limiti di cui al DM 185/03 e riportati nella Tab. 1 dell'allegato 1 del Regolamento Regionale n. 8 del 18 aprile 2012", all'interno dell'area cimiteriale soggetta ad ampliamento saranno installate tre vasche di accumulo da 40 m³ per il successivo riutilizzo. Le acque raccolte all'interno delle vasche di accumulo saranno quelle provenienti dalle coperture che non necessitano di alcun trattamento. Tramite un sistema di adduzione e rilancio, le acque saranno riutilizzate per l'irrigazione delle zone a verde interne al cimitero (utilizzo principale) e per le fontane poste all'interno del cimitero come acqua non potabile. Il troppo pieno sarà inviato alla rete di smaltimento.

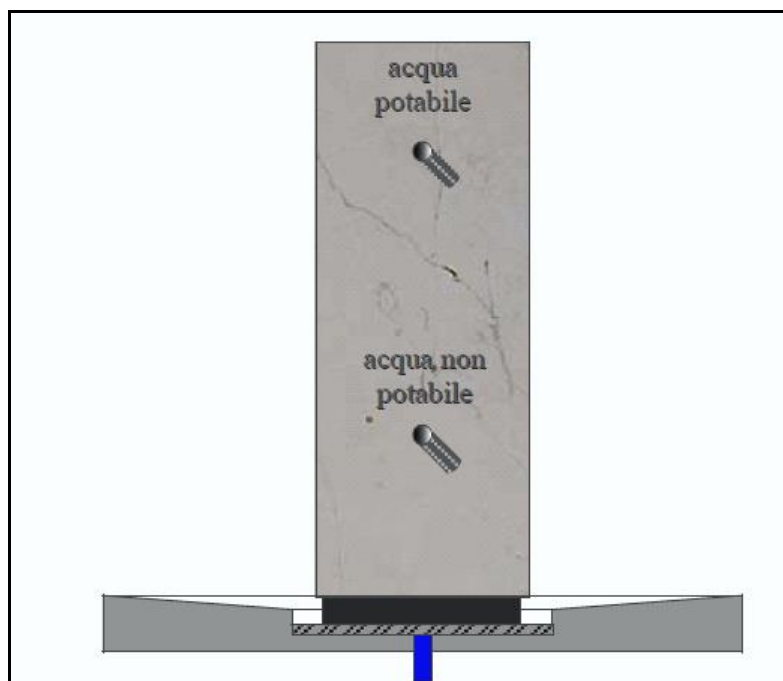


Figura 8 Fontana cimiteriale con particolare del riutilizzo delle acque meteoriche delle coperture come acqua non potabile

VIABILITA' INTERNA ESISTENTE

9. RETE DI SMALTIMENTO

Come già accennato, una problematica idrologica che incide sulla zona storica del Civico Cimitero è quella dell'allagamento diffuso dopo copiose precipitazioni della durata minima di 20-30 minuti (Fig.8). La quantità di acqua che si accumula nella zona terminale del viale principale è di svariati centimetri rendendo inaccessibile l'area in questione.



Figura 9 Indicazione dell'area interessata dalla problematica idrologica

Per risolvere questo problema si è deciso di dividere la zona antica del cimitero in due differenti aree idrologiche:

- un'area sarà provvista, per l'allontanamento delle acque meteoriche, di una stazione di sollevamento che permetterà di rilanciare le acque ricadenti su di essa sulla nuova viabilità esterna. Per la raccolta e il convogliamento delle acque verso la stazione di sollevamento, sarà utilizzata la rete esistente implementata in alcuni punti idraulicamente svantaggiati per la mancanza di una rete di raccolta delle acque meteoriche o per una carenza della rete esistente per via della dimensione e caratteristiche delle tubazioni (viale ortogonale al viale principale su cui insiste la chiesa). Le acque in questo modo saranno inviate verso l'impianto di trattamento delle acque meteoriche della viabilità esterna (dimensionato considerando anche la portata sollevata dalla stazione di sollevamento) prima di essere inviate allo scarico a mare.

La stazione di sollevamento sarà costituita da:

- Vasca di accumulo delle acque meteoriche, con una capacità di accumulo non inferiore a 40 m³ (volume di accumulo necessario al buon funzionamento delle pompe);
 - Impianto di sollevamento costituito da N° 2 elettropompe sommergibili (capacità complessiva di 80 l/s) per il sollevamento delle acque meteoriche;
 - Sistema di galleggianti. Si posizioneranno due galleggianti a differenti livelli di riempimento in modo da permettere l'attivazione delle due pompe a differenti livelli di criticità idraulica e in modalità sequenziale e/o sincrono;
 - Un quadro elettrico che proteggerà i motori dal sovraccarico e mancanza fase.
- mentre sulla seconda area (quella periferica alla zona centrale) che attualmente è sprovvista di qualsiasi sistema di captazione e convogliamento delle acque meteoriche, verrà realizzata una rete di smaltimento delle acque meteoriche della lunghezza di circa 700 m, costituita da griglie e pozzetti con caditoie e da una rete di tubazione di diametro interno di 200 mm, che si collegherà alla rete che verrà realizzata nella parte nuova del cimitero (ampliamento). Le acque in questo modo saranno inviate alla vasca di grigliatura e dissabbiatura prima di essere inviate allo scarico a mare.

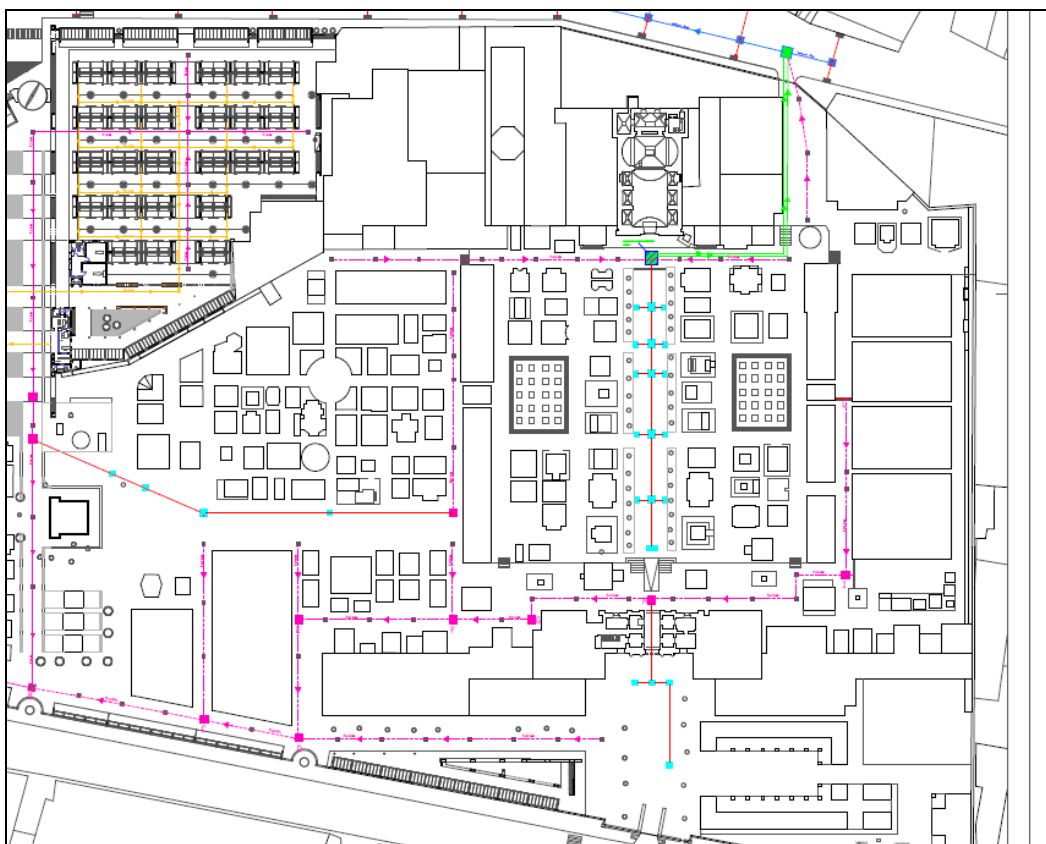


Figura 10 Indicazione nuova rete cimitero antico

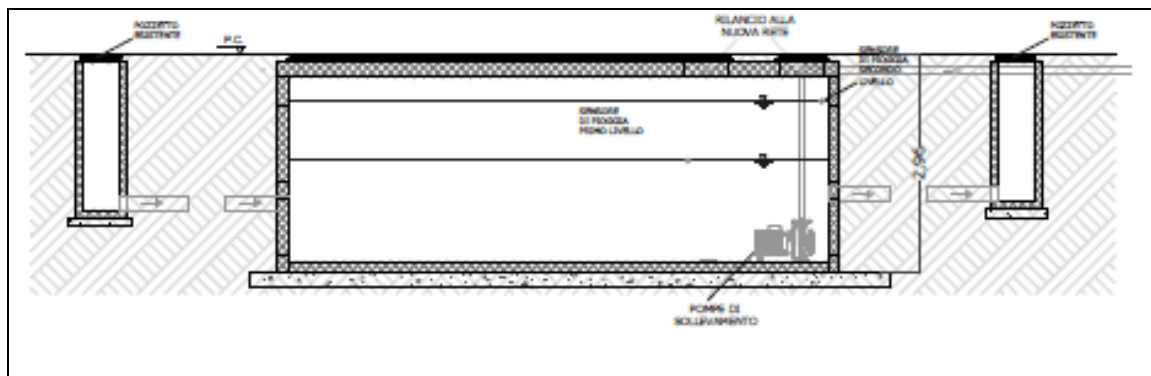


Figura 11 Impianto di sollevamento

Per la stazione di sollevamento sarà necessario l'installazione di un gruppo di continuità che permetterà il funzionamento della stazione qualora si verifichi una interruzione di energia elettrica a causa di eventi meteorici di notevole intensità con le seguenti caratteristiche:

- potenza nominale: 20 KVA
- Potenza attiva: 18 KW
- Fattore di potenza: 0.9