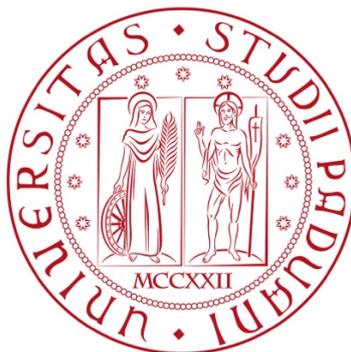


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**VERIFICA DELLA RETE DI DRENAGGIO METEORICO
DELL'ISOLA DI PELLESTRINA IN RELAZIONE AL RECENTE
MUTAMENTO CLIMATICO**

Relatore: Chiar.mo Prof. Pietro Teatini

Laureando: Nicola Vianello
Matricola n° 2004097

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

*A mio nonno Giuseppe,
che vive nei miei pensieri ed è luce nei momenti più bui.*

INDICE

1. INTRODUZIONE	7
2. AMBITO TERRITORIALE DI STUDIO	9
2.1. Inquadramento geografico	9
2.2. Caratteristiche idrauliche della zona	10
3. SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE	13
3.1. Progetto generale del 1986 e successive varianti	13
3.2. Descrizione e funzionamento del sistema fognario attualmente realizzato	15
3.2.1. Rete fognaria dell'abitato di Pellestrina	16
3.2.2. Rete fognaria dell'abitato di Portosecco e San Pietro in Volta	19
3.2.3. Collettore di collegamento in pressione	22
3.2.4. Valvole pneumatiche e adeguamenti futuri	23
4.VERIFICA DI UN TRATTO DI RETE DI DRENAGGIO	25
4.1. Porzione di rete considerata e ipotesi assunte	25
4.2. Dati di progetto e rappresentazione della rete mediante il software SWMM	27
4.2.1. Sottobacini di afferenza	28
4.2.2. Pozzetti e condotte	31
4.2.3. Impianto di sollevamento	38
4.2.4. Restituzione	43
4.3. Dati pluviometrici di progetto e odierni	46
4.3.1. Mutamenti climatici: eventi estremi	50
4.4. Metodo razionale a velocità fissata	51
4.5. Pluviografo e <i>time series</i>	53
4.6. Simulazioni di verifica	56
4.6.1. Risultati ottenuti	56
5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	69
APPENDICE 1	71
APPENDICE 2	72

APPENDICE 3	73
APPENDICE 4	75
APPENDICE 5	77
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	79
RINGRAZIAMENTI	81

1. INTRODUZIONE

La presente tesi di laurea si propone di effettuare una verifica della rete di drenaggio meteorico presente nell'isola di Pellestrina, in provincia di Venezia, mediante il software di modellazione EPA SWMM¹. Viste le singolari caratteristiche della rete, che verranno esaminate nei successivi capitoli, in fase di verifica viene presa in considerazione una limitata porzione della stessa, il cui funzionamento si assume come esemplificativo dell'intero sistema.

Tale verifica viene condotta sulla base di due set di dati pluviometrici: quelli di progetto risalenti al 1986, ricavati dal prospetto originario della rete, e quelli odierni reperiti da ARPAV². Ciascuno dei due set di dati, in particolare, viene valutato in relazione a due diversi tempi di ritorno³ ($T_r = 10$ anni e $T_r = 20$ anni), entrambi considerati nel progetto di dimensionamento originario. Si svolgeranno, pertanto, un totale di quattro simulazioni di verifica.

Lo scopo principale è quello di valutare l'efficienza e l'adeguatezza dell'impianto di fognatura attualmente esistente, sia rispetto ai dati pluviometrici storici utilizzati in fase di progetto, sia alla luce dei recenti cambiamenti climatici in relazione all'aumento di entità e frequenza degli eventi estremi di precipitazione, e di confrontarne i risultati. Si tratta, pertanto, di esaminare la risposta dell'attuale sistema idraulico a seguito delle variazioni nelle precipitazioni intense verificatesi negli ultimi decenni e di identificarne eventuali criticità.

Al fine di realizzare le varie simulazioni, preliminarmente, viene descritto ed analizzato dettagliatamente il sistema fognario presente nell'isola, grazie alle planimetrie e alle relazioni di progetto fornite da Veritas⁴ (documenti redatti da Insula S.p.A.).

L'analisi approfondita e la verifica delle opere idrauliche di drenaggio presenti nell'isola rivestono un ruolo di fondamentale importanza per garantire la sicurezza e la protezione delle comunità locali, nonché la stabilità dell'area in presenza di eventi meteorologici estremi. Ciò risulta ancor più importante in un contesto territoriale così peculiare dal punto di vista idraulico, dove oltre ai fenomeni di precipitazione intensa anche le oscillazioni di marea (marea astronomica e fenomeno dell'*acqua alta*⁵) gravano sulla rete fognaria e contribuiscono a determinare criticità nel sistema.

¹ SWMM: Storm Water Management Model è un software di simulazione dinamica delle precipitazioni sviluppato dalla United States Environmental Protection Agency.

² ARPAV: Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto.

³ Il tempo di ritorno T_r , associato ad una precipitazione con una data altezza è il tempo espresso in anni che mediamente intercorre fra due osservazioni di precipitazione massima annua maggiore o uguale di quell'altezza.

⁴ Veritas è l'ente che gestisce attualmente le fognature pubbliche di Venezia e delle isole della laguna, la società è recentemente subentrata ad Insula S.p.A.

⁵ L'*acqua alta* è il fenomeno che determina bruschi innalzamenti del livello della marea all'interno della Laguna di Venezia, causato dalla convergenza di picchi di marea astronomica con i venti di scirocco.

Oltre a questo primo capitolo introduttivo, la presente trattazione è così strutturata:

Capitolo 2:

- inquadramento geografico dell'isola di Pellestrina e identificazione delle principali peculiarità e criticità idrauliche che caratterizzano il territorio.

Capitolo 3:

- presentazione dei contenuti del progetto generale del 1986 riguardante la rete fognaria dell'isola e delle successive varianti che si sono delineate nel corso degli anni;
- descrizione approfondita del sistema fognario attualmente realizzato e delle diverse modalità di funzionamento;
- indicazione dei possibili interventi futuri da realizzare al fine di migliorare la rete.

Capitolo 4:

- individuazione della porzione di territorio, e quindi di rete, presa in considerazione nelle successive analisi ed elencazione delle ipotesi assunte in fase di verifica;
- esposizione dei dati di progetto in possesso relativamente alla zona di interesse e rappresentazione del tratto di rete considerato su SWMM mediante la realizzazione di sottobacini di afferenza, pozzetti (nodi), condotte, vasca di accumulo, pompe e restituzione;
- presentazione dei due set di dati pluviometrici utilizzati (ciascuno per i due tempi di ritorno considerati) e confronto tra questi;
- determinazione del tempo di corrivazione del bacino mediante il metodo razionale a velocità fissata e stima della portata complessiva in rete;
- attuazione delle simulazioni su SWMM, presentazione dei vari risultati ottenuti e confronto tra questi.

Capitolo 5:

- formulazione delle considerazioni conclusive e valutazione delle possibili soluzioni alle problematiche riscontrate.

2. AMBITO TERRITORIALE DI STUDIO

2.1. Inquadramento geografico

L'area oggetto di studio riguarda l'isola di Pellestrina (Figura 2.1), facente parte del Comune di Venezia (in provincia di Venezia). Tra i vari litorali che dividono la Laguna di Venezia a ovest dal Mare Adriatico a est, l'isola ne costituisce il più meridionale e il più sottile. Essa, infatti, è larga da un minimo di soli 23 m ad un massimo di circa 1,2 km.

Il litorale si estende da sud a nord per circa 11 km ed è diviso dalla città di Chioggia, situata a sud, dalla bocca di porto di Chioggia e dall'isola del Lido di Venezia, disposta a nord, dalla bocca di porto di Malamocco.



Figura 2.1 – Posizione geografica dell'isola di Pellestrina

L'isola (4.394 ab.⁶) è suddivisa in tre principali centri abitati da sud a nord: Pellestrina, Portosecco e San Pietro in Volta. La località di Pellestrina è a sua volta ripartita in quattro diversi sestieri: Buseti, Vianelli, Zennari e Scarpa.

Altre località sono Santa Maria del Mare, situata all'estremità settentrionale e la riserva naturale di Ca' Roman che costituisce invece l'estremo lembo meridionale dell'isola.

2.2. Caratteristiche idrauliche della zona

Come precedentemente illustrato, l'isola di Pellestrina non è altro che una sottile striscia di terra che stabilisce una separazione tra il Mare Adriatico e la Laguna di Venezia. La presenza e la tutela dell'isola sono dunque di fondamentale importanza, in quanto la salvaguardia fisica dell'isola stessa determina allo stesso tempo anche quella di tutti gli abitanti della Laguna di Venezia, compreso il centro storico.

Al fine di proteggere gli abitanti dell'isola e della laguna dalle *acque alte* anche di carattere eccezionale è presente un complesso sistema di difesa (Figura 2.2) che si sviluppa per tutta la lunghezza dell'isola: nel versante orientale vi sono i murazzi⁷ che arrivano a quota +5,50 m s.m.m. mentre nel versante occidentale vi è un muro di sponda verso la laguna la cui sommità arriva a +1,735 m s.m.m. nella zona dell'abitato di Pellestrina e +1,835 m s.m.m. a San Pietro in Volta. A seguito dell'alta marea eccezionale del 12 novembre 2019⁸, tale muro di sponda è stato ulteriormente innalzato. La quota media dell'isola è invece di +0,90 m s.m.m, con minimi di +0,70 m s.m.m. nella parte settentrionale e di +0,40 m s.m.m. nella parte meridionale (tali quote sono riferite allo zero mareografico di Punta della Salute⁹).

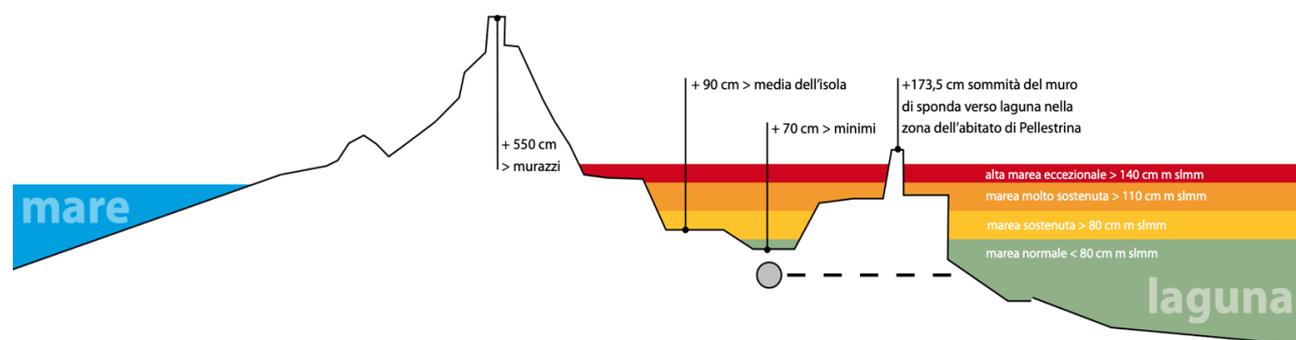


Figura 2.2 – Schema qualitativo delle opere di marginamento nell'abitato di Pellestrina (Insula S.p.A.)

⁶ Dati sulla popolazione residente risalenti al 2003, PRG Variante per l'isola di Pellestrina.

⁷ Diga in pietra d'Istria costruita nel XVIII secolo dalla Repubblica di Venezia per difendere gli argini della laguna dall'erosione del mare.

⁸ Evento in cui il livello del mare ha raggiunto +189 cm sullo zero mareografico di Punta della Salute, secondo valore più alto mai registrato.

⁹ Convenzionalmente lo zero mareografico di Punta della Salute (ZMPS) corrisponde circa a -0,23 m s.m.m.

Allo scopo di salvaguardare l'intera Laguna di Venezia dalle *acque alte*, dopo un lungo iter progettuale e decisionale, è stata realizzata un'ulteriore opera di difesa denominata MOSE¹⁰. Essa è ufficialmente entrata in funzione il 3 ottobre 2020 (l'avvio del progetto risale al maggio 2003) e consiste in quattro barriere collocate alle bocche di porto di Lido, Malamocco e Chioggia, ciascuna composta da una serie di paratoie mobili, per un totale di 78, tra loro indipendenti (Figura 2.3) e in grado di separare temporaneamente la laguna dal mare, al verificarsi di eventi eccezionali.

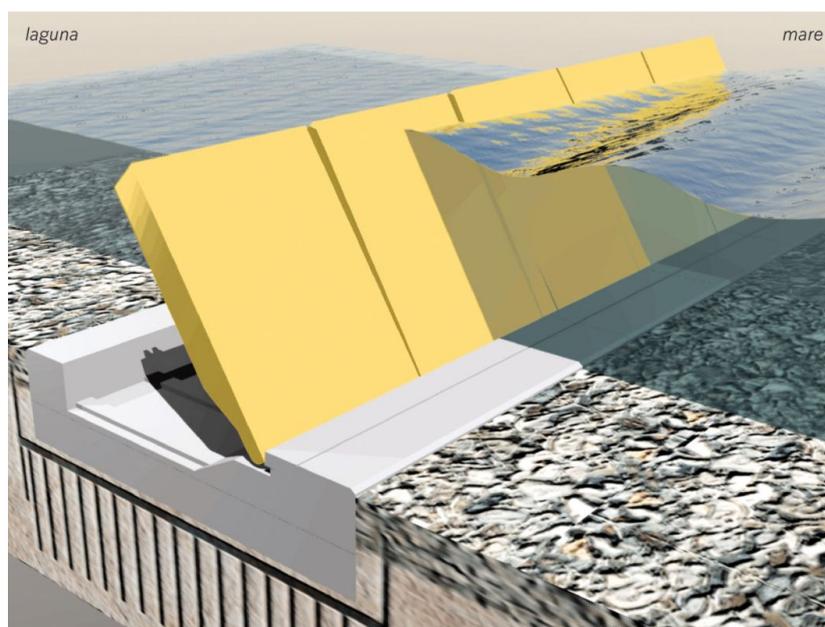


Figura 2.3 – Schema qualitativo delle paratoie mobili del sistema MOSE

Tutte queste opere di marginamento hanno perciò creato una sorta di “catino”, dove l’acqua tende ad accumularsi ed è difficile da allontanare, dando origine ad un contesto idraulico assolutamente singolare ed unico nel suo genere. In tale contesto, l’efficienza del sistema di smaltimento delle acque reflue e meteoriche è di vitale importanza.

In particolare, dato che attualmente i collettori fognari risultano ancora in larga misura direttamente connessi alla laguna e pertanto soggetti ai riflussi di marea, al crescere del livello di quest’ultima gli abitanti dell’isola di Pellestrina sarebbero completamente sommersi dall’acqua in assenza di un efficiente sistema di sfioro e di una sua adeguata gestione (il funzionamento di tale sistema verrà descritto dettagliatamente nel seguente capitolo).

Si evidenziano così le due principali finalità e criticità che caratterizzano l’impianto fognario dell’isola di Pellestrina:

¹⁰ MOSE: MOdulo Sperimentale Elettromeccanico.

- garantire l'indipendenza della rete dal regime di marea, ovvero assicurare la tenuta idraulica del sistema di drenaggio (chiusura ermetica dei tratti che sversano in laguna) in presenza di alta marea al fine di evitare che in tali circostanze l'acqua della laguna rigurgiti all'interno dei collettori fino a risalire al piano stradale attraverso i pozzetti;
- assicurare comunque il corretto deflusso e smaltimento delle acque meteoriche (nel caso di precipitazioni intense) e reflue sia in situazioni di bassa marea che di alta marea, evitando possibili allagamenti dei centri abitati.

3. SISTEMA FOGNARIO ESISTENTE

3.1. Progetto generale del 1986 e successive varianti

Antecedentemente agli anni '80, l'isola di Pellestrina era dotata di una rete fognaria affine a quella presente nel centro storico di Venezia, ovvero costituita da un gran numero di piccoli collettori secondari misti disposti "a pettine" lungo le calli che raccoglievano indistintamente i reflui neri e gli afflussi meteorici, sversanti direttamente in laguna e soggetti ai riflussi della marea. Inoltre, erano presenti numerose chiaviche¹¹ verso laguna a presidio di scolii e fossati al fine di assicurare un rapido deflusso delle acque meteoriche e di contenere l'invasione di marea in superficie e di acque salmastre nel terreno sottostante.

A partire da questa configurazione originaria, l'assetto attuale del sistema fognario dell'isola di Pellestrina è l'esito di una serie di realizzazioni che sono state effettuate a partire dagli anni '80 fino ad oggi.

In particolare, le principali opere fognarie attualmente esistenti sono state realizzate nel quadro di un progetto generale esecutivo, denominato "Fognatura a Pellestrina e San Pietro in Volta", redatto dal Comune di Venezia nel maggio 1986. Tale progetto prevedeva la realizzazione di una rete di drenaggio di tipo misto interamente nuova e indipendente dal regime di marea. Esso si basava sull'analisi del funzionamento di un sistema di raccolta sperimentale di 500 m costruito a metà anni '80 in Sestiere Scarpa, completo di un impianto di sollevamento terminale, che dimostrava la realizzabilità di questo modello di drenaggio e il minore impatto ambientale dello scarico concentrato in laguna (al centro del canale navigabile con profondità e correnti maggiori) rispetto alle emissioni diffuse sotto riva in corrispondenza delle uscite dei collettori secondari.

Il disegno dell'impianto fognario descritto nel progetto del 1986 (Figura 3.1) comprendeva:

- un collettore principale di gronda disposto parallelamente al muro di sponda verso la laguna;
- un certo numero di impianti di sollevamento di linea, situati approssimativamente dove erano posizionate le antiche chiaviche, con il compito di rilanciare verso valle le portate nere e di smaltire mediante sfioro in laguna le portate di piena;
- una serie di collettori secondari di raccolta distribuiti ortogonalmente rispetto al ramo principale e sversanti direttamente su quest'ultimo e non in laguna;
- un impianto di depurazione in località "La Mara", tra il centro abitato di Pellestrina e quello di Portosecco, dal quale i reflui trattati venivano scaricati in mare a circa 3 km dalla riva.

¹¹ Manufatto munito di paratoie manovrabili ed utilizzato per regolare il flusso di uno scolo in un corso d'acqua.

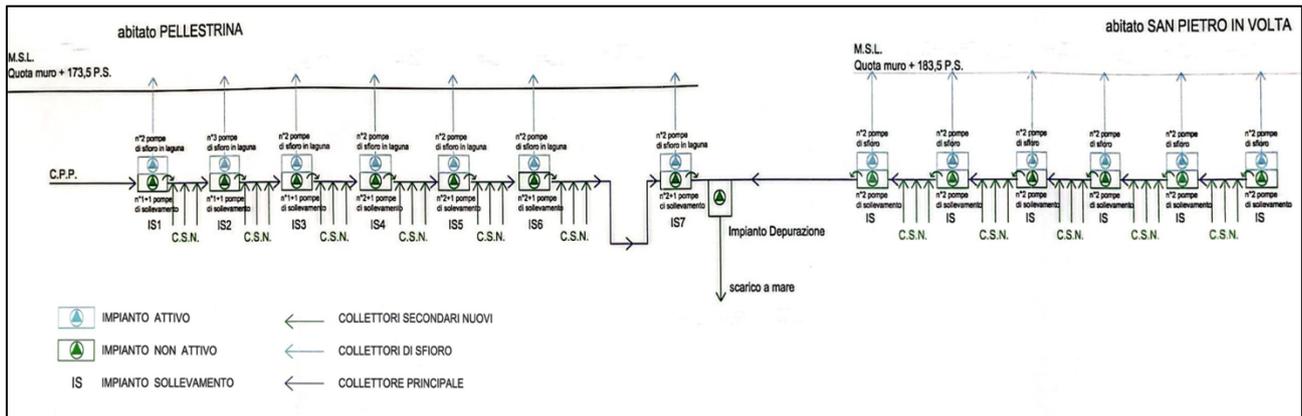


Figura 3.1 – Schema dell’impianto fognario previsto dal progetto generale del 1986 (“Linee guida per il miglioramento della rete fognaria di Pellestrina e per la sua salvaguardia”, Allegato I, Insula S.p.A.)

Il progetto generale del 1986 è stato oggetto nel corso degli anni di numerose varianti per motivi di natura tecnica ed economica. Pertanto, la concretizzazione delle varie infrastrutture idrauliche messe in conto nel disegno originario ha avuto sviluppi e risultati differenti, vista anche la presenza di diversi enti attuatori quali Comune di Venezia, Consorzio Venezia Nuova, Insula S.p.A.

Innanzitutto, la realizzazione dell’impianto di depurazione previsto originariamente in località “La Mara” non è mai giunta a compimento, nonostante i progetti fossero già stati approvati dal Comune, a causa dell’annullamento dell’appalto per motivi prevalentemente economici. A quel punto venne proposta una soluzione progettuale alternativa (Variante del 1997), ovvero la costruzione di una condotta sub-lagunare in pressione per il trasferimento dei reflui al più vicino impianto di depurazione già esistente (Lido di Venezia in località “Terre Perse”) e quindi la sola installazione di un impianto di rilancio in località “La Mara”, invece dell’originario impianto di depurazione.

La predisposizione di un collegamento tra la fognatura dell’isola e quella del Lido di Venezia forniva taluni vantaggi: minimizzazione dei costi e dei problemi di esercizio/gestione e utilizzazione dell’ampio impianto sotto carico del Lido di Venezia.

Per quanto riguarda il collettore principale e gli impianti di sollevamento nel centro abitato di Pellestrina, essi sono stati realizzati tra la metà degli anni ’80 e la metà degli anni ’90 dal Comune e dal Consorzio Venezia Nuova contestualmente ai lavori di marginamento. Le medesime opere relative all’abitato di Portosecco e San Pietro in Volta, invece, sono state attuate agli inizi degli anni 2000 da Insula S.p.A. (secondo la Variante del 1997).

Relativamente agli interventi sulla rete di collettori secondari, Insula S.p.A. ha gestito la realizzazione di quattro lotti nel centro di Pellestrina ed uno a San Pietro in Volta nel periodo compreso tra il 1999 e il 2009. Tutti gli altri lotti risultano attualmente in attesa di finanziamenti.

3.2. Descrizione e funzionamento del sistema fognario attualmente realizzato

La rete fognaria mista attualmente realizzata nell'isola di Pellestrina è divisa globalmente in due macroaree: la sezione dell'abitato di Pellestrina e quella dell'abitato di Portosecco e San Pietro in Volta (Figura 3.2). Queste due sezioni di rete presentano un differente schema di funzionamento ed appaiono indipendenti dal punto di vista degli afflussi meteorici.

La sezione di Pellestrina è costituita da una serie di impianti di sollevamento verso valle e sfioro meccanico in laguna (IS1, IS2, IS3, IS4, IS5, IS6, IS7) collegati tra loro da un collettore principale misto di gronda a gravità. È presente anche una vasca di laminazione (V1) di recente costruzione.

La sezione di Portosecco e San Pietro in Volta, allo stesso modo, è composta da una successione di stazioni di sollevamento (CP1, CP2, CP3) e sfioro (SF1, NS1, SF2, SF3, SF4, SF5, SF6) connesse tra loro da un collettore principale misto e da collettori di sfioro.

In ciascuno dei due sistemi sono presenti sia collettori secondari “vecchi”, ovvero sversanti direttamente in laguna, che “nuovi”, ossia resi indipendenti dal regime di marea e sversanti nel collettore principale.

Entrambe le sezioni sono connesse al depuratore del Lido di Venezia tramite una condotta in pressione che ha origine presso la centrale di rilancio in località “La Mara”, segue la Strada dei Murazzi fino a Santa Maria del Mare e da lì, attraverso il collegamento sub-lagunare, attraversa la bocca di porto di Malamocco per raggiungere infine il depuratore.

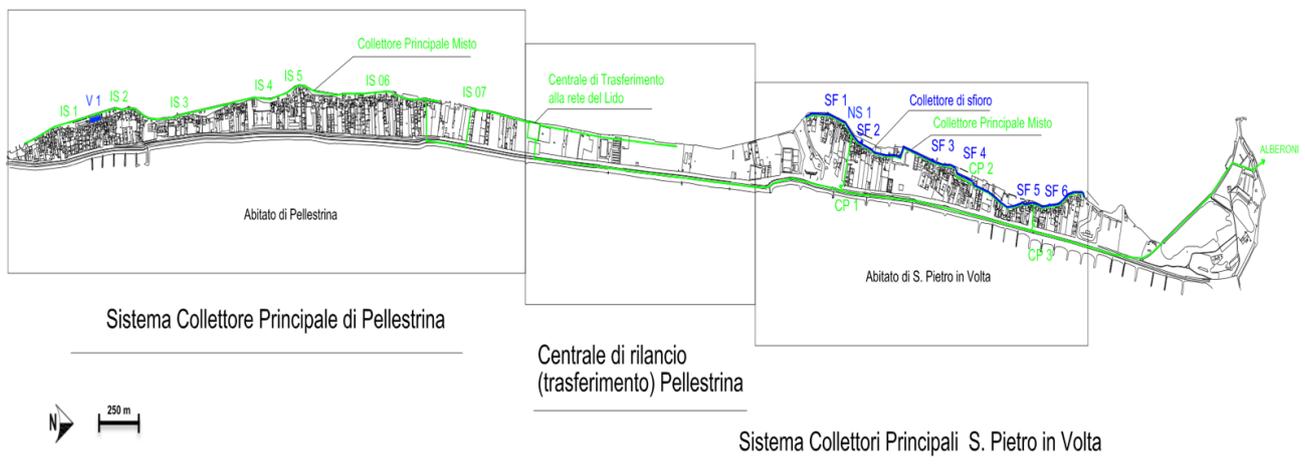


Figura 3.2 – Suddivisione della rete fognaria dell'isola di Pellestrina (“Gestione collettori principali di Pellestrina e San Pietro in Volta”, Fascicolo D, Insula S.p.A.)

Nei sottoparagrafi seguenti vengono descritti nel dettaglio i due sistemi di rete ed il loro diverso funzionamento.

3.2.1. Rete fognaria dell'abitato di Pellestrina

La sezione di rete fognaria che serve il centro abitato di Pellestrina (Figura 3.3) è costituita da:

- numerosi rami secondari misti a gravità posizionati “a pettine” rispetto al muro lagunare di marginamento. Nella parte nord dell'abitato i collettori secondari sono indipendenti dal regime di marea (collettori secondari nuovi CSN) e sversano sempre nel collettore principale, mentre nella parte sud essi non sono ancora stati isolati (collettori secondari vecchi CSV) e lo scarico diretto in laguna è presidiato da un sistema di valvole ad intervento pneumatico (VP). I rami secondari hanno un diametro di 250 mm, una pendenza di 3 m/km (0,3%) e sono realizzati in PVC¹²;
- un collettore principale a gravità parallelo al fronte lagunare (CPP) che ha il compito di far defluire le acque meteoriche e i reflui neri provenienti dai collettori secondari verso l'impianto di sollevamento più vicino, quando questi sono isolati dalle valvole pneumatiche (nel caso di CSV) o permanentemente (se si tratta di CSN). Tale collettore ha una lunghezza complessiva di circa 3.700 m ed è composto da condotte che hanno un diametro interno che va dai 400 mm fino ai 750 mm e una pendenza compresa tra i 1,5 m/km e i 4,5 m/km (0,15% e 0,45%). Per tali condotte vengono utilizzati diversi materiali da costruzione, che variano dai tratti geograficamente più a sud a quelli più a nord: PRFV¹³, PEAD¹⁴, fibrocemento e PVC;
- sette impianti di sollevamento, sfioro e pompaggio in laguna (IS1, IS2, IS3, IS4, IS5, IS6, IS7) posti in corrispondenza del collettore principale. Tre di questi (IS5, IS6, IS7) hanno il compito sia di sollevare verso valle le portate nere di tempo secco, sia di pompare in laguna le portate corrispondenti agli afflussi meteorici intensi (rapporto di diluizione 10:1). Gli altri quattro impianti (IS1, IS2, IS3, IS4) hanno il solo compito di pompare in laguna i reflui provenienti dai collettori secondari vecchi (CSV) quando le valvole pneumatiche sono chiuse. Gli impianti IS1, IS2, IS3, IS4 e IS5 sono costituiti da pozzetti circolari di diametro interno di 5,5 m e altezza utile di 2 m (volume di circa 50 m³), mentre IS6 e IS7 presentano delle vasche di accumulo rettangolari di 5 m x 7 m (volume di circa 50 m³);
- una centrale di rilancio situata in località “La Mara” (CR) che ha la funzione di convogliare le portate nere di tempo asciutto (provenienti dalle varie stazioni di sollevamento presenti nell'abitato di Pellestrina) all'impianto di depurazione del Lido di Venezia, attraverso la condotta in pressione di collegamento (CCP). Inizialmente concepita come impianto di depurazione e successivamente convertita a sola centrale di rilancio, essa presenta la

¹² PVC: Polivinilcloruro.

¹³PRFV: Conosciuto con il termine di “vetroresina”, è un materiale composito costituito da fibre di vetro e resine poliesteri.

¹⁴ PEAD: Polietilene ad alta densità.

possibilità di essere utilizzata come depuratore in caso di necessità ed è pertanto costituita da vasche in serie per il trattamento eventuale dei reflui dotate di moduli di grigliatura e dissabbiatura. Presenta una vasca volano del volume di 500 m³ (espandibili fino a 1000 m³) munita di dispositivi di aerazione e miscelazione con la funzione di modulare in tempo ordinario la portata trasferita verso Lido, invasare le acque di prima pioggia raccolte nel bacino di Pellestrina e aumentare quindi il rapporto di diluizione delle portate sfiorate in laguna dalla fognatura mista ed infine svolgere la funzione di depurazione con processo biologico SBR¹⁵ in caso di disservizio o manutenzione della condotta di collegamento;

- una vasca di laminazione situata in Piazzale “La Siesta” (V1), tra gli impianti IS1 ed IS2, che serve ad accrescere la capacità di accumulo delle acque meteoriche al fine di scaricarle in laguna in maniera controllata, con una portata molto più contenuta. In tal modo si evitano flussi eccessivi di portata e quindi eventuali colpi d’ariete al sistema. L’opera presenta delle dimensioni interne di 60 m x 2,50 m x 1,20 m;
- alcune motopompe mobili disposte in punti critici e strategici per le situazioni di emergenza (ad esempio alluvioni). Il loro numero è stato aumentato in seguito all’alluvione del 12 novembre 2019 e sono stati installati anche dei gruppi elettrogeni di emergenza.

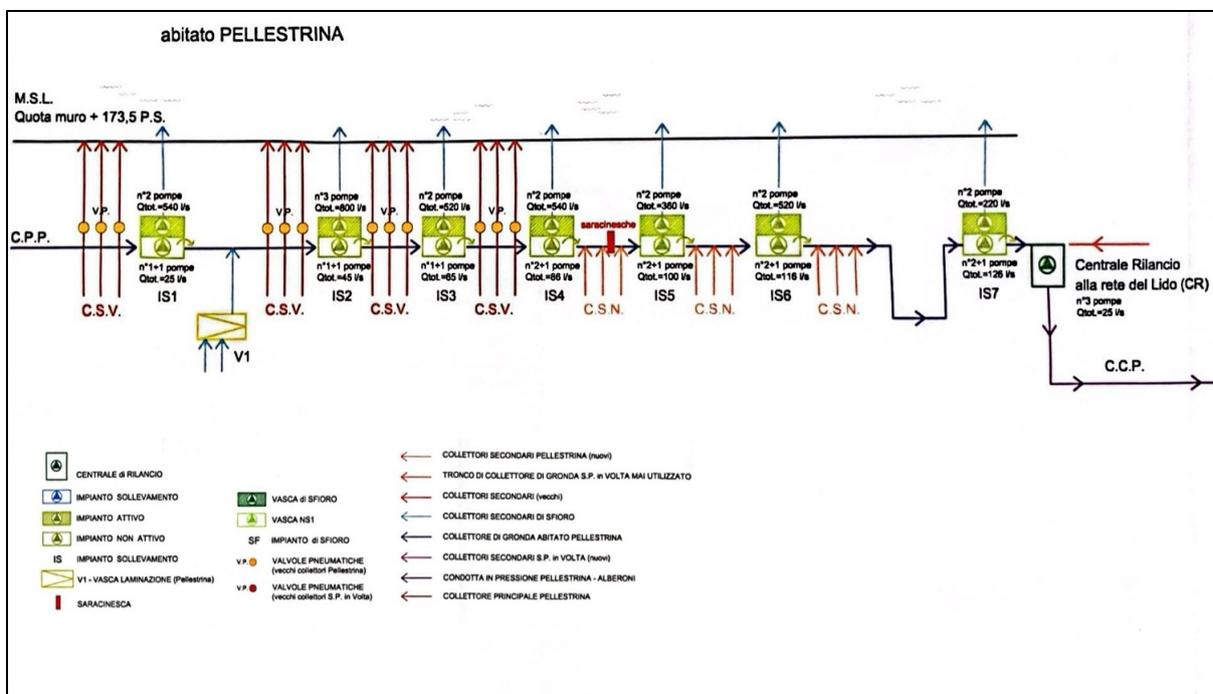


Figura 3.3 – Schema della sezione di rete fognaria dell’abitato di Pellestrina (“Linee guida per il miglioramento della rete fognaria di Pellestrina e per la sua salvaguardia”, Allegato 2, Insula S.p.A.)

¹⁵ Sistema di trattamento biologico a flusso discontinuo e fasi sequenziali (Sequencing Batch Reactor) per la rimozione del carbonio organico, di azoto e fosforo.

La presenza di collettori secondari nuovi (CSN) già adeguati e sversanti nel collettore principale e di collettori secondari vecchi (CSV) non ancora adeguati e regimentati da valvole pneumatiche, determina due differenti modalità di funzionamento del sistema:

- la parte a nord dell'abitato, comprendente gli impianti IS5, IS6 e IS7, dove è stata realizzata una nuova rete di collettori secondari, presenta un funzionamento a regime in cui tutti gli scarichi in laguna sono stati chiusi permanentemente dalle interferenze di marea e il collettore principale riceve sempre i reflui. Nel caso di tempo asciutto i soli reflui neri provenienti dai rami secondari vengono rilanciati alla stazione successiva fino alla centrale di rilancio (CR) e da questa al depuratore del Lido attraverso la condotta di collegamento. Nel caso di tempo di pioggia, invece, le acque meteoriche di esubero relative alle precipitazioni intense vengono pompate meccanicamente in laguna. Queste tre stazioni, dunque, sono dotate di 2-3 grosse pompe per il pompaggio in laguna delle acque meteoriche (ciascuna di potenza 15-25 kW) e di 2-3 pompe più piccole per il sollevamento delle portate nere (potenza di circa 5 kW). L'avvio delle pompe di sollevamento delle portate nere e di sfioro in laguna degli esuberi di portata è determinato da un sistema di galleggianti meccanici;
- la parte sud del centro abitato, comprendente gli impianti IS1, IS2, IS3 e IS4, dove i collettori secondari non sono ancora stati adeguati, non è perennemente isolata dai fenomeni di alta marea e presenta un funzionamento che si basa sull'apertura e sulla chiusura dell'impianto di valvole ad intervento pneumatico (VP). Quando si verificano le condizioni di pioggia intensa (superiore a 12 mm/h) o di alta marea superiore a +70 cm s.m.m. (riferito allo ZMPS) il sistema di valvole pneumatiche si chiude automaticamente (chiusura comandata da mareografi e da un pluviometro) e i reflui, sia di tempo asciutto che di tempo di pioggia, vengono raccolti per rigurgito nel collettore principale per essere pompati direttamente in laguna dall'impianto di sfioro più vicino. Nel caso in cui, invece, non si verifichi almeno una di queste condizioni (ovvero in assenza di precipitazioni intense e/o in condizioni di bassa marea) le stazioni sono poste a riposo dai sistemi automatici e le valvole rimangono aperte per sversare direttamente in laguna i reflui sia di tempo asciutto che di tempo di pioggia. Non essendo predisposto il sollevamento verso valle delle portate nere, le quattro stazioni sono dotate solo di 2-3 grosse pompe per il pompaggio in laguna. In questa sezione di rete, pertanto, i reflui neri di tempo asciutto giungono sempre in laguna, siano essi scaricati dagli impianti di sfioro a valvole chiuse o dai collettori secondari a valvole aperte.

In questa seconda sezione di rete gli impianti di sollevamento sono sostanzialmente autonomi l'uno dall'altro in quanto nessuna portata viene convogliata verso valle e ognuno di essi ha un determinato

bacino di afferenza e sfiora meccanicamente in laguna i reflui relativi a quel solo bacino (quando si verificano le condizioni precedentemente descritte). Le simulazioni di verifica saranno eseguite per un tratto di tale sezione.

Anche nella prima sezione di rete, almeno per quanto riguarda le acque meteoriche, le stazioni possono essere idealmente considerate indipendenti l'una dall'altra, dal momento che verso valle (fino a depurazione) viene convogliata solamente una portata nera contenuta e costante.

Al fine di fornire una più chiara e precisa visione d'insieme viene allegata in *Appendice 1* una planimetria rappresentante il sistema fognario del centro abitato di Pellestrina, redatta da Insula S.p.A. I collettori secondari non sono rappresentati nelle planimetrie realizzate da Insula S.p.A. in quanto essi non erano oggetto dell'appalto.

3.2.2. Rete fognaria dell'abitato di Portosecco e San Pietro in Volta

Il sistema fognario che serve il centro abitato di Portosecco e San Pietro in Volta (Figura 3.4) appare solo parzialmente affine a quello dell'abitato di Pellestrina descritto in precedenza. Esso è costituito da:

- una successione di condotte secondarie miste a gravità poste ortogonalmente rispetto al muro di marginamento lagunare (diametro 250 mm). In questo caso, nell'area a sud dell'abitato i collettori risultano essere già adeguati (collettori secondari nuovi CSN) e quindi resi indipendenti dalle fluttuazioni della marea e sversanti nel collettore principale, mentre nell'area a nord dell'abitato i rami secondari sversano direttamente in laguna (collettori secondari vecchi CSV) e sono regimentati ed isolati dai riflussi di marea dal solo sistema di valvole pneumatiche (VP);
- un collettore principale di sfioro a gravità lungo il fronte lagunare (CSS) avente il compito di intercettare tutti i collettori secondari e di convogliare i reflui alle stazioni di sfioro più vicine quando le valvole pneumatiche sono chiuse. Tale collettore non appare come un unico corpo ma risulta essere costituito da più tronconi di sfioro indipendenti ed afferenti alle varie stazioni di sfioro. I vari tratti presentano un diametro interno di 315 mm e sono realizzati in PVC;
- sei impianti di sfioro e pompaggio in laguna (SF1, SF2, SF3, SF4, SF5, SF6) poste in corrispondenza dei tronconi di sfioro. Tali impianti presentano una vasca di accumulo a pianta quadrata di 3 m x 3 m ed un volume complessivo di circa 18 m³. È presente anche un ulteriore impianto di sollevamento, sfioro e pompaggio (NS1) collocato tra SF1 e SF2 con funzione di supporto a queste ultime;

- un collettore principale a gravità parallelo al fronte lagunare (CPS) con il compito di intercettare i rami secondari prima dei collettori di sfioro per raccogliere i reflui di tempo asciutto (nel caso di CSN). Esso è realizzato in PEAD, presenta un diametro interno di 250 mm, una pendenza variabile tra i 2 m/km e i 3 m/km (0,2% e 0,3%) ed una lunghezza complessiva di circa 2.000 m;
- due centrali di rilancio (CP1 in funzione e CP3 non ancora in funzione) situate in prossimità della Strada dei Murazzi ed aventi la funzione di pompare i reflui provenienti dal collettore principale lagunare all'interno della condotta in pressione di collegamento al Lido (CCP). La centrale CP1 è situata in località Portosecco e ad essa conferiscono le stazioni SF1, NS1 e SF2; è costituita da una vasca di raccolta per il processo di dissabbiatura e filtraggio con sollevamento verticale dei solidi in sospensione e da una vasca per il sollevamento generale e rilancio al depuratore del Lido (volume di circa 93 m³). L'impianto CP3 è invece localizzato a San Pietro in Volta e risulta analogo a CP1; una volta in funzione esso sarà posto a servizio delle stazioni di sfioro SF3 ed SF4;
- due collettori a gravità (CVS) che collegano il collettore principale alle due centrali di rilancio. Essi sono posti ortogonalmente al collettore principale ed alla condotta di collegamento al Lido lungo due strade pubbliche. Presentano un diametro interno di 315 mm ed una pendenza variabile tra i 2 m/km e i 7 m/km (0,2% e 0,7%);
- un'ulteriore stazione di pompaggio (CP2 non ancora in servizio) situata a San Pietro in Volta che attraverso un collettore di convogliamento in pressione rimanda i reflui in testa ad un tronco del collettore principale che a sua volta li trasferisce a gravità alla centrale CP1. Tale soluzione è stata ideata vista l'assenza di percorsi pubblici in quel tratto per raggiungere il collettore in pressione nella Strada dei Murazzi. Una volta in funzione, essa sarà posta al servizio delle stazioni SF3 ed SF4;
- diverse motopompe carrellate (cinque più una di riserva) per far fronte alle situazioni più critiche.

Tale sistema, pertanto, si differenzia da quello di Pellestrina principalmente per il fatto che non è presente un collegamento diretto tra le stazioni di sollevamento, ma una serie di tronconi di sfioro talvolta in comunicazione diretta o indiretta.

In aggiunta, si riscontra la presenza di condotte a gravità (CVS) di convogliamento dal collettore principale posto lungo laguna alla condotta in pressione situata lungo la Strada dei Murazzi.

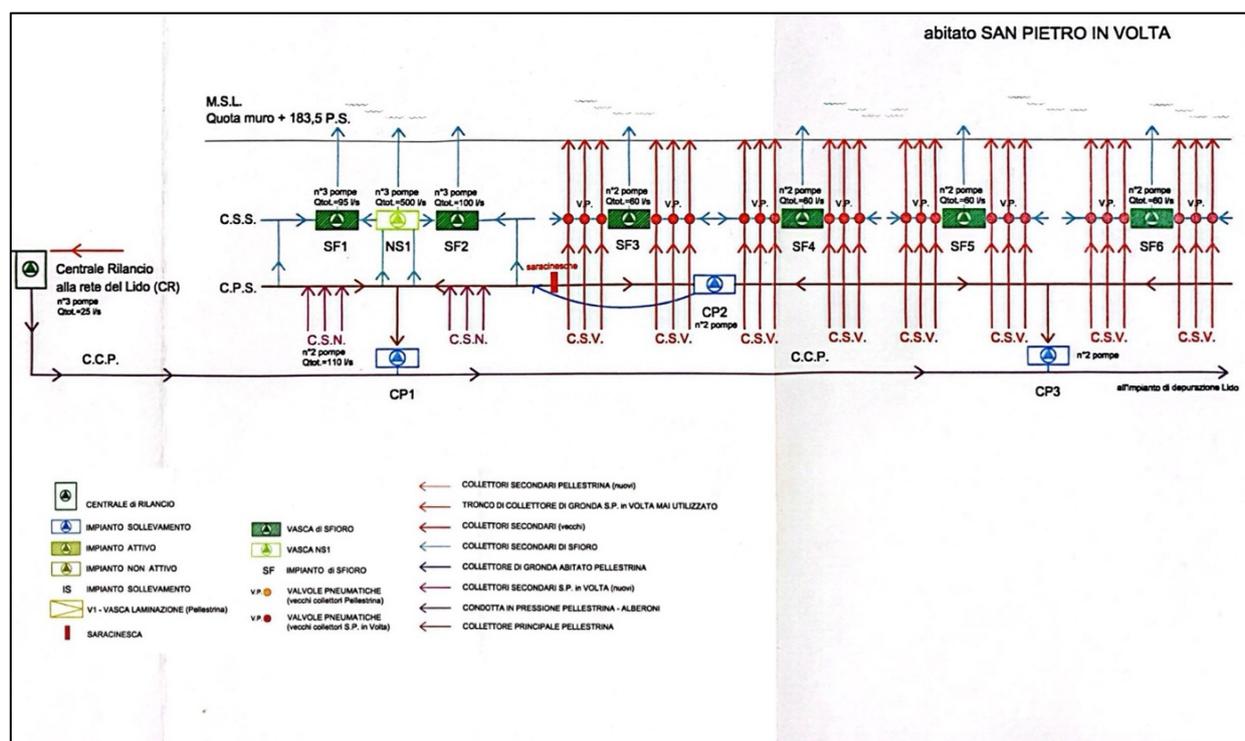


Figura 3.4 – Schema della sezione di rete fognaria dell’abitato di Portosecco e San Pietro in Volta (“Linee guida per il miglioramento della rete fognaria di Pellestrina e per la sua salvaguardia”, Allegato 2, Insula S.p.A.)

Le modalità di funzionamento si rivelano comunque analoghe alla porzione di rete che serve l’abitato di Pellestrina (appare differente la risposta di talune apparecchiature elettromeccaniche):

- nella porzione di territorio a sud dell’abitato (zona di Portosecco), comprendente le stazioni SF1, NS1 e SF2, dove è stata realizzata una nuova rete di collettori secondari, tutti gli scarichi diretti in laguna sono chiusi permanentemente e si realizza la configurazione a regime del sistema. Tale porzione di rete risulta quindi completamente isolata dai flussi di marea. In condizioni di tempo asciutto i reflui neri sono intercettati fin da subito dal collettore principale, convogliati alla stazione di rilancio CP1 e pompati in pressione al depuratore del Lido attraverso la condotta di collegamento. In condizioni di tempo di pioggia, invece, l’eventuale esubero di portata meteorica viene sfiorata prima nei tronconi di sfioro e da questi convogliata agli impianti di sfioro di riferimento e quindi pompata in laguna. SF1 ed SF2 funzionano in bypass in linea al collettore di sfioro allagandosi e sfiorando la portata contenuta nel collettore. Esse sono caratterizzate dalla presenza di tre piccole pompe ciascuna da 2,5 kW. NS1 presenta una vasca che si allaga per tracimazione portando in funzione tre grosse pompe grazie ad un sensore ad ultrasuoni di livello;
- nell’area a nord del centro abitato (zona di San Pietro in Volta), comprendente le stazioni dalla SF3 alla SF6, dove i rami secondari non sono ancora stati adeguati, la rete risente delle

condizioni di marea e lo scarico in laguna è presidiato da un sistema di valvole pneumatiche. In regime di alta marea superiore a +85 cm s.m.m. (riferito allo ZMPS) dei mareografi posizionati in prossimità delle stazioni determinano la chiusura delle valvole ed i reflui, sia di tempo asciutto che di tempo di pioggia, vengono raccolti nei tronconi di sfioro che li convogliano alla stazione di pompaggio più vicina e da questa pompati in laguna. In caso di bassa marea le valvole rimangono aperte ed i reflui, sia di tempo asciutto che di pioggia, defluiscono direttamente in laguna. Le stazioni dalla SF3 alla SF6 sono analoghe alle precedenti per caratteristiche fisiche ed elettromeccaniche ma, diversamente, il loro azionamento è permesso da un sistema automatico che chiude anche le valvole pneumatiche.

Anche in questo caso, dunque, i sistemi di sfioro risultano essere sostanzialmente indipendenti l'uno dall'altro sia in presenza di collettori secondari vecchi che di collettori secondari già adeguati. In quest'ultimo caso nemmeno la portata nera (assunta comunque contenuta e costante) viene trasferita a valle dagli impianti di sfioro essendo convogliata a depurazione attraverso le centrali di rilancio (attualmente solo CP1).

Si fornisce in *Appendice 2*, anche per questa sezione di rete, una planimetria rappresentante il sistema fognario del centro abitato di Portosecco e San Pietro in Volta, redatta da Insula S.p.A.

3.2.3. Collettore di collegamento in pressione

Come già accennato precedentemente, il collettore di collegamento consta di una condotta in pressione avente il compito di convogliare tutti i reflui neri di tempo asciutto generati dall'intero litorale (Pellestrina, Portosecco e San Pietro in Volta) all'impianto di depurazione del Lido di Venezia (Malamocco in località "Terre Perse"). Tale condotta ha origine presso la centrale di rilancio in località "La Mara" e presenta una lunghezza complessiva di circa 6.690 m, con un tratto parzialmente sub-lagunare. Nel dettaglio, il collettore si rivela suddiviso in quattro tratti riconoscibili:

- una condotta di collegamento (CCP) disposta nell'isola di Pellestrina lungo la Strada dei Murazzi. Essa è lunga circa 4.840 m ed ha un diametro di 200 mm, è realizzata in ghisa sferoidale, rivestita internamente di cemento alluminoso¹⁶ ed esternamente di polietilene estruso. Riceve i reflui dalla centrale di rilancio in località "La Mara" (che serve l'abitato di Pellestrina), dalla centrale CP1 (che serve l'abitato di Portosecco) e anche quelli relativi agli impianti di cantierizzazione del MOSE situati a Santa Maria del Mare. La condotta intercetterà

¹⁶ Ciò garantisce una migliore resistenza agli agenti chimici (al posto del classico cemento Portland), viste le caratteristiche chimicamente e biologicamente aggressive della fognatura nera.

anche i reflui provenienti dalla centrale CP3 (che serve l'abitato di San Pietro in Volta) una volta posta in funzione ovvero quando saranno adeguati i collettori secondari in zona;

- una condotta di attraversamento sub-lagunare della bocca di porto di Malamocco (ABL) lunga circa 940 m. È realizzata in acciaio saldato e presenta un diametro di 200 mm;
- una condotta in ghisa sferoidale del diametro di 200 mm (CCL) di collegamento tra il bordo nord della bocca di porto ed il centro abitato degli Alberoni. Presenta una lunghezza di circa 660 m;
- una tubazione di attraversamento del canale Lemento ad Alberoni (ACL) in acciaio, anch'essa di diametro 200 mm e lunga 250 m. Tale collegamento risulta attualmente fuori servizio ed è sostituito da una condotta di bypass esterna fuori terra posata sopra un ponte.

Da lì in poi il collettore si aggancia alla rete fognaria del Lido e raggiunge l'impianto di depurazione.

3.2.4. Valvole pneumatiche e adeguamenti futuri

Il sistema di valvole pneumatiche presente nell'isola di Pellestrina risulta di fondamentale importanza per isolare parzialmente la rete dall'intrusione di marea in sostituzione di una chiusura permanente degli scarichi diretti dei collettori secondari in laguna. Le valvole sono dunque predisposte in tutti quei tratti di rete dove i rami secondari non sono ancora stati adeguati e le immissioni in laguna di questi ultimi non sono ancora state chiuse ovvero nelle porzioni afferenti alle stazioni IS1, IS2, IS3, IS4 per quanto riguarda l'abitato di Pellestrina ed in quelle afferenti agli impianti SF3, SF4, SF5, SF6 per l'abitato di San Pietro in Volta. L'intercettazione è garantita da un totale di 105 valvole in alluminio con membrana a chiusura pneumatica (60 a Pellestrina e 45 a San Pietro in Volta) che impediscono all'acqua di marea di confluire all'interno del sistema fognario. Alla chiusura delle valvole i reflui vengono deviati in condotte bypass e raccolti nel collettore principale, e quindi trasmessi alla stazione più vicina. Il sistema pneumatico è costituito da una condotta interrata in PEAD che capillarmente collega tutte le valvole ed è mandato e mantenuto in pressione da vari compressori disposti presso i rispettivi box di controllo.

In caso di alta marea, nell'eventualità di un guasto su tali dispositivi, l'acqua della laguna entrerebbe all'interno della rete mescolandosi con i reflui misti e provocando un rigurgito delle varie condotte con conseguenti inondazioni ed allagamenti di acqua mista nel centro abitato in superficie. Vista la predisposizione dell'isola a creare una sorta di "catino" (si veda paragrafo 2.2) lo smaltimento di tali acque risulterebbe decisamente problematico, similmente a quanto accaduto con l'alluvione del 12 novembre 2019, dove però l'acqua ha direttamente oltrepassato il muro di sponda lato laguna.

Inoltre, lo sversamento diretto in laguna delle portate nere di tempo asciutto (seppur con un determinato rapporto di diluizione) aumenta notevolmente il rischio di inquinamento ambientale, alterando un ecosistema già precario e compromesso.

La soluzione a questi importanti problemi risulta essere necessariamente l'adeguamento di tutti i collettori secondari di vecchia costruzione e quindi la chiusura permanente dei vari scarichi in laguna, eliminando l'intermediazione del sistema pneumatico di valvole. In questo modo si perseguirebbe sia il fine di salvaguardare l'isola ed i suoi abitanti dal punto di vista idraulico, sia quello di limitare l'impatto ambientale.

In aggiunta, l'adeguamento dei rami secondari consentirebbe anche l'attivazione delle centrali di rilancio CP2 e CP3 nell'abitato di Portosecco e San Pietro in Volta, aumentando l'efficienza dell'intera rete.

4. VERIFICA DI UN TRATTO DI RETE DI DRENAGGIO

4.1. Porzione di rete considerata e ipotesi assunte

La porzione di territorio presa in considerazione per il successivo studio riguarda un'area limitata a sud del centro abitato di Pellestrina, afferente all'impianto di sollevamento IS1 (Figura 4.1 e Figura 4.2). La rete di drenaggio presente in quest'area risulta dunque non isolata dal regime di marea e costituita da collettori secondari non ancora adeguati e sversanti direttamente in laguna attraverso il sistema di valvole pneumatiche (si veda sottoparagrafo 3.2.1).

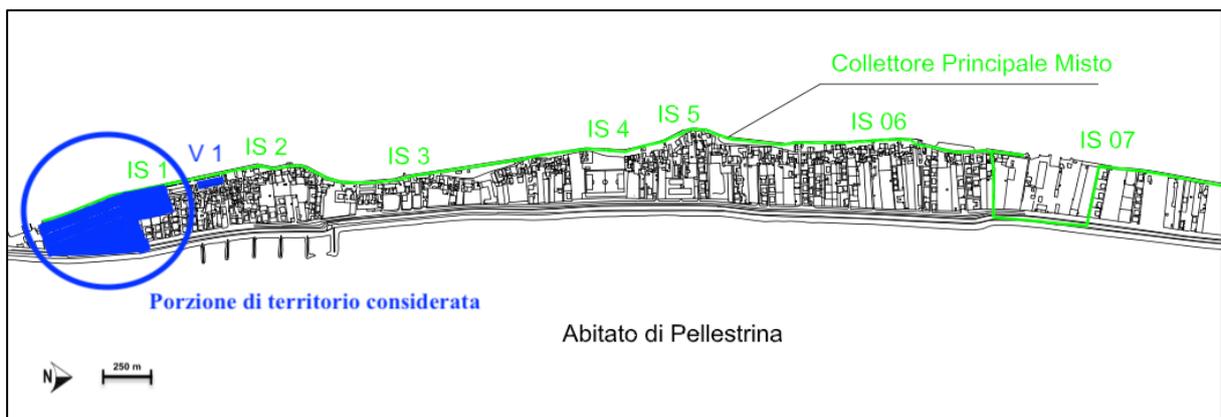


Figura 4.1 – Collocazione dell'area considerata nell'abitato di Pellestrina



Figura 4.2 – Ingrandimento planimetrico della porzione di territorio presa in esame

Sulla base delle planimetrie del sistema fognario fornite da Veritas è stato possibile ricostruire il tracciato del collettore principale lungo il muro di sponda verso la laguna in questo determinato settore (fino alla IS1). Per quanto riguarda i collettori secondari, non essendo stato possibile reperire una mappatura delle varie condotte, esse sono state posizionate arbitrariamente a partire dai pozzetti in corrispondenza del collettore principale, tenendo conto dell'edificato circostante e cercando di seguire i percorsi delle svariate calli che collegano il fronte lagunare con la Strada dei Murazzi: si è creata così una sorta di disposizione a “pettine” (Figura 4.3). La determinazione del bacino idraulico complessivo afferente alla IS1 è stata stabilita sulla base della disposizione di tali percorsi pubblici dove posare i rami secondari. In particolare, le abitazioni poste a nord-est dell'area presa in esame sono state escluse dalla delimitazione del bacino afferente alla IS1 in quanto non vi sono calli che mettono in comunicazione il collettore principale con tale raggruppamento di edifici.



Figura 4.3 – Rappresentazione qualitativa della porzione di rete considerata (collettore principale e rami secondari)

In fase di verifica vengono assunte le seguenti ipotesi generali:

- si considera la sola portata bianca meteorica all'interno della rete, trascurando la portata nera supposta limitata e costante. Da progetto, infatti, la portata nera relativa alla stazione IS1 risulta essere di circa 34 l/s a fronte di una portata meteorica approssimativa di 481 l/s (si veda paragrafo 4.3);

- oltre alla presenza dell'evento intenso di precipitazione, si considera il contemporaneo verificarsi di una condizione di alta marea tale per cui comunque il sistema di valvole pneumatiche risulta chiuso e la portata meteorica, dopo essere stata intercettata dal collettore principale, deve essere interamente evacuata in laguna dalla stazione di pompaggio IS1. Tale situazione risulta essere quella più critica per la rete di drenaggio, in quanto il corretto ed efficiente esercizio del sistema si basa in tal caso solo ed esclusivamente sul buon funzionamento dell'impianto di pompaggio che in tal caso lavora a diverse prevalenze (per il livello variabile di marea), unica opera deputata allo sfioro della portata ed al mantenimento del territorio all'asciutto.

Si assume che l'alta marea (in tale porzione di rete superiore a +70 cm s.m.m. ZMPS per consentire la chiusura delle valvole) permanga per tutta la durata dell'evento meteorico ed anche nelle ore successive (si veda sottoparagrafo 4.2.4), in modo da simulare lo svuotamento della rete sempre in tale condizione. In questo senso, gli scarichi diretti in laguna risultano chiusi per tutta la durata della simulazione di verifica e pertanto non vengono presi in considerazione o rappresentati nelle varie planimetrie;

- si assume che i risultati e le considerazioni che si otterranno per questo tratto di rete vengano assunte a modello ed acquistino validità per l'intera rete di drenaggio dell'isola di Pellestrina, vista la sostanziale indipendenza dei vari impianti di pompaggio e le simili caratteristiche idrauliche di tutto il territorio circostante.

4.2. Dati di progetto e rappresentazione della rete mediante il software SWMM

Al fine di implementare la porzione di rete presa in esame all'interno del software SWMM per poter effettuare le verifiche, risulta necessario innanzitutto caricare una mappa georeferenziata dell'area considerata (ottenuta mediante il programma di modellazione QGIS) inserendo su SWMM le coordinate dei vertici della mappa. In questo modo le lunghezze delle varie condotte e le aree dei vari sottobacini di afferenza vengono direttamente calcolate dal software a partire dalla mappa georeferenziata.

Essendo già stato condotto il dimensionamento effettivo della rete di drenaggio dell'isola, si hanno a disposizione alcuni dati di progetto di questa porzione di rete. Nei successivi sottoparagrafi verranno dunque presentati i dati, ove disponibili, relativi alle diverse opere idrauliche realizzate (pozzetti, condotte, vasca di accumulo e pompe) e di conseguenza sarà mostrata la rappresentazione ottenuta su SWMM di queste ultime. Verranno inoltre definiti soggettivamente alcuni elementi idraulici (sottobacini) necessari per realizzare le simulazioni di verifica, non disponendo dei dati relativi a tali elementi assunti in fase di progetto.

4.2.1. Sottobacini di afferenza

La porzione di territorio oggetto di studio, che rappresenta il bacino d'influenza dell'impianto IS1, è stata suddivisa in un certo numero di sottobacini di afferenza. In particolare, sono stati individuati arbitrariamente 91 sottobacini (Figura 4.4). Il criterio che si è utilizzato al fine di individuare questi sottobacini è stato quello di cercare di seguire il più possibile i confini delle diverse zone residenziali e delle varie calli presenti.

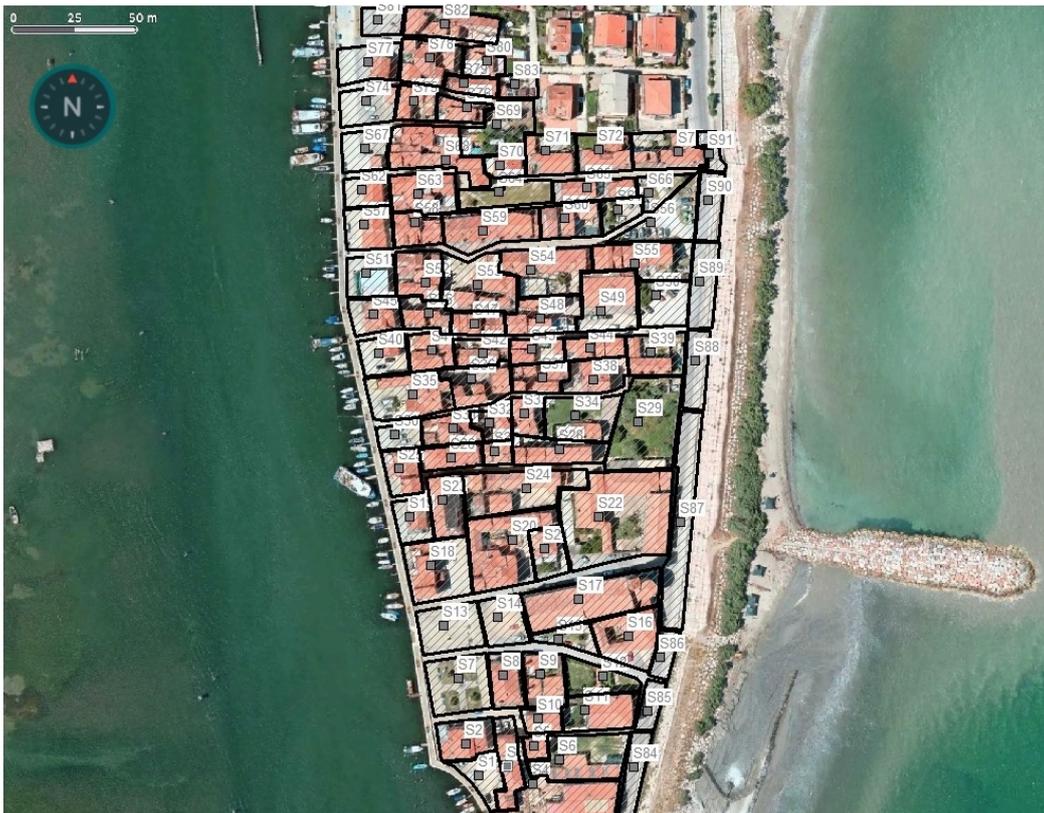


Figura 4.4 – Sottobacini di afferenza individuati

Le singole aree dei sottobacini e di conseguenza l'area totale dell'intero bacino in ettari (ha) sono state calcolate direttamente attraverso il software SWMM (Tabella 4.1).

Allo scopo di ottenere una stima della portata massima prodotta dall'evento meteorico, ciascun sottobacino è stato caratterizzato con un determinato valore del coefficiente di deflusso ϕ (Tabella 4.1 e Figura 4.5) sulla base del fabbricato presente (uso del suolo individuabile dalla foto satellitare). Il coefficiente di deflusso ϕ viene definito come il rapporto tra il volume defluito attraverso una assegnata sezione in un certo intervallo di tempo ed il volume meteorico totale piovuto sul bacino di monte nello stesso intervallo. I valori che tale coefficiente può assumere vanno da 0,1 per un'area interamente verde e permeabile (valore utilizzato per alcuni sottobacini con prati e giardini) a 0,9 per

un'area totalmente urbanizzata ed impermeabile (valore utilizzato per alcuni sottobacini con sola superficie asfaltata).

L'assegnazione di un valore per tale coefficiente a ciascun sottobacino si rivela di grande importanza in quanto un bacino più impermeabilizzato avrà meno infiltrazione nel sottosuolo e quindi contribuirà in maniera più importante a fornire acqua alla rete di drenaggio; al contrario un bacino più permeabile contribuirà in misura minore alla rete in quanto parte dell'acqua viene persa nel terreno o si invasa in piccole cavità. Visto il peso di tale coefficiente e l'arbitrarietà con cui esso viene stabilito per ciascun sottobacino risulta evidente che i valori di portata finali potranno essere diversi da quelli descritti nel progetto di dimensionamento originario fornito da Veritas.

Sottobacino	Area (ha)	Coefficiente di deflusso
S1	0,03	0,8
S2	0,03	0,8
S3	0,03	0,8
S4	0,07	0,7
S5	0,01	0,8
S6	0,06	0,25
S7	0,05	0,35
S8	0,03	0,8
S9	0,03	0,7
S10	0,02	0,8
S11	0,04	0,5
S12	0,03	0,15
S13	0,05	0,75
S14	0,03	0,7
S15	0,02	0,3
S16	0,05	0,75
S17	0,09	0,75
S18	0,06	0,75
S19	0,02	0,8
S20	0,08	0,7
S21	0,03	0,45
S22	0,15	0,3
S23	0,03	0,8
S24	0,07	0,75
S25	0,03	0,8
S26	0,02	0,8
S27	0,01	0,8
S28	0,04	0,8
S29	0,09	0,1
S30	0,02	0,8
S31	0,03	0,8
S32	0,02	0,8
S33	0,02	0,8
S34	0,05	0,2
S35	0,06	0,7
S36	0,04	0,8
S37	0,03	0,8
S38	0,03	0,75
S39	0,04	0,55
S40	0,03	0,8

S41	0,03	0,8
S42	0,02	0,8
S43	0,02	0,8
S44	0,02	0,8
S45	0,03	0,8
S46	0,02	0,8
S47	0,02	0,8
S48	0,04	0,8
S49	0,05	0,6
S50	0,04	0,4
S51	0,03	0,8
S52	0,03	0,8
S53	0,06	0,75
S54	0,06	0,75
S55	0,05	0,5
S56	0,04	0,35
S57	0,03	0,8
S58	0,03	0,8
S59	0,05	0,75
S60	0,03	0,75
S61	0,02	0,2
S62	0,02	0,8
S63	0,04	0,8
S64	0,03	0,1
S65	0,03	0,75
S66	0,02	0,15
S67	0,03	0,75
S68	0,06	0,75
S69	0,05	0,15
S70	0,01	0,75
S71	0,03	0,6
S72	0,03	0,55
S73	0,04	0,7
S74	0,03	0,75
S75	0,02	0,75
S76	0,02	0,75
S77	0,04	0,75
S78	0,04	0,75
S79	0,01	0,75
S80	0,02	0,75
S81	0,02	0,75
S82	0,04	0,7
S83	0,01	0,3
S84	0,03	0,9
S85	0,02	0,9
S86	0,02	0,9
S87	0,08	0,8
S88	0,03	0,8
S89	0,03	0,8
S90	0,03	0,8
S91	0,01	0,9
Bacino complessivo	3,28	

Tabella 4.1 – Aree e coefficienti di deflusso dei sottobacini individuati

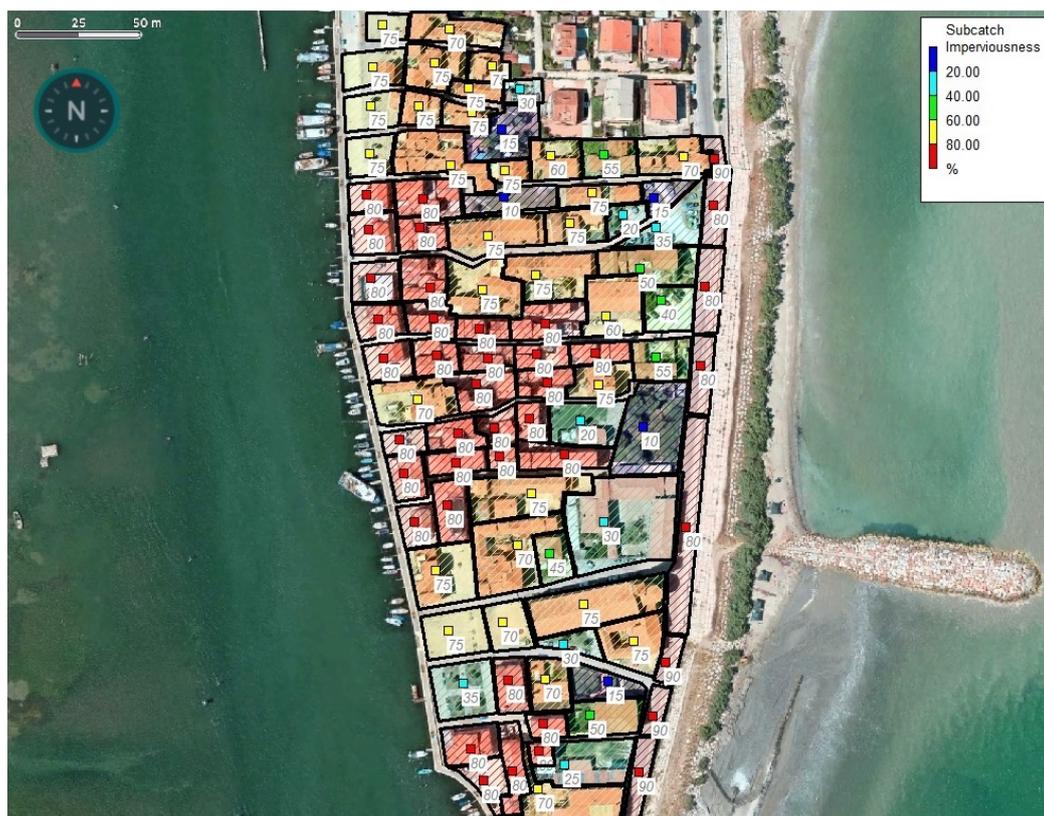


Figura 4.5 – Coefficienti di deflusso (%) per i vari sottobacini

Da ultimo, per rendere la verifica più aderente alla realtà, ciascun sottobacino è stato caratterizzato anche con un parametro denominato *width*. In SWMM, esso è una quantificazione della dimensione media del bacino ortogonale alla direzione principale di drenaggio assunta lungo il bacino verso la condotta.

4.2.2. Pozzetti e condotte

L'effettiva ubicazione dei pozzetti relativi al collettore principale (fino alla vasca rappresentante la IS1) è stata determinata utilizzando le planimetrie fornite da Veritas ed osservando attentamente le immagini satellitari di questa porzione di territorio in modo da ricercare la collocazione puntuale dei vari chiusini¹⁷. Per quanto riguarda la posizione dei pozzetti riguardanti i rami secondari (non indicati nelle planimetrie di progetto), essa è stata stabilita anche in questo caso mediante le foto satellitari, laddove possibile viste le esigue dimensioni delle calli, ed in generale in modo arbitrario cercando di mantenere cautelativamente una distanza inferiore ai 25 m tra i vari pozzetti, data la presenza di numerose superfici impermeabili.

Sono così fissate le collocazioni di tutti i nodi (Figura 4.6). I pozzetti situati in corrispondenza del collettore principale (ad eccezione di N1 e del nodo rappresentante la vasca) risultano essere sia

¹⁷ Si tratta dei coperchi dei vari pozzetti, in questo caso di forma rettangolare in ghisa sferoidale.

pozzetti d'ispezione sia di confluenza visto che hanno il compito di intercettare le tubazioni secondarie.

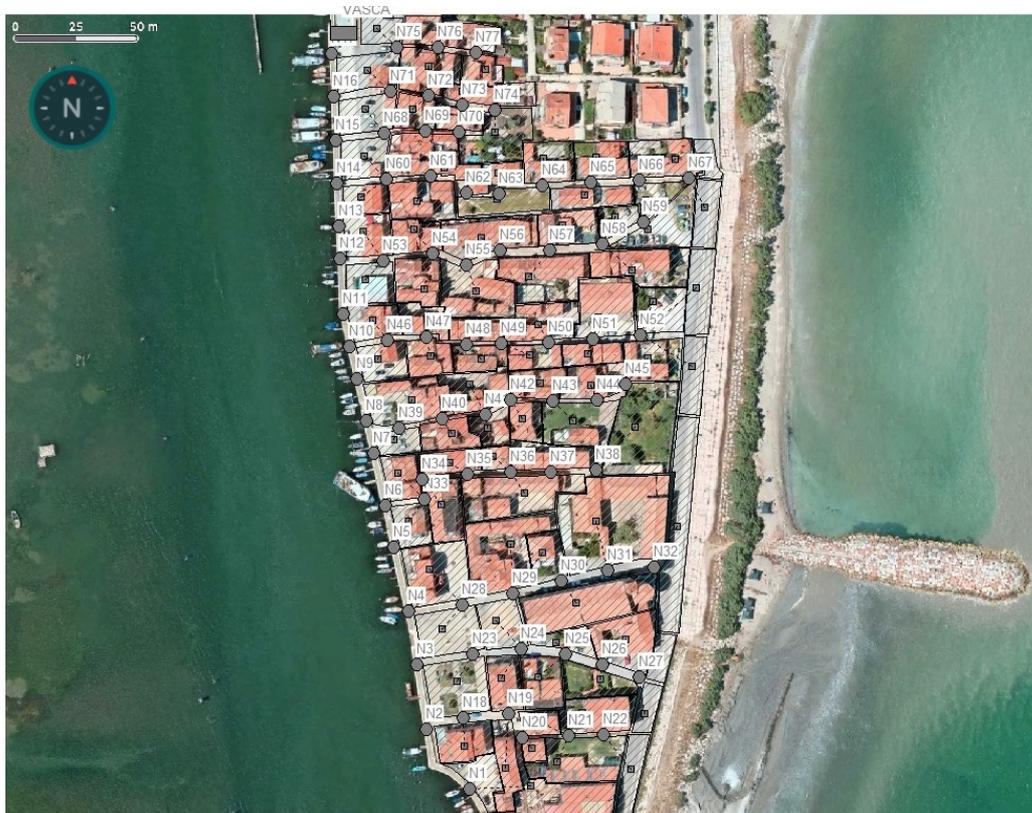


Figura 4.6 – Posizione e identificazione dei nodi-pozzetti costituenti la porzione di rete

Le pendenze ed i diametri delle varie condotte, sia principali che secondarie, risultano essere disponibili come dati di progetto in fase dimensionamento della rete. Per attribuire le pendenze e rappresentare le condotte è necessario innanzitutto determinare le quote reali del piano stradale in corrispondenza dei pozzetti mediante la sovrapposizione sulla mappa in ambiente GIS del DTM¹⁸ scaricato dal Geoportale della Regione Veneto. Tali quote sono riferite allo zero IGM¹⁹. Tra i nodi l'andamento del terreno viene assunto lineare.

Poste le quote del piano campagna in prossimità dei nodi è possibile assegnare le pendenze dei vari tratti di condotta attraverso due parametri propri di ciascun pozzetto: *invert elevation* e *max depth*.

Per *invert elevation* si intende la quota del fondo pozzetto rispetto al medio mare (zero di riferimento stabilito dal programma), mentre per *max depth* si intende la profondità del fondo pozzetto rispetto al

¹⁸ DTM: Digital Terrain Model; si considera il DTM 5 m.

¹⁹ Zero stabilito dall'Istituto Geografico Militare, riferimento utilizzato per tutta la penisola. Generalmente, infatti, quando si parla di metri sul medio mare si intende lo Zero IGM (lo ZMPS, come precedentemente detto, corrisponde dunque a -0,23 m rispetto allo Zero IGM).

piano campagna. La somma di questi due parametri deve dare la quota del piano campagna rispetto al medio mare in corrispondenza del pozzetto (Tabella 4.2).

Si nota che la quota dei pozzetti posti in prossimità della Strada dei Murazzi, ovvero dei nodi iniziali dei rami secondari, risulta essere estremamente contenuta.

Di conseguenza, assegnando i parametri ai vari pozzetti per definire le pendenze si è cercato di ottenere una soluzione di compromesso, in modo sia da garantire uno spessore minimo di terreno al di sopra dei cieli dei rami secondari, sia da assicurare un approfondimento non troppo elevato per le condotte del collettore principale. In particolare, si è riusciti ad assicurare almeno 0,55 m di terreno al di sopra dei cieli dei collettori secondari nei nodi iniziali (lato mare) ed una profondità massima del pozzetto più a nord del collettore principale (quello rappresentante la vasca) pari a 3,76 m. Tali condizioni risultano essere accettabili in questo contesto territoriale peculiare.

In questa prima fase la vasca di accumulo viene essenzialmente rappresentata come un pozzetto e la profondità sarà poi aumentata per l'inserimento dell'opera vera e propria.

Nodo	Quota P.C. (m s.m.m.)	Invert elevation (m s.m.m.)	Max depth (m s.m.m.)
N1	1,5	-0,7	2,2
N2	1,27	-0,78	2,05
N3	1,12	-0,85	1,97
N4	1,01	-0,91	1,92
N5	0,81	-0,98	1,79
N6	0,95	-1,02	1,97
N7	0,93	-1,08	2,01
N8	0,93	-1,11	2,04
N9	0,9	-1,15	2,05
N10	0,89	-1,18	2,07
N11	0,89	-1,21	2,1
N12	1,13	-1,27	2,4
N13	1,24	-1,3	2,54
N14	1,43	-1,34	2,77
N15	1,73	-1,42	3,15
N16	1,89	-1,5	3,39
N17	2,05	-1,58	3,63
N18	1,17	-0,73	1,9
N19	0,83	-0,67	1,5
N20	0,93	-0,64	1,57
N21	0,78	-0,58	1,36
N22	0,71	-0,54	1,25
N23	0,6	-0,78	1,38
N24	0,5	-0,72	1,22
N25	0,38	-0,67	1,05
N26	0,3	-0,62	0,92
N27	0,21	-0,57	0,78
N28	0,69	-0,84	1,53
N29	0,54	-0,78	1,32
N30	0,42	-0,72	1,14
N31	0,31	-0,66	0,97
N32	0,22	-0,6	0,82
N33	0,86	-0,97	1,83
N34	0,83	-0,95	1,78
N35	0,74	-0,9	1,64
N36	0,6	-0,85	1,45
N37	0,51	-0,8	1,31
N38	0,39	-0,75	1,14
N39	0,87	-1,07	1,94
N40	0,78	-1,02	1,8

N41	0,66	-0,97	1,63
N42	0,59	-0,93	1,52
N43	0,54	-0,88	1,42
N44	0,42	-0,83	1,25
N45	0,36	-0,79	1,15
N46	0,85	-1,13	1,98
N47	0,79	-1,08	1,87
N48	0,72	-1,03	1,75
N49	0,62	-0,99	1,61
N50	0,51	-0,93	1,44
N51	0,42	-0,88	1,3
N52	0,29	-0,82	1,11
N53	1,03	-1,22	2,25
N54	0,73	-1,16	1,89
N55	0,69	-1,12	1,81
N56	0,61	-1,07	1,68
N57	0,48	-1,01	1,49
N58	0,37	-0,95	1,32
N59	0,32	-0,89	1,21
N60	0,71	-1,28	1,99
N61	0,65	-1,22	1,87
N62	0,68	-1,17	1,85
N63	0,65	-1,13	1,78
N64	0,54	-1,07	1,61
N65	0,43	-1,01	1,44
N66	0,32	-0,95	1,27
N67	0,22	-0,89	1,11
N68	0,59	-1,36	1,95
N69	0,63	-1,31	1,94
N70	0,66	-1,27	1,93
N71	0,76	-1,43	2,19
N72	0,62	-1,38	2
N73	0,65	-1,34	1,99
N74	0,63	-1,3	1,93
N75	1,46	-1,5	2,96
N76	0,62	-1,45	2,07
N77	0,63	-1,4	2,03
VASCA	2,14	-1,62	3,76

Tabella 4.2 – Quote del piano campagna in corrispondenza dei nodi-pozzetti e parametri caratteristici

Nell'attribuzione delle varie pendenze, i valori dei parametri sono stati arrotondati alla seconda cifra decimale.

Dopo aver fissato i parametri dei pozzetti in base alle pendenze di progetto è possibile rappresentare su SWMM le tubazioni principali e secondarie (Figura 4.7).

Si assume che il fondo delle condotte coincida con il fondo pozzetto (cioè che non siano presenti degli *offset*²⁰) e che non vi siano dei salti di fondo, la cui presenza determinerebbe degli approfondimenti ancora maggiori per i vari tronconi.

Vengono di seguito riportate due tabelle, una per il collettore principale ed una per i tratti secondari, contenenti i diametri e le pendenze di progetto delle varie condotte, i nodi iniziali e finali di ciascun tratto, la sua lunghezza ed il materiale con cui esso è realizzato (Tabella 4.3 e Tabella 4.4).

²⁰ Disassamento del fondo della condotta rispetto al fondo pozzetto.

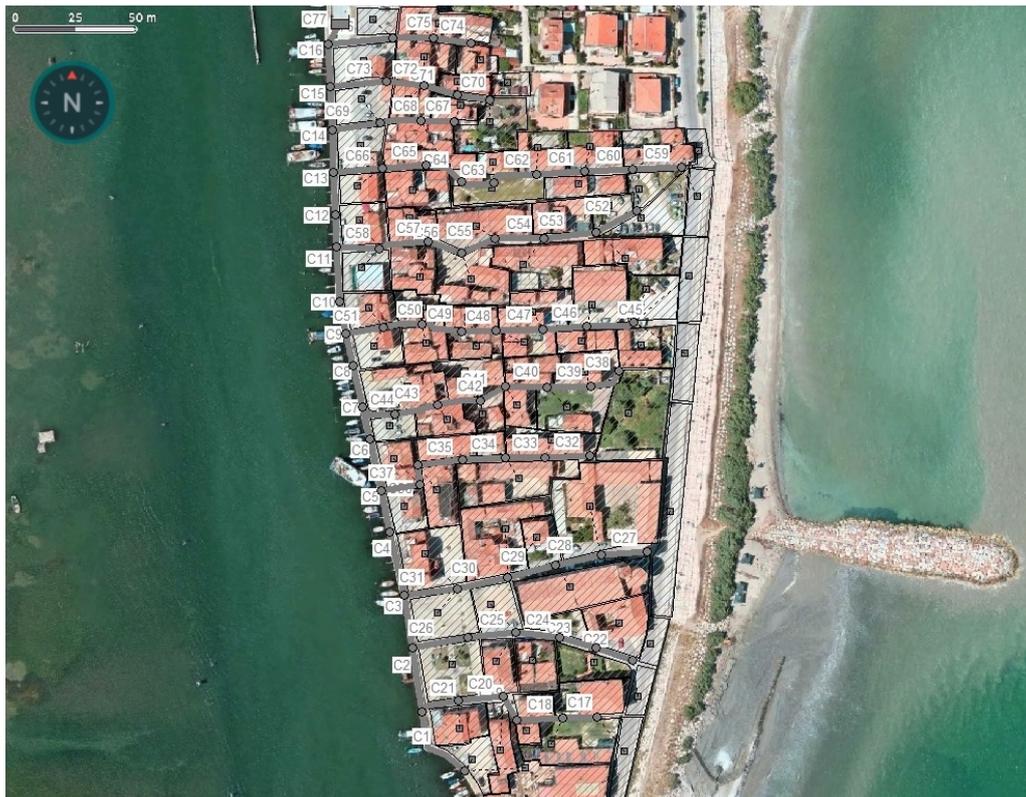


Figura 4.7 – Posizione e identificazione delle condotte costituenti la porzione di rete

Collettore principale						
Condotta	Nodo iniziale	Nodo finale	Lunghezza (m)	Diametro (m)	Pendenza (%)	Materiale
C1	N1	N2	33,18	0,4	0,25	PRFV
C2	N2	N3	26,89	0,4	0,25	PRFV
C3	N3	N4	22,19	0,4	0,25	PRFV
C4	N4	N5	26,8	0,6	0,25	PRFV
C5	N5	N6	17,68	0,6	0,25	PRFV
C6	N6	N7	22,15	0,6	0,25	PRFV
C7	N7	N8	13,5	0,6	0,25	PRFV
C8	N8	N9	17,72	0,6	0,25	PRFV
C9	N9	N10	13,57	0,7	0,25	PRFV
C10	N10	N11	13,5	0,7	0,25	PRFV
C11	N11	N12	22,61	0,7	0,25	PRFV
C12	N12	N13	13,55	0,7	0,25	PRFV
C13	N13	N14	17,61	0,7	0,25	PRFV
C14	N14	N15	17,8	0,7	0,45	PRFV
C15	N15	N16	17,71	0,7	0,45	PRFV
C16	N16	N17	17,71	0,7	0,45	PRFV
C77	N17	VASCA	9,92	0,7	0,45	PRFV

Tabella 4.3 – Dati relativi alle condotte costituenti il collettore principale

Collettori secondari							
Ramo secondario	Condotta	Nodo iniziale	Nodo finale	Lunghezza (m)	Diametro (m)	Pendenza (%)	Materiale
1	C17	N22	N21	14,58	0,25	0,3	PVC
	C18	N21	N20	18,87	0,25	0,3	PVC
	C19	N20	N19	11,03	0,25	0,3	PVC
	C20	N19	N18	18,55	0,25	0,3	PVC
	C21	N18	N2	16,4	0,25	0,3	PVC
2	C22	N27	N26	16,29	0,25	0,3	PVC
	C23	N26	N25	15,56	0,25	0,3	PVC
	C24	N25	N24	18,01	0,25	0,3	PVC
	C25	N24	N23	19,96	0,25	0,3	PVC
	C26	N23	N3	23,2	0,25	0,3	PVC
3	C27	N32	N31	18,91	0,25	0,3	PVC
	C28	N31	N30	19,53	0,25	0,3	PVC
	C29	N30	N29	20,44	0,25	0,3	PVC
	C30	N29	N28	21,21	0,25	0,3	PVC
	C31	N28	N4	22,08	0,25	0,3	PVC
4	C32	N38	N37	18,2	0,25	0,3	PVC
	C33	N37	N36	16,23	0,25	0,3	PVC
	C34	N36	N35	17,91	0,25	0,3	PVC
	C35	N35	N34	18,31	0,25	0,3	PVC
	C36	N34	N33	8,23	0,25	0,3	PVC
	C37	N33	N6	16,22	0,25	0,3	PVC
5	C38	N45	N44	14,99	0,25	0,3	PVC
	C39	N44	N43	17,99	0,25	0,3	PVC
	C40	N43	N42	17,11	0,25	0,3	PVC
	C41	N42	N41	11,99	0,25	0,3	PVC
	C42	N41	N40	17,85	0,25	0,3	PVC
	C43	N40	N39	18,06	0,25	0,3	PVC
	C44	N39	N8	14,67	0,25	0,3	PVC
6	C45	N52	N51	19,95	0,25	0,3	PVC
	C46	N51	N50	18,04	0,25	0,3	PVC
	C47	N50	N49	19,06	0,25	0,3	PVC
	C48	N49	N48	14,18	0,25	0,3	PVC
	C49	N48	N47	18,14	0,25	0,3	PVC
	C50	N47	N46	16,06	0,25	0,3	PVC
	C51	N46	N10	15,37	0,25	0,3	PVC
7	C52	N59	N58	19,25	0,25	0,3	PVC
	C53	N58	N57	21,63	0,25	0,3	PVC
	C54	N57	N56	20,33	0,25	0,3	PVC
	C55	N56	N55	15,15	0,25	0,3	PVC
	C56	N55	N54	14,47	0,25	0,3	PVC
	C57	N54	N53	20,45	0,25	0,3	PVC
	C58	N53	N12	17,51	0,25	0,3	PVC
8	C59	N67	N66	20,15	0,25	0,3	PVC
	C60	N66	N65	19,75	0,25	0,3	PVC
	C61	N65	N64	19,79	0,25	0,3	PVC
	C62	N64	N63	19,76	0,25	0,3	PVC
	C63	N63	N62	14,36	0,25	0,3	PVC
	C64	N62	N61	16,77	0,25	0,3	PVC
	C65	N61	N60	18,43	0,25	0,3	PVC
	C66	N60	N14	20,1	0,25	0,3	PVC
9	C67	N70	N69	13,59	0,25	0,3	PVC
	C68	N69	N68	17,08	0,25	0,3	PVC
	C69	N68	N15	20,07	0,25	0,3	PVC
10	C70	N74	N73	13,53	0,25	0,3	PVC
	C71	N73	N72	14,29	0,25	0,3	PVC
	C72	N72	N71	15,52	0,25	0,3	PVC
	C73	N71	N16	23,38	0,25	0,3	PVC
11	C74	N77	N76	15,8	0,25	0,3	PVC
	C75	N76	N75	16,65	0,25	0,3	PVC
	C76	N75	N17	26,81	0,25	0,3	PVC

Tabella 4.4 – Dati relativi alle condotte costituenti i collettori secondari

Inoltre, per avere una migliore visione globale delle caratteristiche idrauliche della rete viene fornita anche una rappresentazione planimetrica dei diametri assegnati alle varie condotte (Figura 4.8).



Figura 4.8 – Diametri (m) caratterizzanti i vari tratti di condotta

Infine, dovendo poi eseguire le simulazioni in considerazione sia dei dati pluviometrici relativi al 1986 sia di quelli odierni, si è ritenuto di modificare anche la scabrezza delle varie tubazioni in base ai dati che si andranno ad utilizzare, al fine di caratterizzare al meglio lo stato attuale delle condotte e di rendere le simulazioni ancor più corrispondenti alla realtà. Il software SWMM consente di modificare la scabrezza attraverso il numero di Manning n (o coefficiente di scabrezza di Manning). Esso è l'inverso di coefficiente di Strickler k_s , dunque valori grandi del numero di Manning sono indice di un'elevata scabrezza del materiale.

Il range di valori del numero di Manning da utilizzare per i materiali (nuovi ed in servizio) costituenti le condotte del collettore principale (PRFV) e quelle dei rami secondari (PVC) è stato determinato sulla base di una tabella fornita dalla ditta "Soudure Plastiques" (Tabella 4.5).

Nel caso in esame, per le simulazioni con dati relativi al 1986 si è scelto di utilizzare cautelativamente un valore del coefficiente pari a 0,009 (condotta "nuova"), mentre per le verifiche della situazione attuale con dati odierni si è supposta una perdita di efficienza delle condotte pari a circa il 20% rispetto alle condizioni di materiale nuovo e si è assunto quindi un valore del coefficiente pari a 0,011.

Nelle simulazioni con dati odierni, perciò, si tiene conto anche di questo aumento di scabrezza delle tubazioni (vista la natura corrosiva dei reflui) che contribuisce alla criticità della rete di drenaggio.

Matières	EAUX PROPRES Coefficient k_a (mm)	EAUX USÉES Coefficient k_a (mm)	Coefficient "n" de Manning
PE – PP – PVC	0.010 - 0.025	0.010 - 0.025	0.008 - 0.011
Polyester – PRFV	0.010 - 0.025	0.010 - 0.025	0.008 - 0.011
Béton	0.60 - 1.20	1.00 - 1.50	0.013 - 0.016
Béton armé	0.40 - 1.00	0.60 - 0.80	0.011 - 0.016
Grès	0.125 - 0.250	0.50 - 1.00	0.008 - 0.011
Fonte	0.10 - 0.40	0.60 - 0.80	0.011 - 0.014
Amiante-ciment	0.025 - 0.040	0.30 - 0.40	0.009 - 0.012

Tabella 4.5 – Valori del numero di Manning per diversi materiali nuovi ed in uso (“Soudure Plastiques”)

4.2.3. Impianto di sollevamento

L’impianto di sollevamento IS1 risulta costituito da:

- una vasca di accumulo posta in linea all’ultimo tratto di condotta, dalla quale attingere le portate meteoriche che arrivano dal collettore principale;
- le pompe che prelevano l’acqua dalla vasca di accumulo;
- le condotte di mandata che convogliano la portata sollevata dalle pompe in laguna.

La vasca di accumulo, come già accennato, presenta una pianta circolare di diametro interno pari a 5,5 m (per una superficie complessiva di circa 23,76 m²) e un’altezza utile di 2 m. Offre pertanto un volume di regolazione di circa 50 m³. La forma circolare della vasca permette di evitare problemi di ristagno data l’assenza di eventuali spigoli. Al fine di simulare la presenza dell’opera all’interno del software SWMM e quindi l’accumulo della portata meteorica (Figura 4.9), in corrispondenza del pozzetto rappresentante preliminarmente la vasca viene realizzato un approfondimento (partendo dal fondo pozzetto) pari esattamente all’altezza utile di quest’ultima. Dunque, la posizione di arrivo della condotta di alimentazione (C77) risulta essere innalzata rispetto al fondo della vasca.

Property	Value
Name	VASCA
X-Coordinate	288171.671
Y-Coordinate	5016237.206
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	-3.62
Max. Depth	5.76
Initial Depth	0
Surcharge Depth	3.76
Evap. Factor	0
Seepage Loss	NO
Storage Shape	TABULAR

Figura 4.9 – Dati di input relativi alla vasca di accumulo

Nel software è poi possibile specificare lo sviluppo dell'area della vasca in funzione delle dimensioni (altezza) di questa creando un'apposita "curva di accumulo" (Figura 4.10). In particolare, si impone che per tutta l'altezza utile di 2 m della vasca, l'area della superficie di base si mantenga costante e pari a 23,76 m². Viene fornita anche una rappresentazione qualitativa di questi dati tabellari, ovvero del profilo della vasca di pompaggio (Figura 4.11).

Storage Curve Editor

Curve Name
VASCA

Description

	Depth (m)	Area (m ²)
1	0	23.76
2	0.5	23.76
3	1	23.76
4	1.5	23.76
5	2	23.76
6	2.0000001	0
7	2.5	0
8	3	0
9	3.5	0
10	3.76	0
11		

View...
Load...
Save...
OK
Cancel
Help

Figura 4.10 – Dati tabellari per la curva di accumulo della vasca (area-altezza)

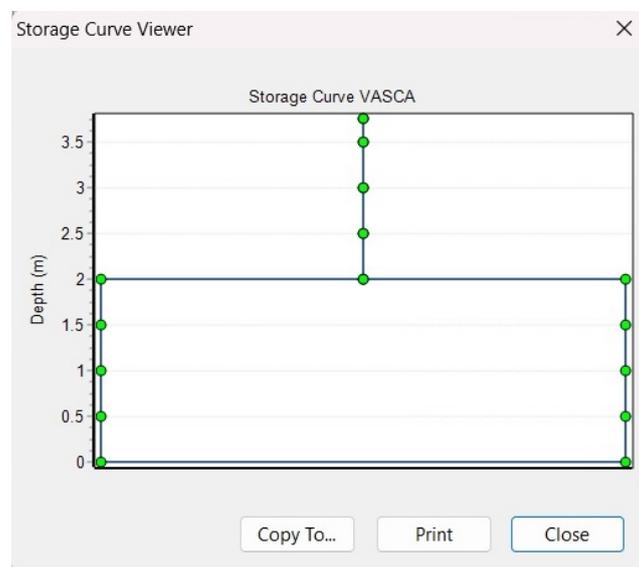


Figura 4.11 – Visualizzazione schematica della vasca di accumulo

Per quanto riguarda le pompe presenti nell'impianto, dai dati di progetto forniti si evince l'allestimento di due macchine per il pompaggio dei reflui in laguna da circa 250 l/s alla prevalenza di 5 m. Sono inoltre predisposti i soli alloggiamenti per due pompe di rilancio delle acque nere nel collettore di valle, non essendo ancora stati adeguati i rami secondari nell'area considerata.

Anche se queste ultime fossero state presenti, si sarebbero comunque considerate le sole pompe per lo scarico in laguna, in linea con l'ipotesi assunta in fase di verifica di trascurare la portata nera (si veda paragrafo 4.1) per assumere l'indipendenza anche delle porzioni di rete già adeguate.

Dal catalogo "Calpeda" sono state individuate delle elettropompe sommergibili tali da rispettare i requisiti di portata e prevalenza precedentemente descritti (Figura 4.12). Allo scopo di considerare la variabilità caratterizzante la portata complessiva, sia per via dell'attribuzione arbitraria dei coefficienti di deflusso ai sottobacini sia per il fatto di aver trascurato la portata nera, si è ritenuto di scegliere cautelativamente delle pompe che presentano una portata di circa 275 l/s (aumento di circa il 10% rispetto al dato di progetto) alla prevalenza di 5 m. Tali pompe sono inoltre caratterizzate da un buon range di prevalenza, così da tener conto anche del livello variabile di marea che si realizza nella restituzione.

Le pompe scelte risultano essere particolarmente indicate per il sollevamento di acque con elevato contenuto di liquami e corpi solidi in sospensione.

Il modello specifico di pompa sommergibile utilizzato, le varie caratteristiche tecniche e dimensioni fisiche rinvenute dal catalogo sono riportate in *Appendice 3*.

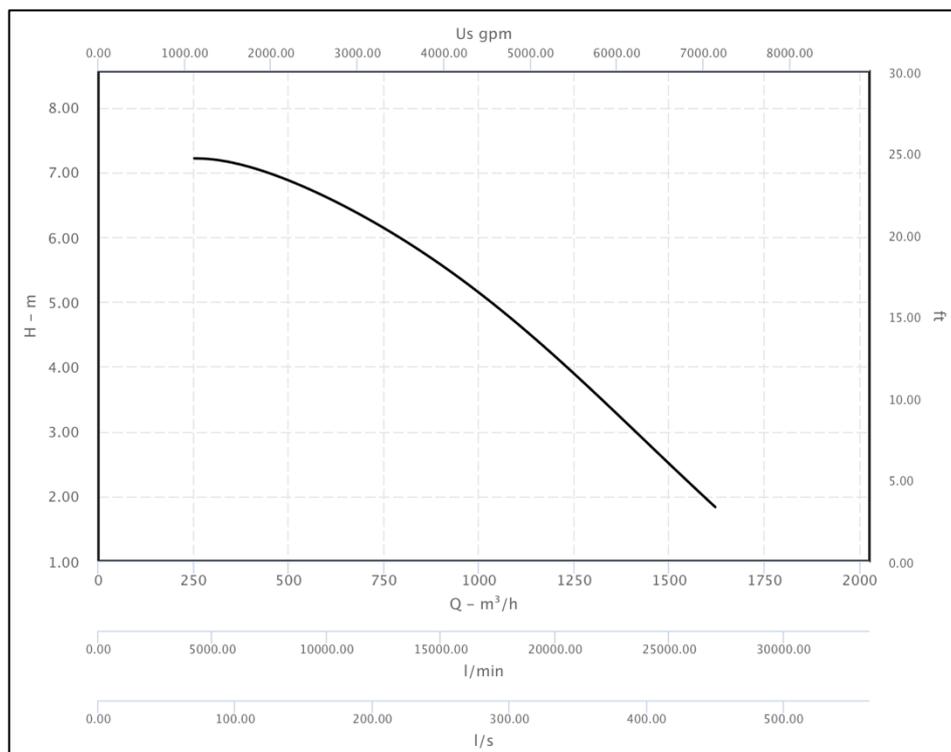


Figura 4.12 – Curva caratteristica portata-prevalenza della pompa selezionata (catalogo "Calpeda")

Per inserire le due pompe nel software è utile assumere un funzionamento in parallelo di queste ultime. Infatti, la curva portata-prevalenza delle due pompe in parallelo è ottenuta associando ad ogni valore di prevalenza il valore doppio della portata sollevata dalla singola pompa (Figura 4.13).

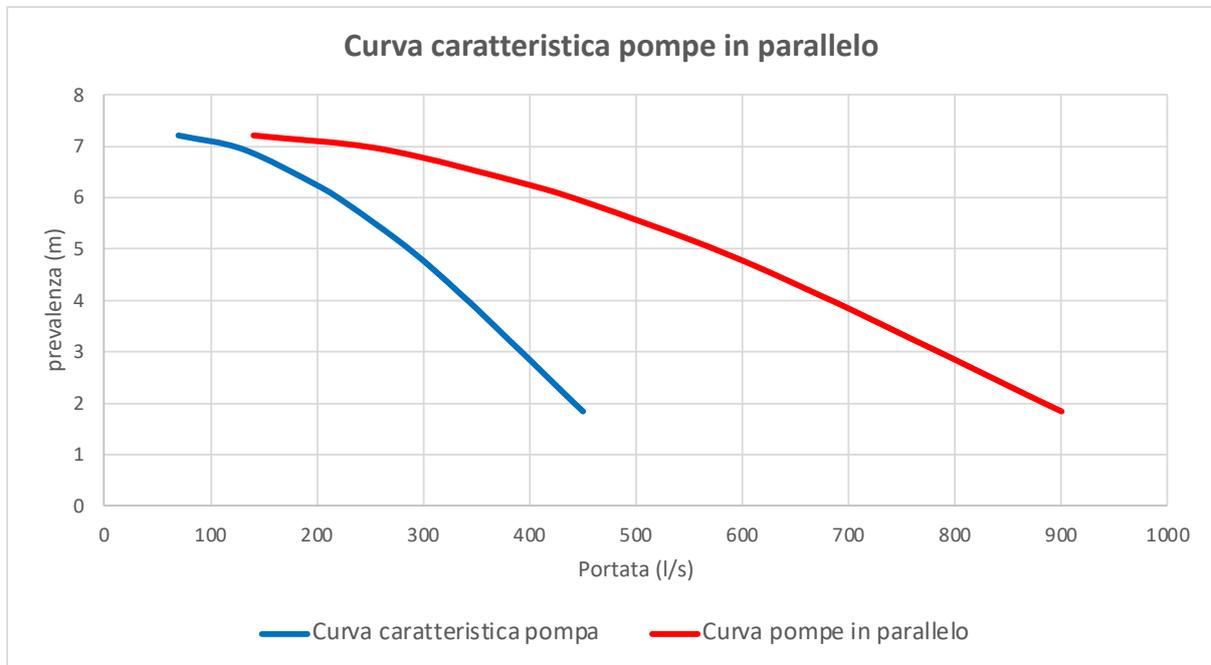


Figura 4.13 – Curva caratteristica portata-prevalenza delle due pompe in parallelo

In luogo delle due pompe uguali in parallelo, risulta perciò equivalente inserire su SWMM un'unica pompa caratterizzata dagli stessi valori di prevalenza delle singole pompe ma con valori doppi di portata (Figura 4.14 e 4.15).

Pump Curve Editor

Curve Name: POMPA Pump Type: TYPE3

Description: [Empty field]

	Head (m)	Flow (CMS)
1	1.83	0.9
2	2.90	0.7936
3	3.96	0.6872
4	4.93	0.5808
5	5.96	0.444
6	6.94	0.2616
7	7.21	0.14
8		
9		
10		
11		

Buttons: View... Load... Save... OK Cancel Help

Figura 4.14 – Valori di portata (m^3/s) e prevalenza (m) della pompa inserita su SWMM

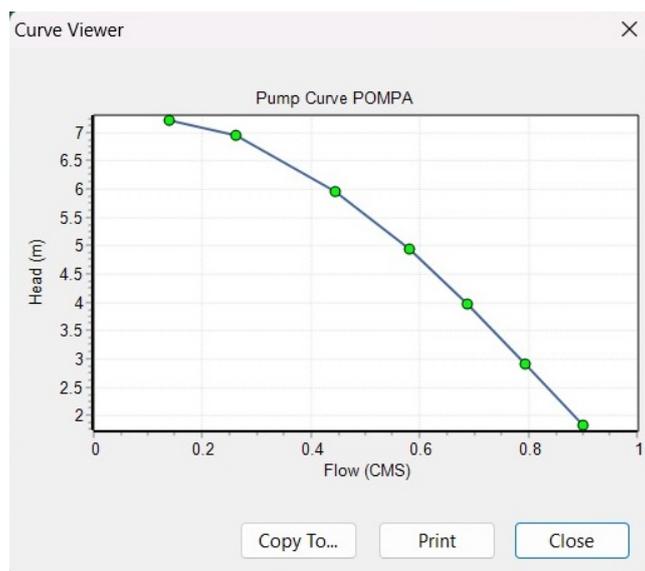


Figura 4.15 – Curva caratteristica portata-prevalenza della pompa inserita su SWMM

Risulta evidente che la curva rappresentata in Figura 4.15 è la medesima di quella rossa in Figura 4.13. La pompa risulta essere inizialmente spenta, essa si attiva e si arresta al raggiungimento di determinati livelli nella vasca di accumulo dando così origine a dei cicli.

Nonostante nei progetti originari siano presenti alcuni valori relativi ai livelli di attacco e stacco delle pompe, in quella inserita su SWMM si è valutato di utilizzare dei valori diversi (Figura 4.16) al fine di visualizzare dei risultati formalmente più consistenti nelle simulazioni. Ciò in quanto i valori forniti risultavano essere estremamente vicini tra loro (attacco a +0,75 m e stacco a +0,62 m) e creavano delle oscillazioni eccessivamente ravvicinate del livello d’acqua nella vasca. Assegnando dei valori più diversi tra loro per attacco e stacco della pompa (attacco a +1,00 m e stacco a +0,30 m), cioè aumentando l’intervallo di lavoro della pompa, si evita che nascano queste numerose fluttuazioni del livello della vasca mantenendo pressoché invariato il numero di cicli (si veda sottoparagrafo 4.6.1). Tale cambiamento non influisce dunque sulla validità dei risultati.

Property	Value
Name	POMPA
Inlet Node	VASCA
Outlet Node	Out1
Description	
Tag	
Pump Curve	POMPA
Initial Status	OFF
Startup Depth	1
Shutoff Depth	0.3

Figura 4.16 – Dati di input relativi alla pompa inserita su SWMM

Relativamente alle condotte di mandata, infine, si suppone la presenza necessaria di una valvola di non ritorno a clapet per impedire il riflusso dell'acqua della laguna verso la pompa stessa e di una saracinesca di sezionamento in modo da isolare l'impianto in caso di manutenzione.

4.2.4. Restituzione

L'esistenza dell'opera di restituzione nel software SWMM viene riprodotta attraverso l'inserimento di un *outfall* nell'ultima parte della rete. Similmente alla vasca di accumulo, si tratta anche in questo caso di un nodo avente però la funzione di consentire la fuoriuscita della portata dalla rete di drenaggio e quindi lo svuotamento della stessa.

Tale elemento viene allacciato in linea con la vasca di accumulo e convoglia i reflui in laguna grazie alla spinta data dalla pompa. In particolar modo, visto l'innesto di un'unica pompa complessiva sarà presente una sola condotta di mandata dalla vasca alla laguna e l'elemento di restituzione sarà posto proprio al termine di questa condotta in pressione. Si assume come quota per la restituzione -1,62 m s.m.m. (quota supposta per il fondale lagunare), circa quella del fondo dell'ultima condotta della rete prima della vasca (C17). Dal momento che l'opera di restituzione scarica i reflui direttamente in laguna e risulta posta sostanzialmente sul fondale si ipotizza la predisposizione fondamentale di due opere accessorie: una griglia collocata alla sezione terminale della condotta stessa per evitare l'intrusione di animali ed un rinforzo del fondale per evitare erosioni e problemi di instabilità dell'opera stessa.

Nel programma vi sono diverse modalità di funzionamento che si possono scegliere per l'*outfall*. Nel caso in esame la fuoriuscita d'acqua dalla restituzione non avviene a deflusso libero, ma in regime di alta marea. Al fine di simulare quindi un livello variabile di marea viene selezionata la tipologia *tidal* (Figura 4.17), che prevede di generare una tabella di elevazione della marea rispetto all'ora del giorno.

Property	Value
Name	Out1
X-Coordinate	288153.447
Y-Coordinate	5016236.581
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	-1.62
Tide Gate	NO
Route To	
Type	TIDAL
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0
Tidal Outfall	
Curve Name	26/10/2023
Time Series Outfall	

Figura 4.17 – Dati di input relativi alla restituzione

Per stabilire una curva di alta marea ragionevole per tutta la durata delle simulazioni, viene preso in considerazione l'evento reale di alta marea previsto per il 26 ottobre 2023 (Figura 4.18).

Considerando delle simulazioni di durata totale pari a 6 ore, dalle 6:00 alle 12:00, vengono estrapolati qualitativamente dalla curva del 26 ottobre 2023 i valori del livello di marea corrispondenti (Tabella 4.6). Così facendo, il livello dell'acqua della laguna risulta essere superiore a +70 cm s.m.m. ZMPS per consentire la chiusura delle valvole pneumatiche anche oltre la cessazione dell'evento meteorico, in accordo con l'ipotesi generale assunta (si veda paragrafo 4.1).

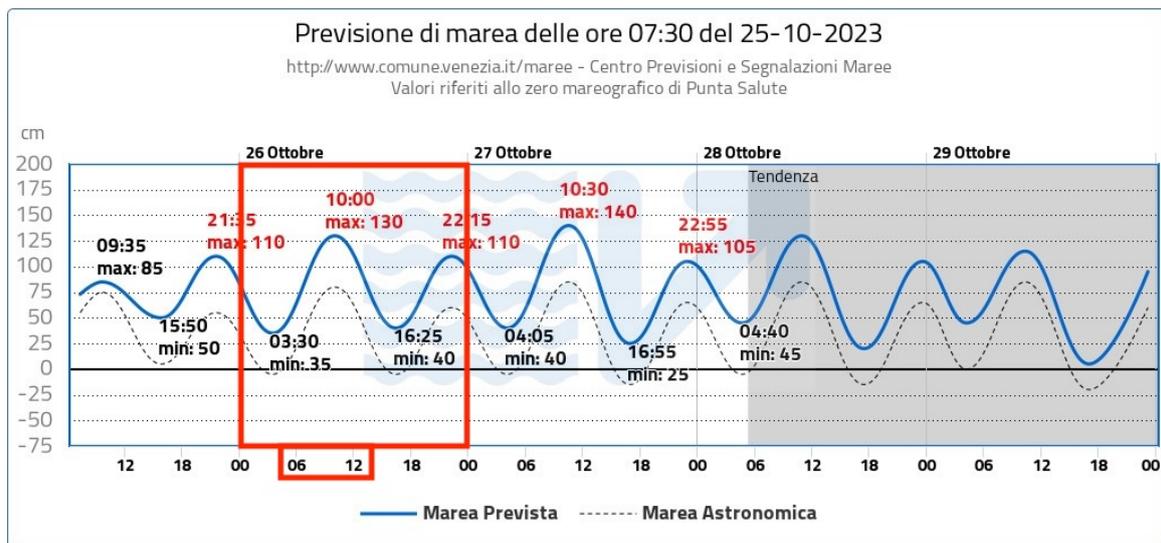


Figura 4.18 – Evento di alta marea relativo al 26 ottobre 2023 (Comune di Venezia)

Orario	Livello di marea (cm s.m.m. ZMPS)
06:00	75
07:00	88
08:00	113
09:00	125
10:00	130
11:00	125
12:00	110

Tabella 4.6 – Valori del livello di marea estrapolati per la durata delle simulazioni

Tuttavia, avendo già inserito su SWMM le varie quote dei pozzetti relativamente allo Zero IGM, è necessario inserire anche i valori del livello di marea rispetto a tale riferimento (Figura 4.19) al fine di creare una curva compatibile. È sufficiente sottrarre al valore in metri riferito allo ZMPS la quantità di 0,23 m.

Si riporta di seguito la curva di marea impostata nel software (Figura 4.20).

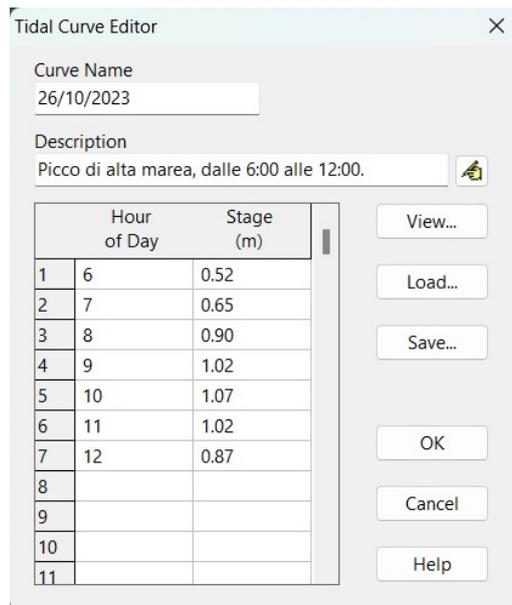


Figura 4.19 – Livello di marea inserito su SWMM relativo all’orario di simulazione



Figura 4.20 – Curva di marea inserita su SWMM

In conclusione, la rappresentazione finale e completa della porzione di rete considerata all’interno del software, comprensiva di sottobacini, pozzetti, condotte, vasca di accumulo, pompa e restituzione è riportata nella seguente immagine satellitare (Figura 4.21).

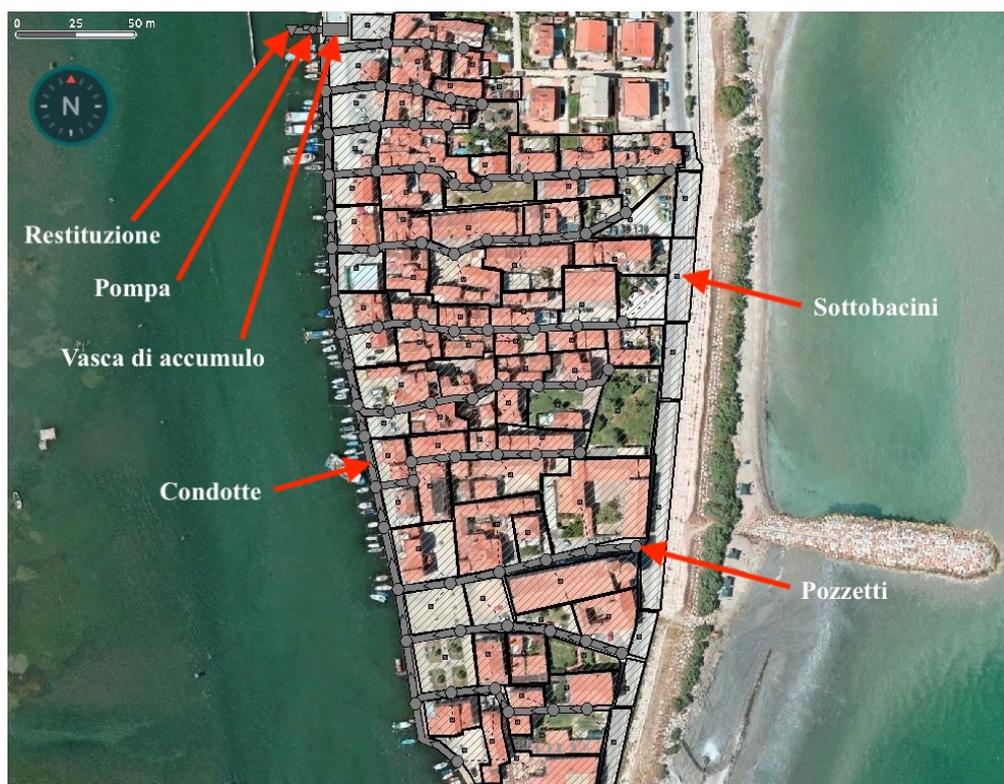


Figura 4.21 – Rappresentazione ultimata della porzione di rete di drenaggio considerata

4.3. Dati pluviometrici di progetto e odierni

Successivamente all'aver rappresentato la rete di drenaggio relativa alla IS1 nel software, si rivela essenziale andare a delineare i dati pluviometrici inerenti al territorio circostante ed utilizzati per le simulazioni di verifica.

In via preliminare, nell'ambito dell'analisi pluviometrica risulta fondamentale introdurre le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica. Esse sono delle particolari curve che forniscono una relazione tra l'altezza di precipitazione²¹ h e la durata²² τ di un evento meteorico in una determinata zona per un certo tempo di ritorno T_r . Considerando la variabilità del coefficiente di deflusso ϕ con la durata della precipitazione, l'equazione di possibilità pluviometrica per un evento di durata inferiore all'ora (durate delle precipitazioni più critiche) risulta essere:

$$h = a\tau^{3n} \quad (4.1)$$

dove a (mm/h) ed n sono dei coefficienti caratterizzanti la curva di possibilità pluviometrica che dipendono rispettivamente dal tempo di ritorno e dalle caratteristiche climatiche del luogo.

²¹ Si definisce come l'altezza (mm) della lama d'acqua che coprirebbe una superficie orizzontale qualora tutta l'acqua raccolta dalla superficie fosse trattenuta, così da formare uno strato di spessore uniforme.

²² È l'intervallo di tempo (h) in cui si sviluppa il fenomeno meteorico.

Le osservazioni, tuttavia, hanno evidenziato che l'intensità media ragguagliata (media sull'estensione della superficie) di una pioggia si riduce all'aumentare dell'area del bacino. In particolare, U. Puppini per bacini di superficie inferiore a 1300 ha (caso in questione) propone delle formule correttive per ottenere una misura puntuale in relazione all'ampiezza del bacino:

$$a' = a \left[1 - 0,052 \frac{S}{100} + 0,002 \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

$$n' = n + 0,0175 \frac{S}{100} \quad (4.3)$$

dove S (ha) è l'area totale del bacino d'influenza.

L'equazione di possibilità pluviometrica da utilizzare diventa quindi:

$$h = a' \tau^{\frac{4}{3}n'} \quad (4.4)$$

La determinazione della curva di possibilità pluviometrica è un passaggio di primaria importanza per determinare altezza ed intensità della precipitazione che può gravare sul territorio prestabilito.

Nello caso considerato vengono valutati due set di dati pluviometrici, quelli risalenti al progetto di dimensionamento idraulico della rete del 1986 e quelli attuali. Ognuno di questi due set viene poi caratterizzato per due differenti tempi di ritorno (quelli considerati nella progettazione).

Nel progetto di dimensionamento del Comune di Venezia vengono forniti i parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora e per $T_r = 10$ anni e $T_r = 20$ anni relativi alla stazione di rilevamento di Chioggia (Tabella 4.7).

Per quanto riguarda i parametri relativi ai dati pluviometrici odierni, essi sono ricavati dal sito dell'ARPAV facendo riferimento sempre alla stazione pluviometrica di Chioggia (stazione n°168) e considerando curve con durata inferiore all'ora per i due tempi di ritorno prescelti (Tabella 4.8).

Essendo l'area del bacino complessivo di afferenza decisamente inferiore a 1300 ha, precisamente pari a 3,28 ha, tutti i parametri delle curve di possibilità vengono opportunamente modificati utilizzando le formule (4.2) e (4.3), ricavando così a' ed n' .

In questa fase viene anche stabilito il tempo di versante t_{vers} , ovvero il tempo impiegato dall'acqua ad arrivare in condotta, che dipende dalle caratteristiche morfologiche del sito. Esso è assunto pari a dieci minuti date le esigue dimensioni del bacino.

Analisi pluviometrica: dati del 1986							
Stazione pluviometrica	Durata precipitazione τ	Tempo di versante t_{vers} (h)	Tempo di ritorno T_r (anni)	a (mm/h)	n	a' (mm/h)	n'
Chioggia	< 1h	0,1667	10	47,61	0,462	47,53	0,463
			20	54,56	0,462	54,47	0,463

Tabella 4.7 – Tabella riassuntiva dei dati pluviometrici di progetto del 1986

Analisi pluviometrica: dati odierni							
Stazione pluviometrica	Durata precipitazione τ	Tempo di versante t_{vers} (h)	Tempo di ritorno T_r (anni)	a (mm/h)	n	a' (mm/h)	n'
Chioggia	< 1h	0,1667	10	71,91	0,627	71,79	0,628
			20	82,95	0,639	82,81	0,640

Tabella 4.8 – Tabella riassuntiva dei dati pluviometrici odierni

In aggiunta, mediante la formula (4.4) risulta possibile calcolare le altezze di precipitazione in funzione della durata di un ipotetico evento meteorico critico (inferiore all'ora) e quindi ricostruire punto per punto le quattro curve di possibilità pluviometrica. Esse vengono rappresentate in due grafici distinti in modo da poter confrontare in maniera più immediata la curva del 1986 con quella odierna per un $T_r = 10$ anni e per un $T_r = 20$ anni (Figura 4.22 e Figura 4.23).

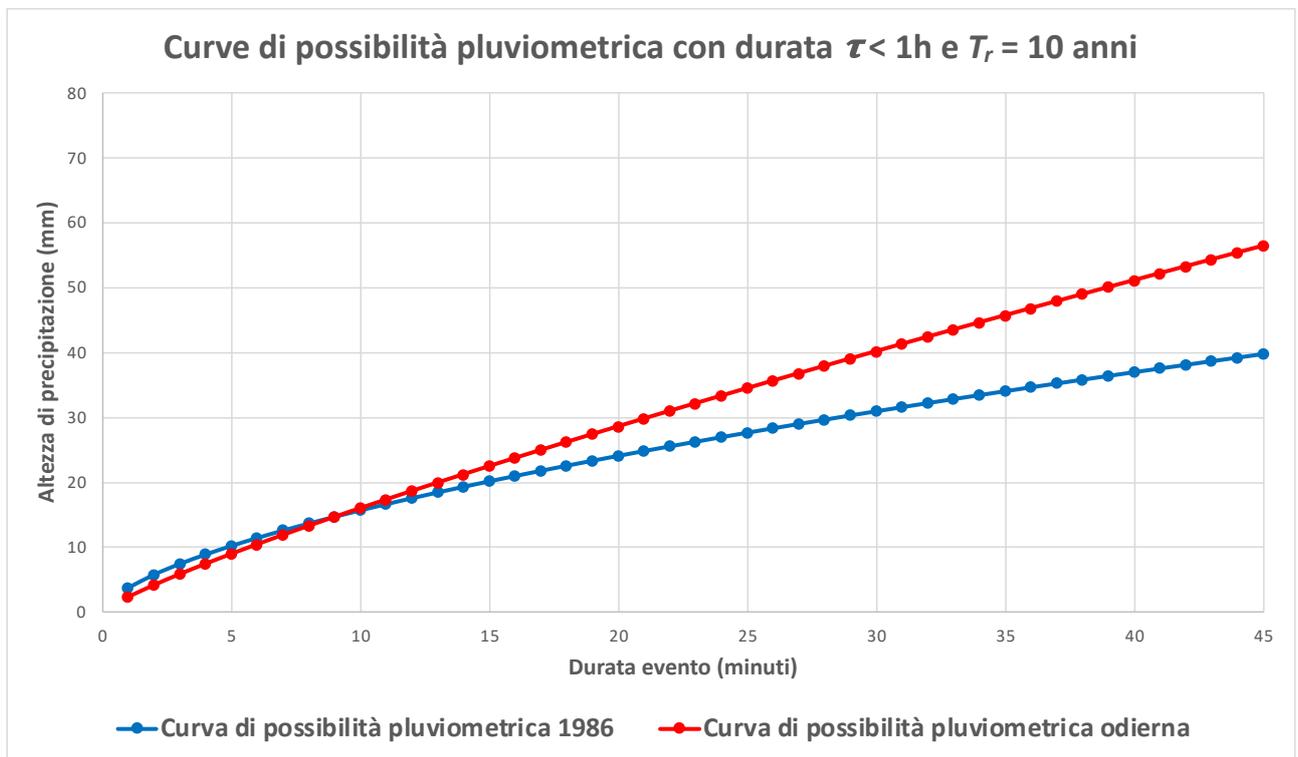


Figura 4.22 – Curve di possibilità pluviometrica per un $T_r = 10$ anni

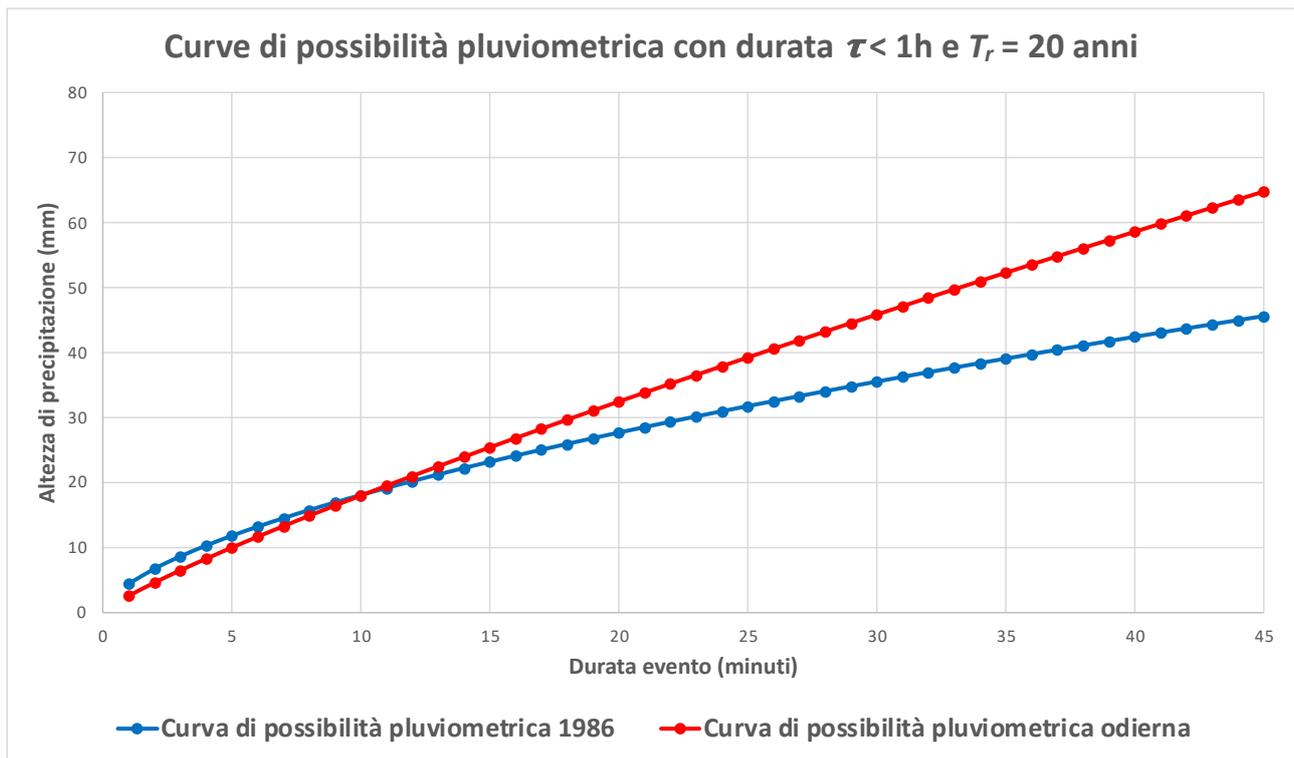


Figura 4.23 – Curve di possibilità pluviometrica per un $T_r = 20$ anni

Dai grafici sopra riportati si possono dedurre le seguenti osservazioni:

- concordemente all'analisi statistica teorica, all'aumentare del tempo di ritorno si riscontrano valori dell'altezza di precipitazione più elevati sia per le curve del 1986 sia per quelle odierne. Esse, al variare del tempo di ritorno, presentano la stessa forma e risultano semplicemente traslate verso l'alto;
- dal 1986 ad oggi, per entrambi i tempi di ritorno e considerando eventi di durata superiore a dieci minuti, l'altezza di precipitazione aumenta in maniera consistente all'aumentare della durata dell'evento. Le curve, infatti, risultano divergere sempre più.
Ciò è indice di un certo mutamento climatico relativamente ai fenomeni critici di precipitazione, almeno per quanto riguarda l'area di interesse;
- considerando un evento di breve durata (compresa tra dieci e venti minuti), la curva di possibilità pluviometrica del 1986 per $T_r = 20$ anni risulta essere simile a quella odierna per $T_r = 10$ anni. Ciò risulta di notevole importanza, in quanto la durata che si assumerà per la precipitazione critica in fase di verifica risulterà essere proprio all'interno di questo range di valori (si veda paragrafo 4.5). Ne consegue che le due simulazioni apparirebbero molto simili in considerazione dei soli dati pluviometrici. Tuttavia, nel software si terrà conto anche dell'aumento di scabrezza del materiale e si osserverà l'influenza di ciò sui risultati (si veda sottoparagrafo 4.6.1).

4.3.1. Mutamenti climatici: eventi estremi

Osservando i grafici rappresentanti le varie curve di possibilità pluviometrica prese in esame, si presenta evidente l'effetto del cambiamento climatico sui fenomeni di precipitazione. In generale, infatti, si assiste ad un aumento dell'altezza di precipitazione e quindi dell'intensità degli eventi meteorici nel corso gli anni (in tal caso dal 1986 al 2023) relativamente alla porzione di territorio considerata. Tale cambiamento climatico riguarda in realtà la totalità del pianeta.

Innanzitutto, l'intensità media di precipitazione j (mm/h) si definisce come il rapporto tra l'altezza di precipitazione h valutata in un certo intervallo di tempo (durata τ dell'evento) e l'intervallo di tempo stesso. Essa aumenta al diminuire di τ , ovvero a parità di tempo di ritorno T_r un evento breve risulta più intenso di uno lungo.

Secondo quanto riportato dall'IPCC²³ gli eventi definiti "estremi", ovvero caratterizzati da breve durata ed elevata intensità, risultano verificarsi con una maggiore frequenza ed intensità su scala globale rispetto agli anni passati. In particolare, entro il 2100 si assisterà ad un aumento dell'intensità delle precipitazioni estreme anche del 8-20% rispetto al periodo 1981-2000 e precipitazioni estreme che prima occorreano una volta ogni vent'anni, potrebbero presentarsi una volta ogni cinque-quindici anni.

Tale mutamento è dovuto essenzialmente al continuo aumento delle temperature medie globali. Nello specifico i ricercatori hanno rilevato che, a livello globale, si ha un aumento delle precipitazioni dell'1-2% per ogni grado in più di temperatura in atmosfera, vista la maggiore evaporazione degli oceani e la maggiore capacità di trattenere umidità dell'atmosfera. Ciò non si verifica in maniera omogenea in tutte le regioni del mondo (Figura 4.24), ma al contrario si determinano zone in cui la precipitazione sarà maggiore e zone caratterizzate da una generale diminuzione di precipitazione ma comunque da un aumento di intensità e frequenza degli eventi meteorici estremi.

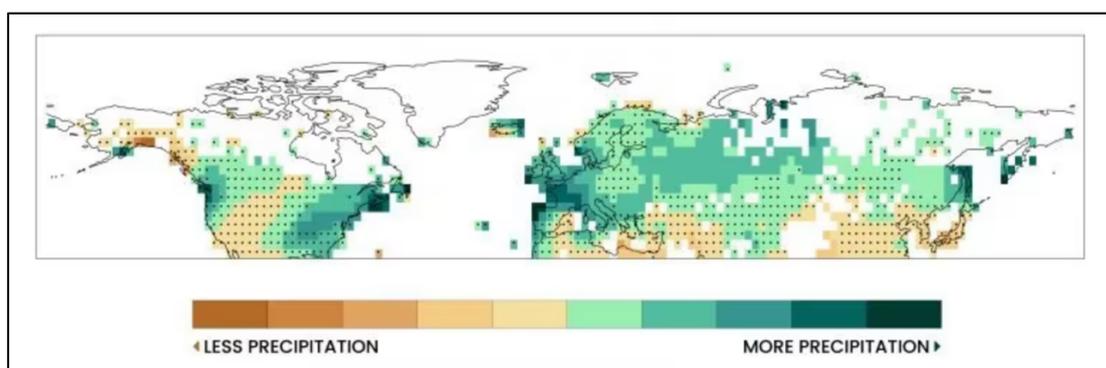


Figura 4.24 – Distribuzione e intensità delle precipitazioni nell'emisfero boreale ("Focus.it")

²³ IPCC: Intergovernmental Panel on Climate Change.

4.4. Metodo razionale a velocità fissata

Al fine di determinare l'effettiva durata della precipitazione critica, necessaria per poi qualificare gli eventi di precipitazione e creare le *time series* di simulazione, è indispensabile calcolare il tempo di corrivazione²⁴ τ_c del bacino complessivo di afferenza.

Per ottenere una stima di tale valore si utilizza il metodo razionale a velocità fissata²⁵. Inoltre, in considerazione delle quattro curve di possibilità pluviometrica assunte in esame, attraverso tale metodo è possibile anche stimare la portata massima presente in ciascuna condotta e di conseguenza quella totale convogliata alla vasca di accumulo relativamente ai vari dati di precipitazione.

Essendo già stato fatto il dimensionamento della rete e non dovendo quindi fissare dei diametri (perché già disponibili nei progetti), la procedura del metodo razionale si compone di un numero limitato di passaggi. Il calcolo prende avvio dai tronchi di monte, procedendo via via verso valle.

Per il generico tratto di condotta k-esimo:

- 1) si assume il tempo di versante t_{vers} (già stabilito pari a dieci minuti);
- 2) si calcola direttamente il tempo di corrivazione $\tau_{c,k}$ come $\tau_{c,k} = t_{vers} + \left(\sum_1^k \frac{L_i}{v_i}\right)$, dove tale sommatoria indica il percorso più lungo nella rete fino alla condotta k-esima, v_i rappresenta la velocità nella condotta i pari ad 1 m/s ed L_i la lunghezza della condotta medesima. Il tempo di corrivazione dell'intero bacino sarà quello relativo all'ultima condotta della rete di drenaggio, cioè quella in cui confluiscono le portate di tutte le altre (in tal caso C77);
- 3) si stima l'altezza di precipitazione h attraverso le quattro curve di possibilità pluviometrica con durata inferiore all'ora individuate, utilizzando $h = a' \tau_{c,k}^{\frac{4}{3}n'}$;
- 4) si calcola il coefficiente di deflusso medio $\overline{\varphi}_k$ relativo a ciascuna condotta k-esima come $\overline{\varphi}_k = \frac{\sum_i(\varphi_i * S_i)}{\sum_i S_i}$, dove φ_i e S_i sono rispettivamente il coefficiente di deflusso e l'area dei vari sottobacini che contribuiscono a generare portata e ad alimentare la condotta k-esima. Ad ogni tubazione è infatti assegnata una determinata area di afferenza;
- 5) si stima il coefficiente udometrico²⁶ u_k per le quattro condizioni di precipitazione critica come $u_k = 2,78 \overline{\varphi}_k \frac{h}{\tau_{c,k}}$;
- 6) si calcola la portata $Q_{max,k}$ fluente in ogni condotta per ciascuna delle quattro circostanze pluviometriche come $Q_{max,k} = u_k * S_k$.

²⁴ Rappresenta il tempo necessario affinché l'acqua dal punto più remoto del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

²⁵ Si tratta di una metodologia utilizzata per individuare un dimensionamento di massima della rete di drenaggio. È così chiamato in quanto in tutte le condotte la velocità è assunta pari a 1 m/s.

²⁶ Esso rappresenta il contributo unitario delle superficie alla rete di drenaggio (l/s*ha), ovvero la portata che arriva in rete per unità di superficie.

I punti 1), 2) e 4) definiscono dei parametri propri della rete di drenaggio creata (in particolare il tempo di corrivazione cercato) ed hanno dunque una validità generale per tutti gli scenari di pioggia, mentre i punti 3), 5) e 6) determinano delle grandezze variabili con l'evento meteorico preso in considerazione (in particolare la portata totale in rete).

Allo scopo di evitare un eccessivo appesantimento del presente paragrafo si sceglie di collocare tutti i vari risultati ottenuti da tale metodo in *Appendice 4* e di presentare di seguito solamente quelli significativi per la realizzazione delle simulazioni e per la comprensione dei fenomeni.

In primo luogo, il tempo di corrivazione trovato per l'intero bacino di afferenza è pari a circa:

$$\tau_c = 0,2696 \text{ h} = 16,17 \text{ min}$$

Per quanto riguarda invece la stima delle portate complessive presenti in rete nelle diverse condizioni:

- considerando i dati del 1986 con $T_r = 10$ anni consegue $Q = 458$ l/s;
- considerando i dati del 1986 con $T_r = 20$ anni consegue $Q = 525$ l/s;
- considerando i dati odierni con $T_r = 10$ anni consegue $Q = 519$ l/s;
- considerando i dati odierni con $T_r = 20$ anni consegue $Q = 586$ l/s.

Tutte le considerazioni effettuate a seguito dell'osservazione delle curve di possibilità pluviometrica nel paragrafo 4.3 trovano conferma nei valori trovati per queste portate massime. Queste ultime, infatti, derivano proprio dall'equazione di possibilità pluviometrica (4.4) dove la durata dell'evento meteorico è pari al tempo di corrivazione relativo all'ultimo tratto di condotta, cioè al tempo di corrivazione del bacino totale.

Oltre a ciò, sempre in merito alle portate, si possono fare due ulteriori valutazioni:

- i risultati trovati per i dati del 1986 sono in linea con il valore di portata indicato nel progetto di dimensionamento. In questo, difatti, era specificato un valore di portata pari a circa 481 l/s determinato da una rielaborazione dell'equazione di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno di dodici anni (ponendosi nell'intervallo tra dieci e vent'anni). Tale valore è perfettamente all'interno del range di portate trovate per $T_r = 10$ anni e $T_r = 20$ anni;
- tutti i diversi valori di portata massima risultano essere sufficientemente compatibili con la pompa prescelta (cumulativa delle due in parallelo) per essere installata in corrispondenza della vasca di accumulo (si veda sottoparagrafo 4.2.3).

4.5. Pluviografo e *time series*

Dopo aver stimato il tempo di corrivazione del bacino è essenziale costruire le *time series* relative ai quattro eventi meteorici presi in considerazione ed inserirle all'interno delle impostazioni del pluviografo (*rain gage*) introdotto su SWMM. Nel pluviografo è possibile fornire la precipitazione in termini di intensità, volume o considerando il totale di tutto l'evento; in tal caso si considera l'intensità j della precipitazione (Figura 4.25), ovvero quanti mm/h hanno luogo nell'area di interesse.

Property	Value
Name	R1
X-Coordinate	288384.988
Y-Coordinate	5016222.673
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Time Interval	0:01
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	1986-Tr10
DATA FILE:	
- File Name	
- Station ID	*
- Rain Units	IN

Figura 4.25 – Dati input generali relativi al pluviografo

Si assume che il tempo di corrivazione τ_c dell'intero bacino di afferenza, pari a 16,17 minuti, sia coincidente con la durata della precipitazione critica. Tale condizione, infatti, rappresenta la situazione più sfavorevole per la rete di drenaggio, ovvero quella che determina la maggior portata in rete. In particolare, essa riesce a combinare due concetti fondamentali: l'esistenza di un intervallo di tempo in cui tutto il bacino contribuisce a generare portata da destinare alla rete ed il verificarsi di una precipitazione di intensità idonea a produrre un ragionevole incremento di portata (Figura 4.26).

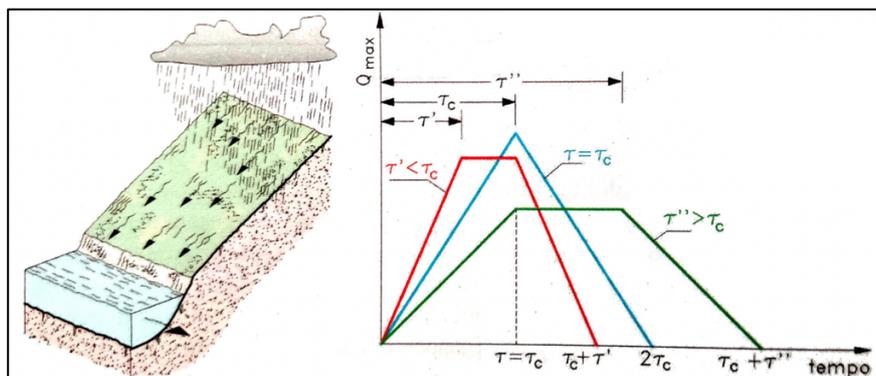


Figura 4.26 – Schema del bacino e idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione (“Fognature”, Da Deppo e Datei)

Risulta perciò evidente il motivo per cui nel paragrafo 4.4, più precisamente nel punto 3), al fine di stimare con il metodo razionale le portate massime nei diversi scenari si è utilizzato il tempo di corrivazione come durata della precipitazione.

Ora, quindi, partendo dai valori dell'altezza di precipitazione h ricavati attraverso $h = a' \tau_c^{\frac{4}{3}n'}$, già preventivamente calcolati e disponibili in *Appendice 4*, è possibile attribuire a ciascuno dei quattro eventi meteorici critici l'intensità corrispondente (Tabella 4.9) mediante $j = \frac{h}{\tau_c}$.

	Dati 1986		Dati odierni	
Tempo di ritorno (anni)	h (mm)	j (mm/h)	h (mm)	j (mm/h)
$T_r = 10$	21,16	78,49	23,97	88,91
$T_r = 20$	24,27	90,02	27,07	100,37

Tabella 4.9 – Altezze di precipitazione ed intensità relative agli eventi critici

Innanzitutto, a parità di tempo di ritorno, si osserva un considerevole aumento d'intensità delle precipitazioni critiche dal 1986 ad oggi (più del 10%). Inoltre, osservando tali valori, trovano di nuovo conferma le considerazioni emerse dal confronto delle curve di possibilità pluviometrica nel paragrafo 4.3. In particolare, si sottolinea la similarità nei valori di altezza di precipitazione ed intensità tra la situazione con dati del 1986 e $T_r = 20$ anni e quella con dati odierni e $T_r = 10$ anni.

In ciascuna *time series* si assume che l'evento meteorico critico inizi all'avvio della simulazione e si imposta per tutta la sua durata un valore costante dell'intensità di precipitazione. Si inserisce una durata della precipitazione pari a 17 minuti cioè si considera che dopo 17 minuti dal suo inizio il fenomeno si esaurisca, tenendo conto così anche degli istanti finali di esaurimento (Figura 4.27, Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30).

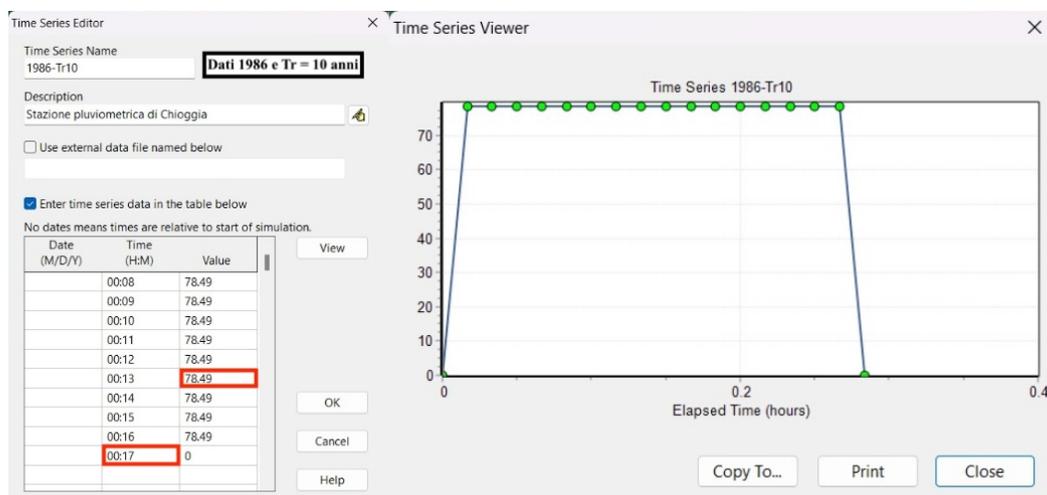


Figura 4.27 – Dati time series e visualizzazione in formato grafico: dati 1986 e $T_r = 10$ anni

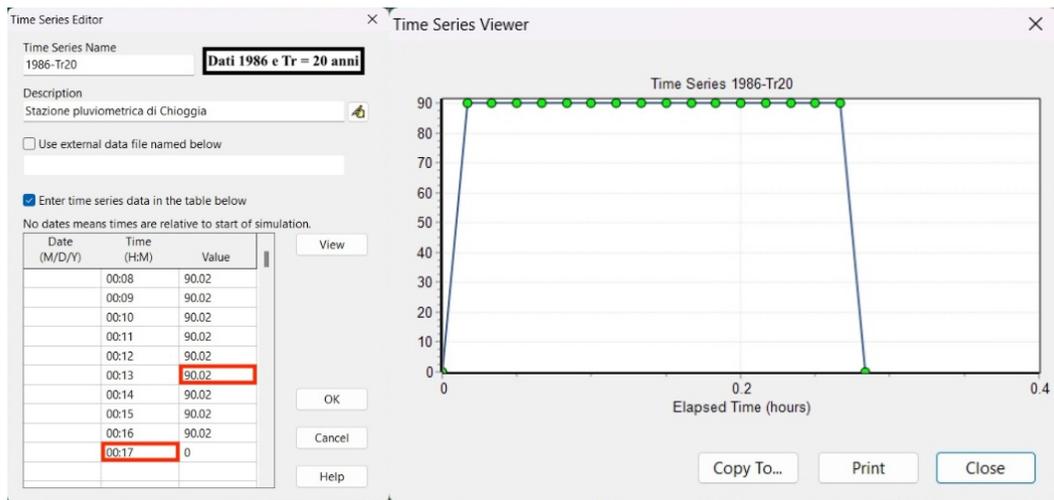


Figura 4.28 – Dati time series e visualizzazione in formato grafico: dati 1986 e $T_r = 20$ anni



Figura 4.29 – Dati time series e visualizzazione in formato grafico: dati odierni e $T_r = 10$ anni

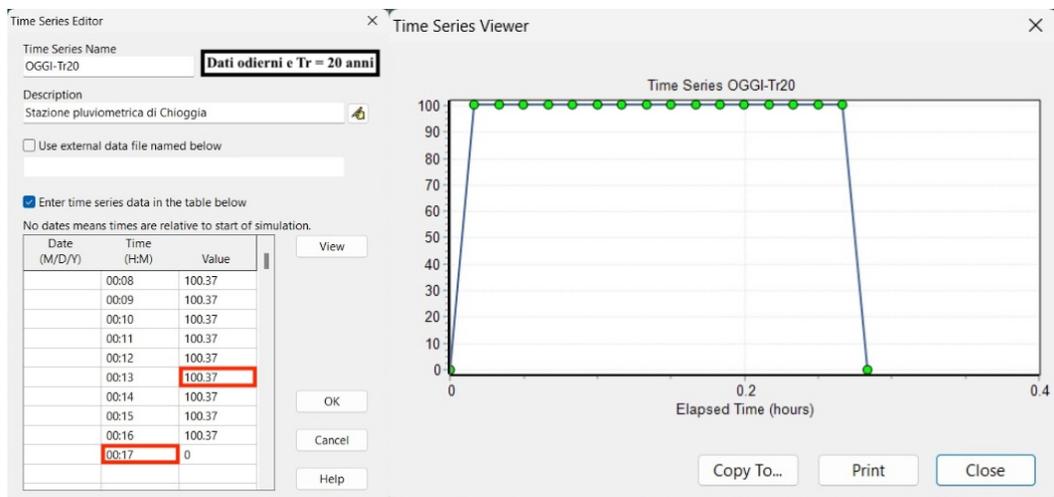


Figura 4.30 – Dati time series e visualizzazione in formato grafico: dati odierni e $T_r = 20$ anni

4.6. Simulazioni di verifica

Le simulazioni implementate all'interno del software SWMM, come indicato nel sottoparagrafo 4.2.4, prendono avvio alle ore 6:00 del giorno 23 ottobre 2023 e terminano alle ore 12:00 dello stesso giorno, per un totale di 6 ore di verifica.

Nelle varie rappresentazioni dei principali parametri che qualificano il funzionamento idraulico del sistema verrà presa in considerazione la situazione a 17 minuti dall'inizio della simulazione, al fine di osservare lo stato della rete in corrispondenza dell'istante critico della precipitazione. Sarà altresì mostrata l'evoluzione del processo di svuotamento della rete al termine dell'evento meteorico.

La risposta della rete di drenaggio verrà esaminata nei seguenti quattro scenari pluviometrici critici:

A. dati relativi al 1986 e $T_r = 10$ anni;

B. dati relativi al 1986 e $T_r = 20$ anni;

C. dati attuali e $T_r = 10$ anni;

D. dati attuali e $T_r = 20$ anni.

Si ricorda che nelle simulazioni **C** e **D** le scabrezze delle tubazioni sono state aumentate per riprodurre la condizione di condotta "invecchiata" (si veda sottoparagrafo 4.2.2).

Nel seguente sottoparagrafo vengono presentati e discussi attentamente i risultati ottenuti dalle simulazioni relativamente a tali scenari.

4.6.1. Risultati ottenuti

In fase di verifica uno dei principali criteri per valutare il corretto ed efficiente funzionamento della rete è il grado di riempimento delle condotte Y/D . Esso è definito come il rapporto tra il tirante d'acqua Y presente in condotta ed il diametro D di quest'ultima e deve essere compreso tra 0,50 e 0,80 (50% e 80%).

Mantenendosi all'interno di questo range ottimale di valori si perseguono due obiettivi fondamentali: garantire un funzionamento a pelo libero e non in pressione delle tubazioni (valori $< 0,80$) ed ottimizzare l'aspetto economico evitando di avere tronchi quasi totalmente vuoti (valori $> 0,50$).

Di seguito vengono inserite le rappresentazioni dei valori del grado di riempimento per le diverse simulazioni. (Figura 4.31, Figura 4.32, Figura 4.33 e Figura 4.34).



Figura 4.31 – Gradi di riempimento delle condotte (%) relativi allo scenario A



Figura 4.32 – Gradi di riempimento delle condotte (%) relativi allo scenario B



Figura 4.33 – Gradi di riempimento delle condotte (%) relativi allo scenario C



Figura 4.34 – Gradi di riempimento delle condotte (%) relativi allo scenario D

In primo luogo, si osserva che essenzialmente tutti i rami secondari vanno in crisi già nella simulazione con dati del 1986 e $T_r = 10$ anni (scenario pluviometrico **A**), presentando dei valori massimi del grado di riempimento. In tal caso, quindi, la rete secondaria delinea un funzionamento in pressione con conseguente difficoltà a far defluire regolarmente l'acqua di pioggia verso la restituzione e possibilità che si instaurino fenomeni di rigurgito. Il collettore principale, invece, mostra dei valori ottimali del grado di riempimento e funziona correttamente a pelo libero.

Anche nel caso con dati del 1986 e $T_r = 20$ anni (scenario pluviometrico **B**) le condotte secondarie permangono evidentemente in uno stato di criticità e quelle principali mostrano un regolare funzionamento, ad eccezione di qualche tratto nella parte sud del territorio.

Diversamente accade nel caso con dati odierni e $T_r = 10$ anni (scenario pluviometrico **C**), dove persino il collettore principale inizia a dimostrare un andamento globale in pressione. Tuttavia, come già osservato preliminarmente nel paragrafo 4.3 e successivamente nel paragrafo 4.5, le *time series* inserite nelle simulazioni **B** e **C** si rivelano essere simili (nel caso **C** anzi l'intensità di precipitazione è leggermente inferiore). L'unico parametro che varia in maniera più rilevante in questi due casi è la scabrezza delle condotte, cioè il numero di Manning n (si veda sottoparagrafo 4.2.2). Tale variazione ha dunque un impatto considerevole e contribuisce sensibilmente ad aumentare la criticità della rete di drenaggio.

Per quanto riguarda l'evento critico con dati odierni e $T_r = 20$ anni (scenario pluviometrico **D**), la situazione peggiora considerevolmente con valori estremi del grado di riempimento su tutte le condotte. Infatti, l'elevata intensità della precipitazione combinata con la scabrezza delle tubazioni è tale per cui tutta la rete presenta un funzionamento anomalo in pressione e non a pelo libero. È questo lo scenario più problematico e gravoso per la rete di drenaggio e si verifica statisticamente una volta ogni 20 anni.

Visto l'elevato grado di riempimento e quindi l'esercizio in pressione della rete secondaria in tutti i casi di precipitazione critica e di quella principale in talune circostanze, è possibile valutare quale sia l'altezza raggiunta dall'acqua all'interno dei pozzetti nell'istante critico al fine di offrire una visione più chiara e completa dei risultati di simulazione.

Nelle seguenti figure è visibile il valore dell'altezza dell'acqua nei pozzetti calcolata dal fondo (Figura 4.35, Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38). È necessario sottolineare che la scala di misura è relazionata alla minima profondità dei nodi presenti, che risulta essere 0,82 m (quota del fondo pozzetto). Per avere una miglior percezione del dato è perciò importante tener presente le varie profondità massime dei pozzetti (si veda tabella 4.2).



Figura 4.35 – Livelli dell'acqua nei pozzetti (m) relativi allo scenario A



Figura 4.36 – Livelli dell'acqua nei pozzetti (m) relativi allo scenario B



Figura 4.37 – Livelli dell'acqua nei pozzetti (m) relativi allo scenario C



Figura 4.38 – Livelli dell'acqua nei pozzetti (m) relativi allo scenario D

Rappresentando la profondità dell'acqua nel nodo a partire dal fondo pozzetto, i valori trovati sono chiaramente concordi con quelli relativi al grado di riempimento delle condotte. In particolare, si nota che, nonostante tutti i collettori secondari vadano in pressione già nello scenario *A*, il livello dell'acqua si mantiene abbastanza moderato e comunque al di sotto del piano campagna in tutti i pozzetti secondari relativamente ai casi *A* e *B*. L'unica eccezione è data dal nodo N32, che presenta un livello al limite già considerando i dati del 1986 e $T_r = 10$ anni.

Negli scenari relativi ai dati odierni *C* e *D*, invece, si registra un notevole e progressivo aumento nei valori dell'altezza dell'acqua in tutti i nodi della rete secondaria, tranne in alcuni situati a nord che sono caratterizzati da una profondità elevata. Ciò fa sì che alcuni nodi di monte dei rami secondari (ad esempio N52 e N59), compreso il nodo N32 che presentava un valore limite sin dalle simulazioni dell'1986, determinino per certo una fuoriuscita d'acqua con conseguente allagamento dell'area abitata circostante.

Il collettore principale, al contrario, è contraddistinto da una profondità di posa molto elevata e ciò garantisce che in tutti e quattro i casi non si registrino problemi di fuoriuscita d'acqua, anche in *D* dove tutte sostanzialmente tutte le condotte principali risultano essere in pressione.

Quanto detto sul funzionamento del collettore principale e di quelli secondari nei diversi scenari pluviometrici può essere confermato anche dall'analisi dei profili longitudinali dei tratti di condotta. Si riportano in tale sede i profili altimetrici e liquidi del troncone principale e di un ramo secondario, avente come nodo di monte N59, per i vari casi (Figura 4.39, Figura 4.40, Figura 4.41 e Figura 4.42). Specificamente, il collettore principale va dal nodo N1 alla restituzione (Out1), mentre il tratto secondario scelto è uno dei più critici e viene proposto dal nodo N59 a quello di confluenza con il tronco principale N12.

In accordo a quanto detto precedentemente, si riscontra che il ramo secondario risulta completamente pieno determinando un esercizio in pressione (grado di riempimento pari ad 1) già nella condizione *A*, senza però mostrare una fuoriuscita d'acqua dai vari pozzetti. Nel caso *B* il livello dell'acqua nei nodi aumenta abbondantemente pur mantenendosi comunque al di sotto del piano campagna. In considerazione dei dati odierni *C* e *D*, invece, nei pozzetti di monte l'acqua giunge ad una quota preoccupante causando un allagamento delle zone superficiali.

Il collettore principale, infine, segnala un graduale aumento nel valore del grado di riempimento da *A* a *B*, raggiungendo una condizione limite nella prima porzione di monte in quest'ultimo scenario. In *C* il collettore si riempie quasi totalmente con il primo tratto che lavora in pressione, fino a funzionare interamente con questa modalità nella situazione *D*. L'acqua nei nodi primari non supera mai una limitata soglia per via delle elevate profondità di posa delle condotte.

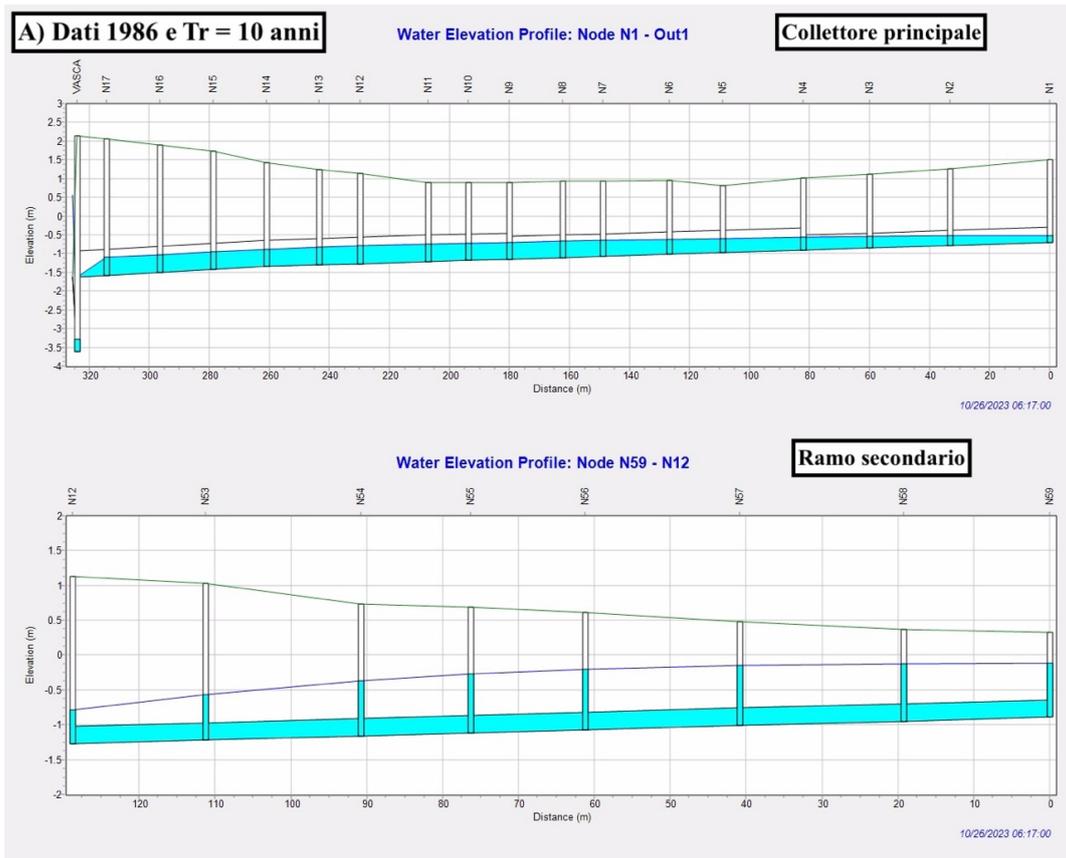


Figura 4.39 – Profilo longitudinale e profilo liquido relativi allo scenario A

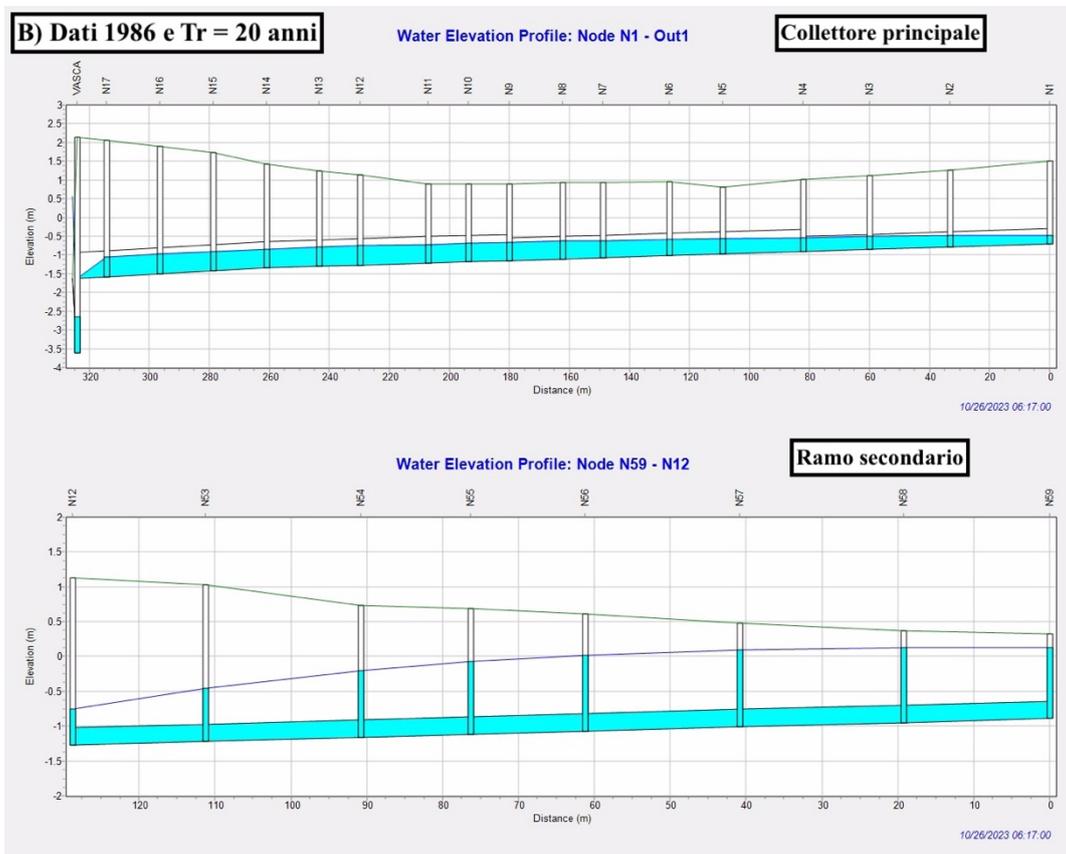


Figura 4.40 – Profilo longitudinale e profilo liquido relativi allo scenario B

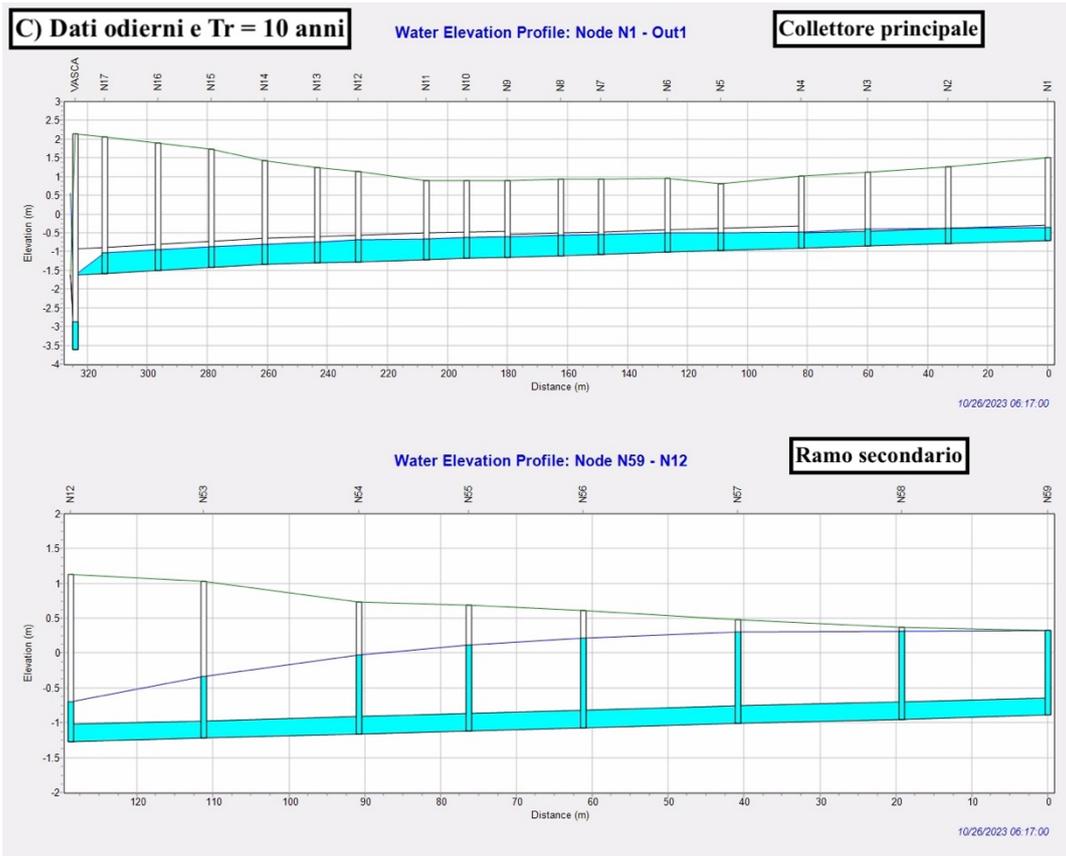


Figura 4.41 – Profilo longitudinale e profilo liquido relativi allo scenario C

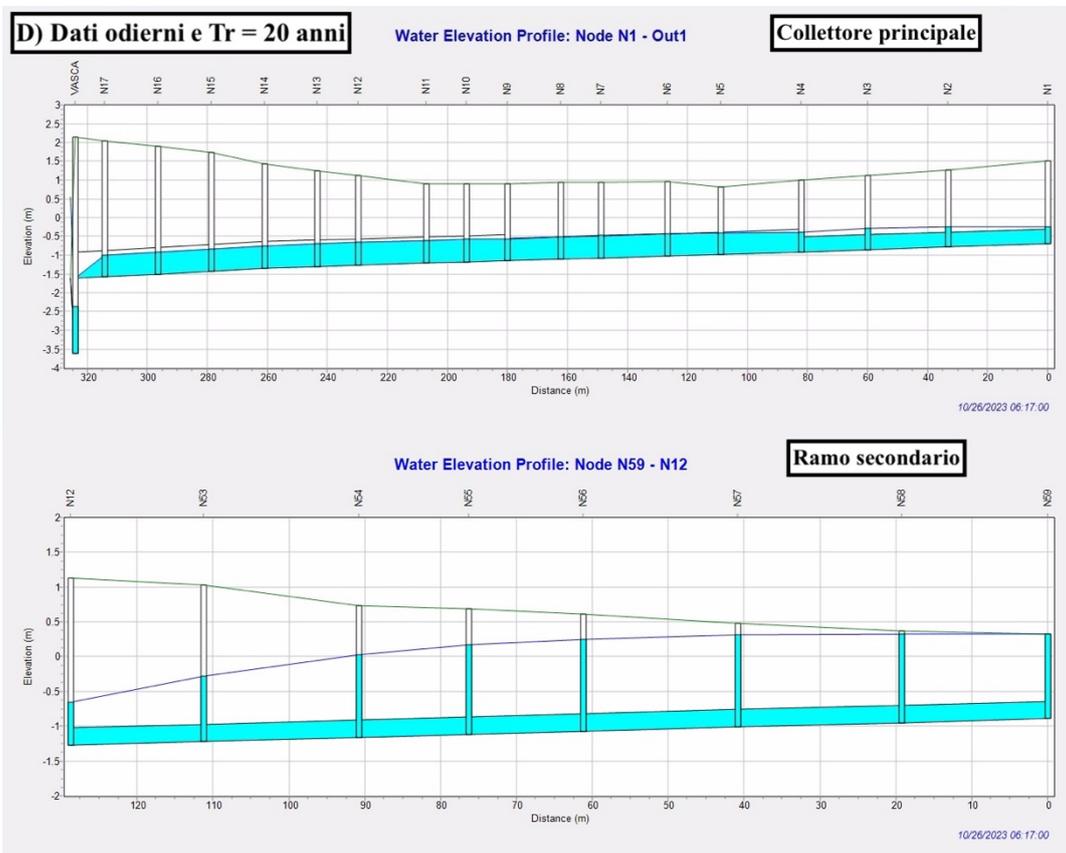


Figura 4.42 – Profilo longitudinale e profilo liquido relativi allo scenario D

Dai precedenti profili, in aggiunta, è visibile anche il diverso accumulo di acqua all'interno della vasca di pompaggio.

Un altro parametro utile per studiare la risposta della rete di drenaggio alle varie casistiche pluviometriche è la velocità dell'acqua v all'interno delle condotte. Essa deve essere compresa tra 0,50 m/s e 4,00 m/s al fine di assicurare l'assenza di sedimentazione da un lato ed evitare fenomeni di corrosione dall'altro.

Per fornire maggior accuratezza all'analisi condotta, vengono riportati dei grafici rappresentanti la velocità all'interno di quattro condotte nei diversi scenari (Figura 4.43, Figura 4.44, Figura 4.45, Figura 4.46). Precisamente, le condotte C6 e C14 appartengono al collettore principale (una di monte e una di valle) mentre C30 e C57 sono inserite in due rami secondari distinti (uno localizzato a sud ed uno a nord della rete).

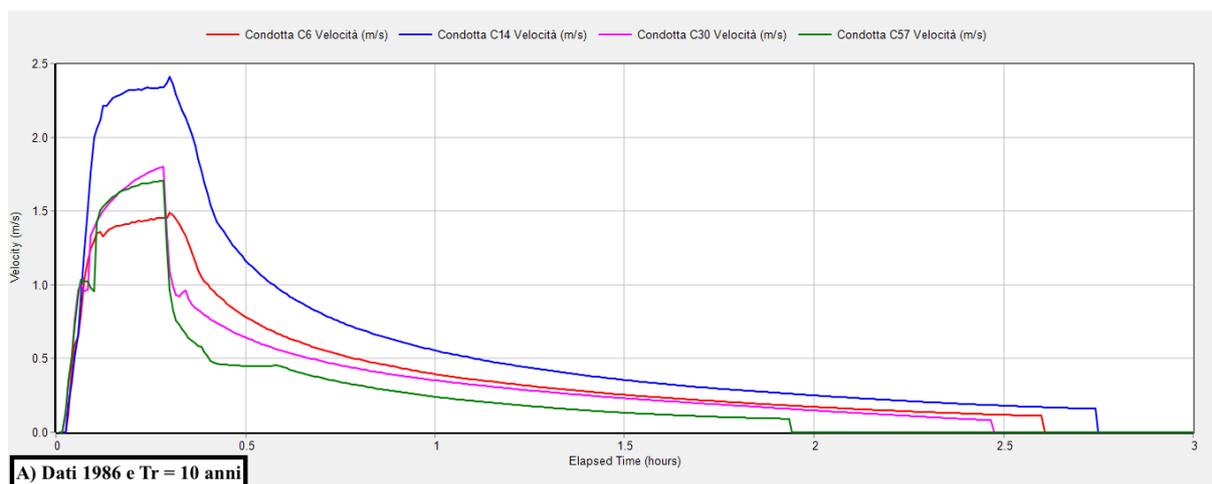


Figura 4.43 – Andamento della velocità di deflusso nel tempo in alcune condotte: scenario A

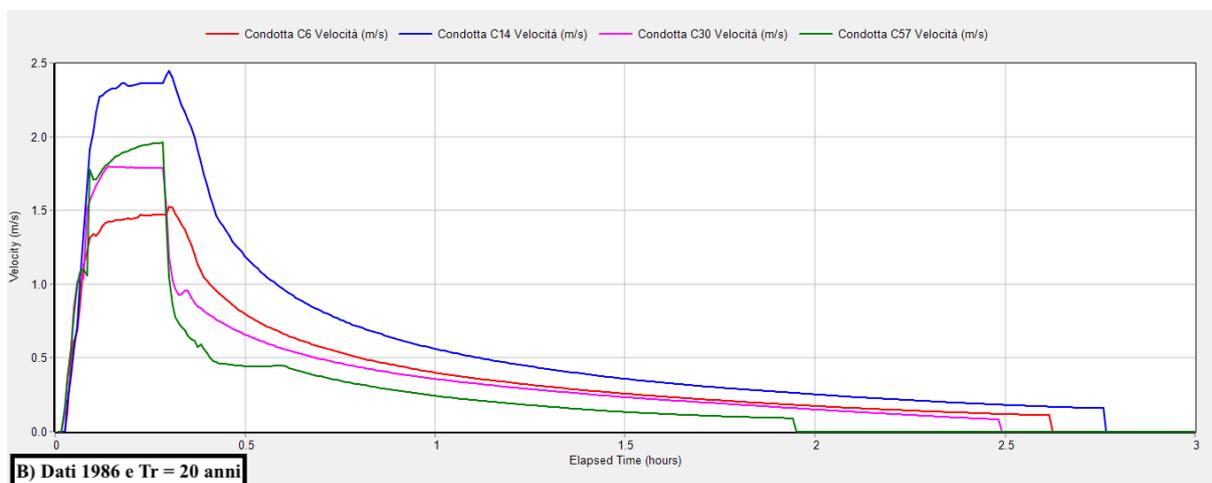


Figura 4.44 – Andamento della velocità di deflusso nel tempo in alcune condotte: scenario B

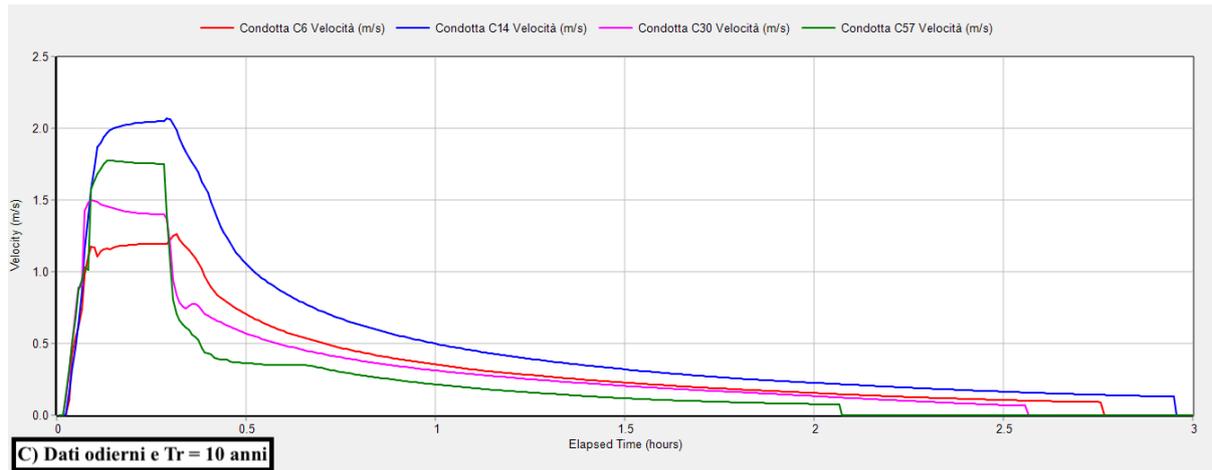


Figura 4.45 – Andamento della velocità di deflusso nel tempo in alcune condotte: scenario C

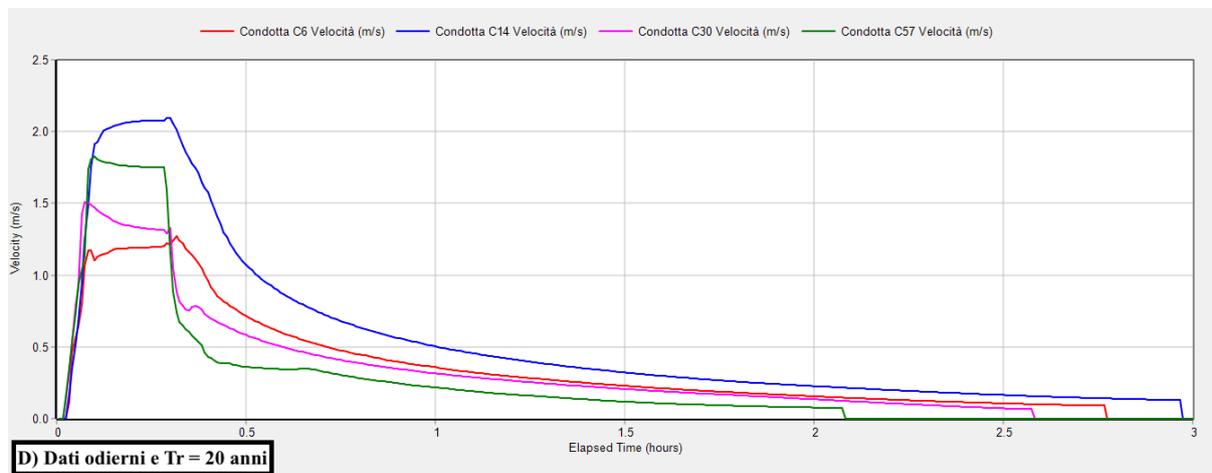


Figura 4.46 – Andamento della velocità di deflusso nel tempo in alcune condotte: scenario D

Si osserva che in tutti i casi di precipitazione critica la velocità in condotta si mantiene all'interno del range ottimale, trascurando comprensibilmente gli istanti iniziali dell'evento meteorico e quelli successivi al suo esaurimento. Le velocità massime si realizzano con buona approssimazione in corrispondenza dell'istante critico (17 min cioè 0,28 h) e presentano dei valori inferiori negli scenari **C** e **D** rispetto ad **A** e **B**. Ciò è dovuto al fatto che considerando la situazione odierna le condotte presentano dei valori estremamente elevati dei gradi di riempimento e si realizzano pertanto degli sforzi di attrito significativi che diminuiscono le velocità.

In questi grafici risulta evidente anche lo svuotamento delle condotte al termine dell'evento. Infatti, all'esaurimento di quest'ultimo, le velocità e quindi anche le portate (a parità di sezione) decrescono progressivamente fino ad annullarsi totalmente dopo qualche ora. Il caso **D** risulta essere quello in cui la velocità impiega più tempo per arrivare a zero, visto il defluire di maggior portata.

In conclusione, è possibile osservare l'andamento del livello nella vasca di accumulo e della portata sollevata dalla pompa (Figura 4.47, Figura 4.48, Figura 4.49 e Figura 4.50).

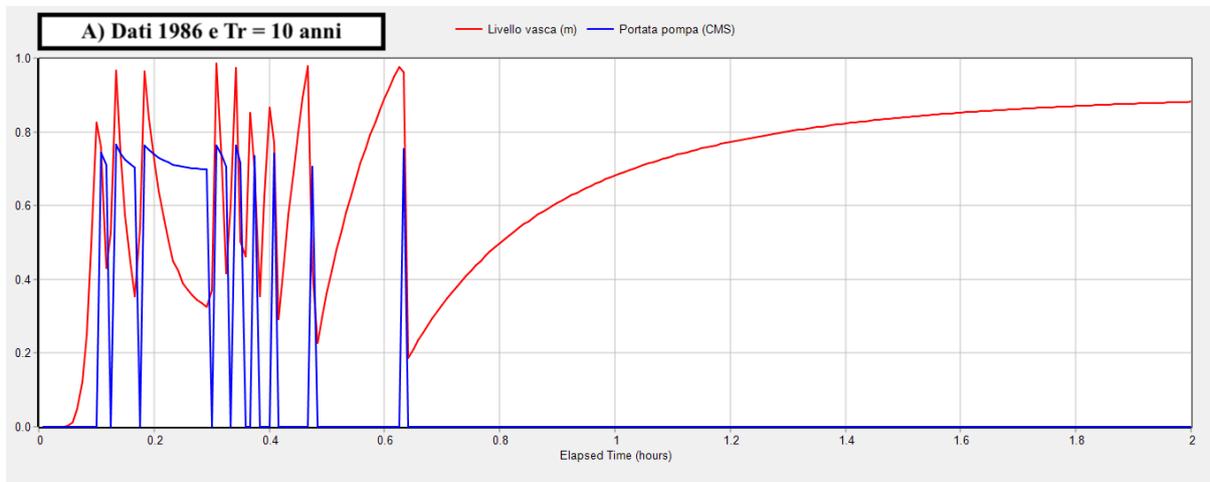


Figura 4.47 – Funzionamento della pompa e della vasca di accumulo: scenario A

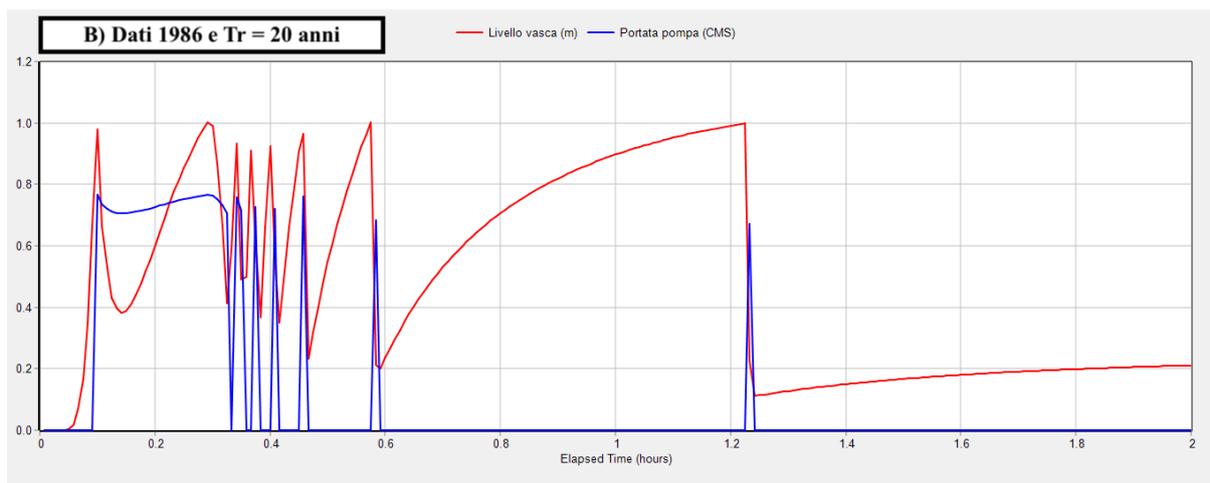


Figura 4.48 – Funzionamento della pompa e della vasca di accumulo: scenario B

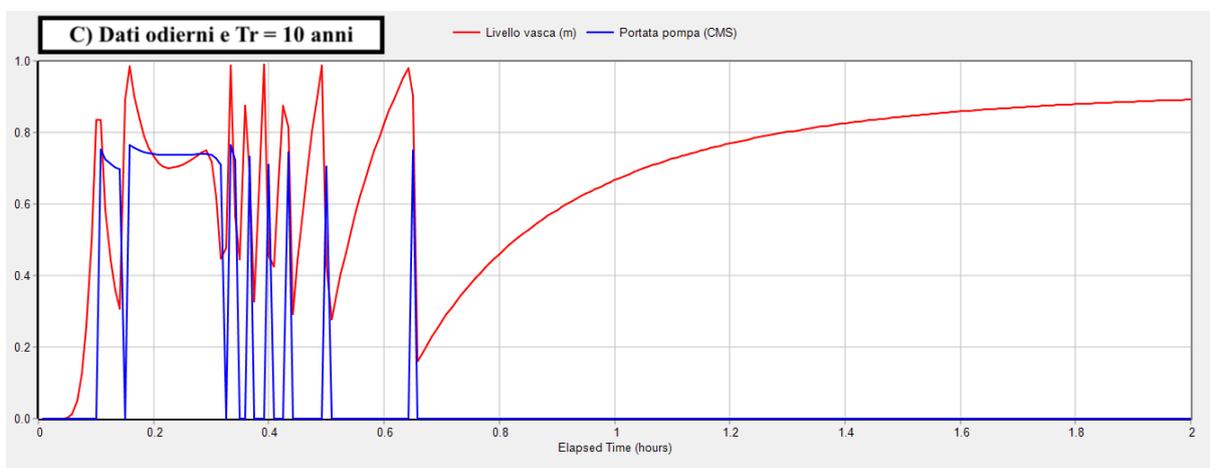


Figura 4.49 – Funzionamento della pompa e della vasca di accumulo: scenario C

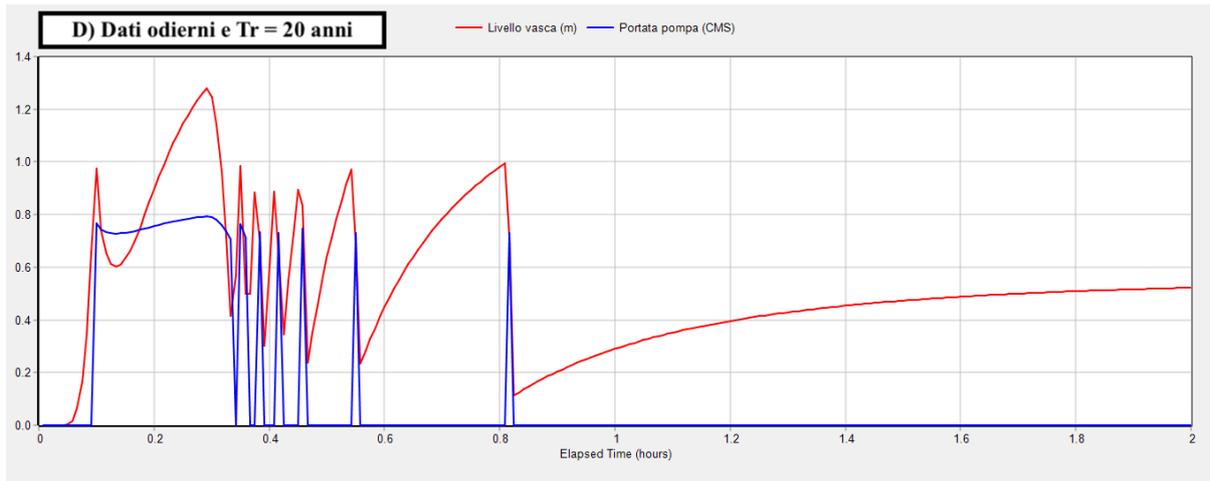


Figura 4.50 – Funzionamento della pompa e della vasca di accumulo: scenario D

Si mette in risalto fin da subito che, contrariamente alle condotte che si svuotano al termine del fenomeno meteorico, la vasca di accumulo preserva una certa quantità d’acqua al suo interno (al massimo circa 1 m d’acqua pari a metà del volume complessivo della vasca). Anche dopo la fine della pioggia critica, infatti, le valvole pneumatiche rimangono chiuse per il verificarsi della condizione di alta marea e l’acqua residua in rete viene comunque convogliata alla vasca.

Tale volume d’acqua rimanente risulta variabile a seconda dei dati pluviometrici e dipende dalle modalità operative della pompa. Quest’ultima compie un diverso numero di cicli (tra i 7 ed i 9 cicli) a seconda dello scenario considerato; tale intervallo di valori è espressione di un suo ottimale meccanismo di azione.

Il numero di cicli di attacco e stacco della pompa, in effetti, dipende dalla portata che arriva ad essa: esso diminuisce nei casi in cui defluisce una maggiore portata (**B** e **D**) in quanto la pompa si arresta meno frequentemente e rimane attiva ininterrottamente per un tempo più lungo.

Infine, si nota che il “salto” di prevalenza della pompa si mantiene sempre più o meno costante dal momento che per tutta la durata della precipitazione critica (con i vari dati) il livello esterno della marea non varia così significativamente, ma solo di pochi centimetri.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

A seguito dell'analisi condotta nel presente elaborato si è riscontrato, innanzitutto, che la rete di drenaggio dell'isola di Pellestrina presenta alcune problematiche già in considerazione dei dati pluviometrici del 1986. Tutti i rami secondari, infatti, rivelano un irregolare funzionamento in pressione senza però mostrare importanti fuoriuscite d'acqua dai pozzetti. Il collettore principale, al contrario, risulta opportunamente dimensionato e lavora regolarmente a pelo libero ad eccezione di qualche tratto che risulta maggiormente riempito (una volta ogni 20 anni).

Alla luce delle più recenti registrazioni pluviometriche e considerando il deterioramento del sistema fognario nel tempo (aumento di scabrezza delle condotte), le criticità della rete si intensificano notevolmente, delineando uno scenario allarmante: l'intero collettore principale va in crisi e lavora in pressione, mentre i pozzetti nei tratti secondari di monte (lato mare) sono caratterizzati da un incremento notevole del livello d'acqua con conseguenti allagamenti al di sopra del piano stradale. Questi ultimi, concentrandosi nelle strette calli densamente popolate, ostacolano gravemente il deflusso delle acque, causando notevoli disagi alla popolazione residente.

Certamente, se l'evoluzione dei mutamenti climatici e quindi delle precipitazioni intense proseguirà in linea con la tendenza riscontrata fino ad ora (o aumenterà) le condizioni di esercizio della rete di drenaggio a seguito di un evento critico non potranno che aggravarsi maggiormente.

Al fine di garantire un efficiente funzionamento di tutta la rete e la salvaguardia del territorio circostante in relazione all'attuale situazione pluviometrica, si suggerisce in tale trattazione l'aumento dei diametri delle varie condotte, che potrebbe avvenire contestualmente alla chiusura delle valvole pneumatiche rimanenti e all'adeguamento dei collettori secondari "vecchi" (si veda sottoparagrafo 3.2.4). In particolare, prendendo sempre in esame la porzione rappresentativa dell'intero sistema, si propone una distribuzione di diametri qualitativa (Figura 5.1), determinata cercando di rispettare il range ottimale di grado di riempimento (Figura 5.2) in presenza di una pioggia critica con dati odierni e $T_r = 20$ anni e tenendo conto di non attribuire ai rami secondari diametri troppo grandi, viste le esigue dimensioni delle calli ed il limitato approfondimento dei pozzetti ivi collocati.

Si può osservare che, mentre le condotte principali presentano un modesto aumento di diametro (dell'ordine di 20 cm per alcuni tratti), quelle secondarie registrano variazioni più consistenti (fino a 45 cm in più rispetto a quelli originari).

Per tale adeguamento si è fatto riferimento a tubazioni "nuove" (scabrezza non aumentata) in PRFV prodotte dalla ditta "VED S.r.l." e visionabili in *Appendice 5*.

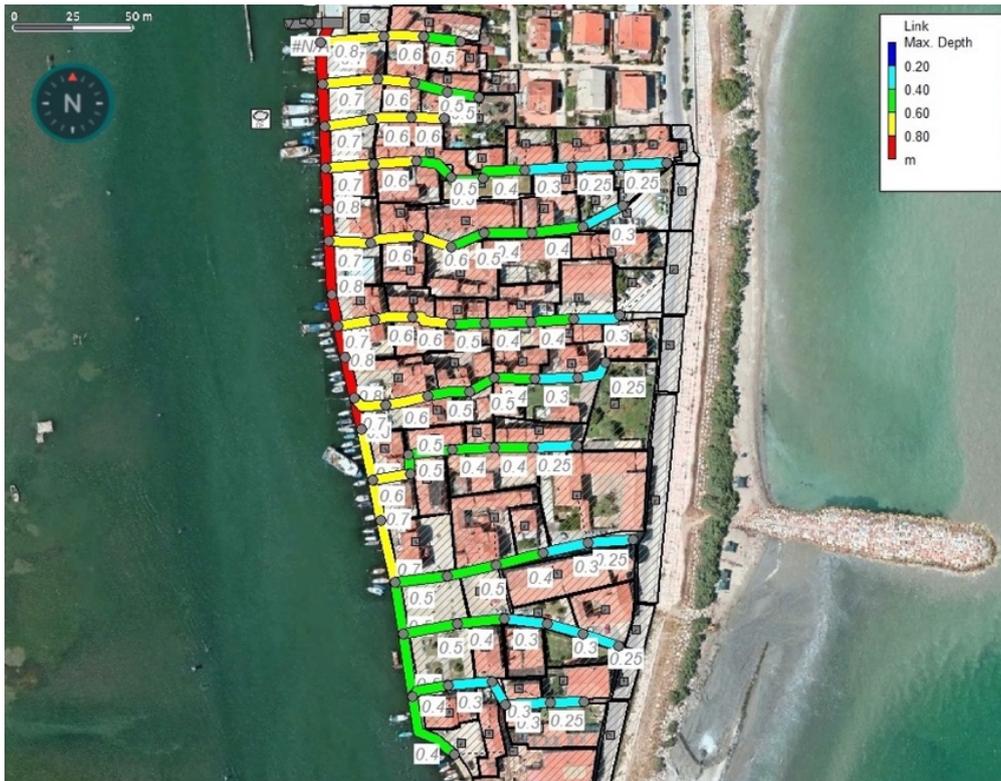
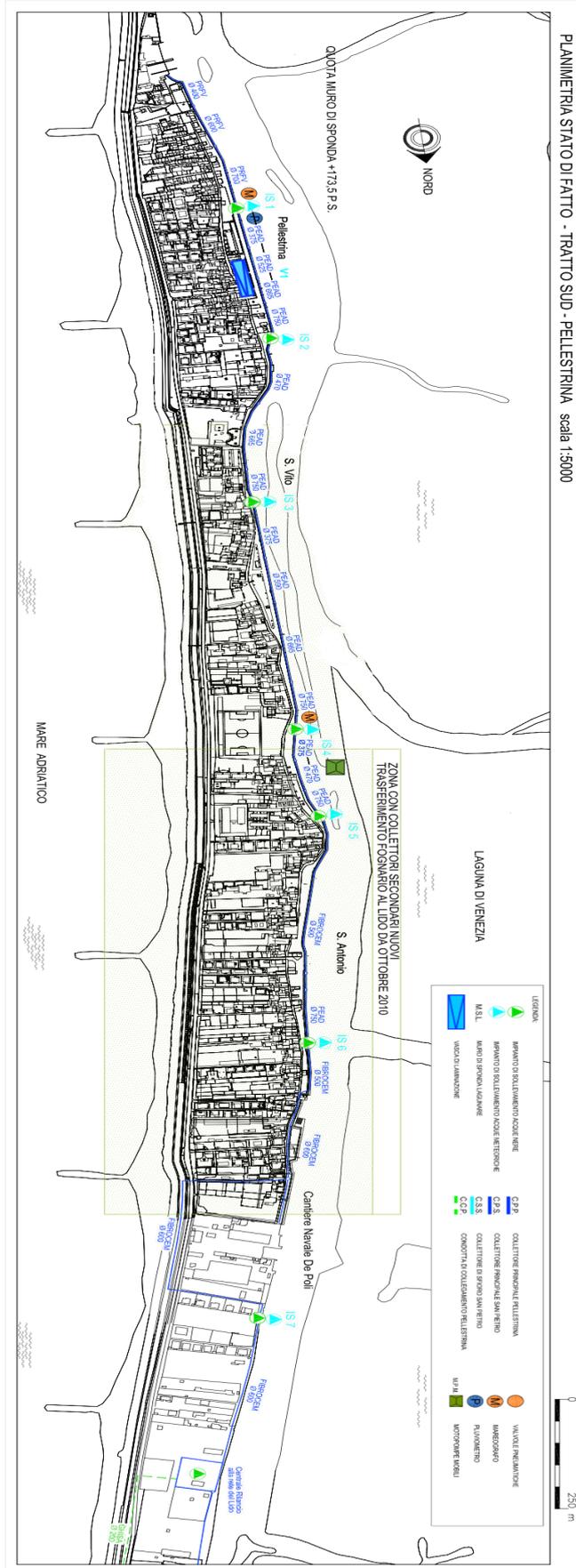


Figura 5.1 – Distribuzione qualitativa di diametri aggiornati



Figura 5.2 – Gradi di riempimento (%) a seguito della modifica dei diametri

APPENDICE 1



APPENDICE 3

GKN

calpeda[®]

Esecuzione

Pompe sommergibili con girante multicanale.
 Caratterizzata da buona sicurezza contro l'intasamento, larghi passaggi sferici, buona resistenza all'usura, bassa azione meccanica sul fluido, elevato rendimento idraulico alle alte portate.
 Basse vibrazioni grazie alla girante equilibrata dinamicamente.
 Bocca di mandata DN 200-250-300-350.

Impieghi

Per il movimento di acque cariche e luride grigliate.
 Particolarmente adatte allo svuotamento di liquami da pozzi neri o da serbatoi di prima raccolta o di acque industriali di rifiuto.
 Sostituiscono le pompe monocanale quando non è richiesto un elevato diametro di passaggio solidi.
 Passaggio solidi da 100 a 164 mm.

Limiti d'impiego

Temperatura liquido: da 0 da °C a +40 °C.
 Massima profondità di immersione: 20m (con cavo di adatta lunghezza).
 Pressione massima di esercizio: 80 m.c.a.
 pH del liquido da sollevare : 4 ÷ 10
 Servizio continuo (con l'acqua al minimo livello di immersione).

Materiali

Corpo pompa: ghisa grigia EN-GJL250 UNI-EN 1561-11
 Girante: ghisa grigia EN-GJL250 UNI-EN 1561-11
 Cassa motore: ghisa grigia EN-GJL250 UNI-EN 1561-11 / EN-GJL450 UNI-EN 1561-11
 Albero: acciaio X20Cr13 (AISI420)
 Tenuta meccanica pompe con classe isolamento H
 - lato motore: grafite/ceramica
 - lato pompa: carburo di silicio/ceramica
 Tenuta meccanica pompe con classe isolamento F
 - lato motore: acciaio inox/grafite
 - lato pompa: SIC/SIC

Motore

Motore a induzione a 4-6 o 8 poli, 50Hz
 400/690V ± 10%
 Isolamento classe: F o H
 Grado di protezione: IP 68
 N° max avviamenti ora:
 - 20 fino a 5 kW
 - 15 fino a 10 kW
 - 10 per potenze superiori
 Cavo: lunghezza 10 m
 Senso di rotazione: orario vista dall'alto
 Motore predisposto per funzionamento con inverter.

Designazione

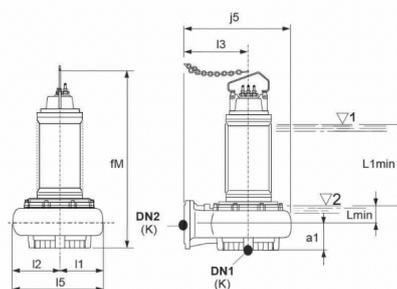
GKN4 200-100A-0260R
 GK = Serie
 N = girante Multicanale
 4 = Numero poli
 200 = Diametro bocca di mandata in mm
 100 = Passaggio libero in mm
 A = Pelatura girante
 0260 = Grandezza motore kW x 10
 R = Con mantello di raffreddamento

POMPA

Il tuo
Prodotto

GKN8 350-143S-0210R
70TB4310000

dn1: 350
 dn2: 350
 a1: 268.00 mm
 fM: 1640.50 mm
 I1: 385.00 mm
 I2: 550.00 mm
 I3: 700.00 mm
 I5: 935
 j5: 1170.00 mm
 L1min: 997.00 mm
 Lmin: 192.00 mm



POMPA

Il tuo
Prodotto

GKN8 350-143S-0210R

70TB4310000

DATI POMPA E MOTORE

H max (m):	7.20
H min (m):	1.80
Q min (mc/h):	252.00
Q max (mc/h):	1620.00
Pn (kW):	21.00

Un (V):	400/690
fn (Hz):	50
In (A):	44.1 / 25.2
Peso (kg):	785.000

MATERIALI

Corpo pompa:	Ghisa GJL 250 EN 1561
Girante:	Ghisa GJL 250 EN 1561
Anello tenuta girante:	Acciaio S235JR 1.0038 EN 10025
Carcassa motore:	Ghisa GJL 450 EN 1561

Coperchio motore:	Ghisa GJL 450 EN 1561
Tenuta meccanica superiore:	AISI 316-Carbene-NBR
Tenuta meccanica inferiore:	Carburo di Silicio-Carburo di Silicio-NBR

APPENDICE 4

Dati del 1986					Tr = 20 anni			Tr = 10 anni		
Condotta	L _k (m)	S _k (ha)	φ _k	τ _{c,k} (h)	h (mm)	u _k (l/s*ha)	Q _{max,k} (l/s)	h (mm)	u _k (l/s*ha)	Q _{max,k} (l/s)
C1	33,18	0,1	0,73	0,1759	18,6494	215,1425	21,5142	16,2578	187,5518	18,7552
C17	14,58	0,03	0,9	0,1708	18,3097	268,2917	8,0488	15,9613	233,8810	7,0164
C18	18,87	0,15	0,52	0,1760	18,6543	153,2271	22,9841	16,2620	133,5768	20,0365
C19	11,03	0,16	0,54	0,1791	18,8540	158,0715	25,2914	16,4362	137,8012	22,0482
C20	18,55	0,19	0,58	0,1842	19,1868	167,9445	31,9094	16,7266	146,4105	27,8180
C21	16,4	0,22	0,61	0,1888	19,4781	174,9853	38,4968	16,9808	152,5507	33,5611
C2	26,89	0,32	0,65	0,1962	19,9499	183,7072	58,7863	17,3925	160,1578	51,2505
C22	16,29	0,04	0,9	0,1712	18,3411	268,0062	10,7202	15,9887	233,6326	9,3453
C23	15,56	0,12	0,65	0,1755	18,6253	191,7196	23,0064	16,2367	167,1326	20,0559
C24	18,01	0,17	0,62	0,1806	18,9509	180,9123	30,7551	16,5208	157,7138	26,8113
C25	19,96	0,23	0,65	0,1861	19,3077	187,4803	43,1205	16,8322	163,4423	37,5917
C26	23,2	0,33	0,62	0,1925	19,7174	176,5094	58,2481	17,1897	153,8811	50,7808
C3	22,19	0,65	0,63	0,2024	20,3341	175,9567	114,3718	17,7278	153,4036	99,7123
C27	18,91	0,08	0,8	0,1720	18,3891	237,8408	19,0273	16,0306	207,3366	16,5869
C28	19,53	0,23	0,47	0,1774	18,7448	138,0780	31,7579	16,3410	120,3709	27,6853
C29	20,44	0,32	0,55	0,1831	19,1126	159,6413	51,0852	16,6619	139,1715	44,5349
C30	21,21	0,43	0,57	0,1889	19,4897	163,4500	70,2835	16,9910	142,4944	61,2726
C31	22,08	0,49	0,59	0,1951	19,8775	167,1265	81,8920	17,3294	145,7022	71,3941
C4	26,8	1,14	0,62	0,2098	20,7922	170,7831	194,6928	18,1275	148,8962	169,7417
C5	17,68	1,14	0,62	0,2148	21,0910	169,2757	192,9743	18,3883	147,5839	168,2457
C32	18,2	0,09	0,1	0,1718	18,3761	29,7432	2,6769	16,0193	25,9285	2,3336
C33	16,23	0,13	0,32	0,1763	18,6721	94,2378	12,2509	16,2776	82,1525	10,6798
C34	17,91	0,21	0,48	0,1812	18,9954	139,8569	29,3699	16,5597	121,9232	25,6039
C35	18,31	0,23	0,51	0,1863	19,3225	147,0301	33,8169	16,8450	128,1786	29,4811
C36	8,23	0,26	0,54	0,1886	19,4683	154,9531	40,2878	16,9723	135,0867	35,1225
C37	16,22	0,31	0,59	0,1931	19,7539	167,7758	52,0105	17,2215	146,2674	45,3429
C6	22,15	1,45	0,61	0,2209	21,4617	164,7522	238,8907	18,7118	143,6424	208,2815
C7	13,5	1,45	0,61	0,2247	21,6856	163,6928	237,3546	18,9072	142,7201	206,9441
C38	14,99	0,04	0,55	0,1709	18,3172	163,9141	6,5566	15,9679	142,8908	5,7156
C39	17,99	0,07	0,64	0,1759	18,6458	188,6409	13,2049	16,2546	164,4489	11,5114
C40	17,11	0,12	0,45	0,1806	18,9550	131,2895	15,7547	16,5244	114,4542	13,7345
C41	11,99	0,17	0,56	0,1839	19,1698	162,2424	27,5812	16,7118	141,4394	24,0447
C42	17,85	0,23	0,62	0,1889	19,4869	177,8038	40,8949	16,9885	155,0079	35,6518
C43	18,06	0,26	0,64	0,1939	19,8045	181,7050	47,2433	17,2656	158,4113	41,1869
C44	14,67	0,34	0,66	0,1980	20,0601	185,8958	63,2046	17,4887	162,0668	55,1027
C8	17,72	1,79	0,62	0,2296	21,9775	165,0001	295,3502	19,1619	143,8617	257,5124
C9	13,57	1,79	0,62	0,2333	22,1993	163,9735	293,5126	19,3555	142,9679	255,9126
C45	19,95	0,1	0,64	0,1722	18,4082	190,1503	19,0150	16,0472	165,7628	16,5763
C46	18,04	0,17	0,65	0,1773	18,7367	191,0105	32,4718	16,3339	166,5154	28,3076
C47	19,06	0,21	0,68	0,1825	19,0799	197,5851	41,4929	16,6334	172,2497	36,1724
C48	14,18	0,23	0,69	0,1865	19,3328	198,8572	45,7372	16,8540	173,3608	39,8730
C49	18,14	0,27	0,7	0,1915	19,6533	199,6884	53,9159	17,1337	174,0881	47,0038
C50	16,06	0,32	0,72	0,1960	19,9344	203,5893	65,1486	17,3790	177,4912	56,7972
C51	15,37	0,38	0,73	0,2003	20,2011	204,7192	77,7933	17,6118	178,4784	67,8218
C10	13,5	2,17	0,64	0,2371	22,4187	168,2320	365,0634	19,5470	146,6822	318,3003
C11	22,61	2,17	0,64	0,2434	22,7831	166,5548	361,4239	19,8650	145,2220	315,1317
C52	19,25	0,06	0,28	0,1720	18,3953	83,2268	4,9936	16,0361	72,5526	4,3532
C53	21,63	0,13	0,35	0,1781	18,7890	102,6739	13,3476	16,3795	89,5072	11,6359
C54	20,33	0,22	0,52	0,1837	19,1543	150,7296	33,1605	16,6983	131,4027	28,9086
C55	15,15	0,27	0,56	0,1879	19,4237	160,9212	43,4487	16,9334	140,2894	37,8781
C56	14,47	0,33	0,59	0,1919	19,6790	168,1724	55,4969	17,1561	146,6126	48,3822
C57	20,45	0,39	0,63	0,1976	20,0362	177,5778	69,2554	17,4678	154,8149	60,3778
C58	17,51	0,45	0,65	0,2025	20,3389	181,5159	81,6821	17,7320	158,2503	71,2126
C12	13,55	2,62	0,64	0,2471	22,9998	165,5781	433,8146	20,0541	144,3716	378,2537
C13	17,61	2,62	0,64	0,2520	23,2795	164,3390	430,5683	20,2982	143,2929	375,4273
C59	20,15	0,04	0,83	0,1723	18,4118	246,5707	9,8628	16,0504	214,9470	8,5979
C60	19,75	0,08	0,76	0,1778	18,7712	223,0797	17,8464	16,3640	194,4723	15,5578
C61	19,79	0,14	0,71	0,1833	19,1271	205,9854	28,8380	16,6746	179,5733	25,1403
C62	19,76	0,17	0,69	0,1888	19,4784	197,9319	33,6484	16,9811	172,5554	29,3344
C63	14,36	0,18	0,7	0,1928	19,7313	199,1978	35,8556	17,2017	173,6610	31,2590
C64	16,77	0,21	0,61	0,1974	20,0240	172,0053	36,1211	17,4572	149,9566	31,4909
C65	18,43	0,25	0,64	0,2025	20,3427	178,7027	44,6757	17,7353	155,7977	38,9494
C66	20,1	0,3	0,66	0,2081	20,6868	182,3765	54,7130	18,0356	159,0031	47,7009
C14	17,8	2,92	0,64	0,2570	23,5601	163,1200	476,3104	20,5431	142,2315	415,3160
C67	13,59	0,02	0,75	0,1705	18,2915	223,7146	4,4743	15,9454	195,0211	3,9004
C68	17,08	0,08	0,75	0,1752	18,6038	221,3734	17,7099	16,2179	192,9833	15,4387
C69	20,07	0,11	0,75	0,1808	18,9667	218,7320	24,0605	16,5346	190,6840	20,9752
C15	17,71	3,03	0,65	0,2619	23,8373	164,4692	498,3416	20,7850	143,4095	434,5307
C70	13,53	0,06	0,18	0,1705	18,2904	53,6935	3,2216	15,9445	46,8068	2,8084
C71	14,29	0,07	0,26	0,1744	18,5519	76,8761	5,3813	16,1727	67,0169	4,6912
C72	15,52	0,13	0,48	0,1787	18,8334	140,6033	18,2784	16,4183	122,5729	15,9345
C73	23,38	0,17	0,55	0,1852	19,2526	158,9194	27,0163	16,7840	138,5430	23,5523
C16	17,71	3,2	0,64	0,2668	24,1125	160,7881	514,5218	21,0252	140,2012	448,6438
C74	15,8	0,02	0,75	0,1711	18,3321	223,4066	4,4681	15,9809	194,7530	3,8951
C75	16,65	0,06	0,72	0,1757	18,6362	212,2891	12,7373	16,2462	185,0643	11,1039
C76	26,81	0,08	0,73	0,1832	19,1194	211,8407	16,9473	16,6679	184,6777	14,7742
C77	9,92	3,28	0,64	0,2696	24,2658	160,1562	525,3123	21,1590	139,6510	458,0554

Dati odierni					Tr = 20 anni			Tr = 10 anni		
Condotta	L _k (m)	S _k (ha)	φ _k	τ _{c,k} (h)	h (mm)	u _k (l/s*ha)	Q _{max,k} (l/s)	h (mm)	u _k (l/s*ha)	Q _{max,k} (l/s)
C1	33,18	0,1	0,73	0,1759	18,8141	217,0426	21,7043	16,7706	193,4677	19,3468
C17	14,58	0,03	0,9	0,1708	18,3419	268,7637	8,0629	16,3574	239,6854	7,1906
C18	18,87	0,15	0,52	0,1760	18,8210	154,5959	23,1894	16,7766	137,8031	20,6705
C19	11,03	0,16	0,54	0,1791	19,1000	160,1345	25,6215	17,0206	142,7006	22,8321
C20	18,55	0,19	0,58	0,1842	19,5678	171,2793	32,5431	17,4295	152,5628	28,9869
C21	16,4	0,22	0,61	0,1888	19,9797	179,4918	39,4882	17,7895	159,8154	35,1594
C2	26,89	0,32	0,65	0,1962	20,6520	190,1721	60,8551	18,3766	169,2197	54,1503
C22	16,29	0,04	0,9	0,1712	18,3854	268,6538	10,7462	16,3955	239,5767	9,5831
C23	15,56	0,12	0,65	0,1755	18,7804	193,3169	23,1980	16,7411	172,3249	20,6790
C24	18,01	0,17	0,62	0,1806	19,2359	183,6333	31,2177	17,1394	163,6193	27,8153
C25	19,96	0,23	0,65	0,1861	19,7385	191,6633	44,0826	17,5787	170,6915	39,2590
C26	23,2	0,33	0,62	0,1925	20,3199	181,9032	60,0281	18,0867	161,9111	53,4307
C3	22,19	0,65	0,63	0,2024	21,2039	183,4832	119,2641	18,8584	163,1870	106,0716
C27	18,91	0,08	0,8	0,1720	18,4520	238,6543	19,0923	16,4538	212,8097	17,0248
C28	19,53	0,23	0,47	0,1774	18,9473	139,5696	32,1010	16,8870	124,3934	28,6105
C29	20,44	0,32	0,55	0,1831	19,4633	162,5703	52,0225	17,3382	144,8199	46,3424
C30	21,21	0,43	0,57	0,1889	19,9962	167,6979	72,1101	17,8039	149,3120	64,2042
C31	22,08	0,49	0,59	0,1951	20,5485	172,7675	84,6561	18,2862	153,7472	75,3362
C4	26,8	1,14	0,62	0,2098	21,8672	179,6130	204,7588	19,4371	159,6526	182,0040
C5	17,68	1,14	0,62	0,2148	22,3029	179,0023	204,0626	19,8170	159,0509	181,3180
C32	18,2	0,09	0,1	0,1718	18,4340	29,8368	2,6853	16,4380	26,6062	2,3946
C33	16,23	0,13	0,32	0,1763	18,8458	95,1143	12,3649	16,7983	84,7805	11,0215
C34	17,91	0,21	0,48	0,1812	19,2985	142,0880	29,8385	17,1941	126,5942	26,5848
C35	18,31	0,23	0,51	0,1863	19,7594	150,3546	34,5815	17,5969	133,9001	30,7970
C36	8,23	0,26	0,54	0,1886	19,9659	158,9134	41,3175	17,7774	141,4946	36,7886
C37	16,22	0,31	0,59	0,1931	20,3719	173,0251	53,6378	18,1321	154,0014	47,7404
C6	22,15	1,45	0,61	0,2209	22,8466	175,3842	254,3071	20,2910	155,7657	225,8602
C7	13,5	1,45	0,61	0,2247	23,1770	174,9500	253,6776	20,5788	155,3382	225,2404
C38	14,99	0,04	0,55	0,1709	18,3523	164,2284	6,5691	16,3666	146,4584	5,8583
C39	17,99	0,07	0,64	0,1759	18,8091	190,2927	13,3205	16,7661	169,6243	11,8737
C40	17,11	0,12	0,45	0,1806	19,2417	133,2753	15,9930	17,1445	118,7491	14,2499
C41	11,99	0,17	0,56	0,1839	19,5439	165,4081	28,1194	17,4086	147,3365	25,0472
C42	17,85	0,23	0,62	0,1889	19,9922	182,4146	41,9554	17,8004	162,4158	37,3556
C43	18,06	0,26	0,64	0,1939	20,4441	187,5737	48,7692	18,1951	166,9393	43,4042
C44	14,67	0,34	0,66	0,1980	20,8099	192,8440	65,5669	18,5145	171,5727	58,3347
C8	17,72	1,79	0,62	0,2296	23,6093	177,2515	317,2803	20,9555	157,3272	281,6156
C9	13,57	1,79	0,62	0,2333	23,9395	176,8270	316,5204	21,2430	156,9095	280,8680
C45	19,95	0,1	0,64	0,1722	18,4784	190,8763	19,0876	16,4769	170,2011	17,0201
C46	18,04	0,17	0,65	0,1773	18,9359	193,0419	32,8171	16,8771	172,0532	29,2490
C47	19,06	0,21	0,68	0,1825	19,4172	201,0783	42,2264	17,2979	179,1314	37,6176
C48	14,18	0,23	0,69	0,1865	19,7739	203,3950	46,7808	17,6097	181,1334	41,6607
C49	18,14	0,27	0,7	0,1915	20,2287	205,5343	55,4943	18,0069	182,9605	49,3993
C50	16,06	0,32	0,72	0,1960	20,6298	210,6913	67,4212	18,3572	187,4820	59,9942
C51	15,37	0,38	0,73	0,2003	21,0124	212,9408	80,9175	18,6913	189,4184	71,9790
C10	13,5	2,17	0,64	0,2371	24,2672	182,1032	395,1639	21,5283	161,5501	350,5638
C11	22,61	2,17	0,64	0,2434	24,8143	181,4035	393,6457	22,0044	160,8621	349,0709
C52	19,25	0,06	0,28	0,1720	18,4607	83,5223	5,0113	16,4613	74,4767	4,4686
C53	21,63	0,13	0,35	0,1781	19,0090	103,8765	13,5039	16,9410	92,5757	12,0348
C54	20,33	0,22	0,52	0,1837	19,5220	153,6229	33,7970	17,3895	136,8418	30,1052
C55	15,15	0,27	0,56	0,1879	19,9027	164,8893	44,5201	17,7222	146,8243	39,6425
C56	14,47	0,33	0,59	0,1919	20,2652	173,1821	57,1501	18,0388	154,1563	50,8716
C57	20,45	0,39	0,63	0,1976	20,7756	184,1309	71,8110	18,4845	163,8258	63,8920
C58	17,51	0,45	0,65	0,2025	21,2108	189,2974	85,1838	18,8645	168,3570	75,7607
C12	13,55	2,62	0,64	0,2471	25,1412	180,9941	474,2045	22,2888	160,4597	420,4043
C13	17,61	2,62	0,64	0,2520	25,5649	180,4726	472,8381	22,6574	159,9471	419,0615
C59	20,15	0,04	0,83	0,1723	18,4835	247,5309	9,9012	16,4814	220,7179	8,8287
C60	19,75	0,08	0,76	0,1778	18,9842	225,6112	18,0489	16,9194	201,0717	16,0857
C61	19,79	0,14	0,71	0,1833	19,4837	209,8255	29,3756	17,3560	186,9119	26,1677
C62	19,76	0,17	0,69	0,1888	19,9802	203,0309	34,5152	17,7899	180,7739	30,7316
C63	14,36	0,18	0,7	0,1928	20,3397	205,3402	36,9612	18,1039	182,7689	32,8984
C64	16,77	0,21	0,61	0,1974	20,7581	178,3113	37,4454	18,4693	158,6504	33,3166
C65	18,43	0,25	0,64	0,2025	21,2163	186,3768	46,5942	18,8692	165,7588	41,4397
C66	20,1	0,3	0,66	0,2081	21,7141	191,4331	57,4299	19,3035	170,1816	51,0545
C14	17,8	2,92	0,64	0,2570	25,9920	179,9570	525,4746	23,0287	159,4407	465,5668
C67	13,59	0,02	0,75	0,1705	18,3167	224,0229	4,4805	16,3354	199,7904	3,9958
C68	17,08	0,08	0,75	0,1752	18,7505	223,1193	17,8495	16,7149	198,8971	15,9118
C69	20,07	0,11	0,75	0,1808	19,2581	222,0928	24,4302	17,1588	197,8828	21,7671
C15	17,71	3,03	0,65	0,2619	26,4157	182,2593	552,2457	23,3970	161,4315	489,1374
C70	13,53	0,06	0,18	0,1705	18,3152	53,7663	3,2260	16,3340	47,9505	2,8770
C71	14,29	0,07	0,26	0,1744	18,6783	77,3996	5,4180	16,6517	69,0020	4,8301
C72	15,52	0,13	0,48	0,1787	19,0712	142,3789	18,5093	16,9954	126,8816	16,4946
C73	23,38	0,17	0,55	0,1852	19,6606	162,2874	27,5889	17,5106	144,5406	24,5719
C16	17,71	3,2	0,64	0,2668	26,8383	178,9643	572,6857	23,7642	158,4658	507,0906
C74	15,8	0,02	0,75	0,1711	18,3729	223,9044	4,4781	16,3846	199,6732	3,9935
C75	16,65	0,06	0,72	0,1757	18,7956	214,1057	12,8463	16,7544	190,8534	11,4512
C76	26,81	0,08	0,73	0,1832	19,4729	215,7568	17,2605	17,3466	192,1975	15,3758
C77	9,92	3,28	0,64	0,2696	27,0745	178,6938	586,1155	23,9694	158,2003	518,8968

APPENDICE 5



TUBI

Diametri: fino a 2400 mm.
Pressioni: fino a 24 bar.
Rigidità: oltre 15.000 N/mq.

GIUNTI E RACCORDI

La produzione di giunti e raccordi comprendono curve a raggio continuo, curve a spicchi, riduzioni, tee, flange.

Nel giunto a manicotto con doppio o triplo labbro elastomerico la tenuta idraulica si ottiene per:

- Azione della pressione del liquido trasportato contro i labbri in gomma.
- Compressione dei profili in gomma tra le superfici accoppiate. In questo modo si ha tenuta anche dall'esterno.



POZZETTI DI ISPEZIONE

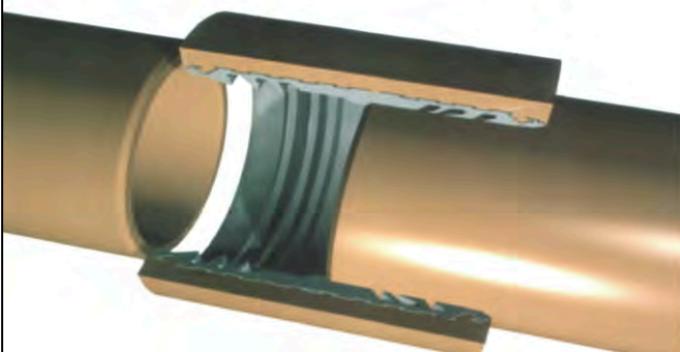
Utilizzando i prodotti tubolari della VED si possono facilmente realizzare pozzetti di ispezione per reti fognarie, che presentano numerosi vantaggi rispetto ai tipi tradizionali in muratura o in cemento armato prefabbricato.

LEGGEREZZA: che comporta sensibili risparmi nei trasporti e nelle movimentazioni in cantiere.

MONOLITICITÀ: i pozzetti e i passi d'uomo sono realizzati in un unico pezzo con evidente vantaggio nella rapidità di messa in opera.

IMPERMEABILITÀ: per la natura stessa del materiale e per il ridottissimo numero di giunzioni, viene minimizzato il rischio di inquinamento, i pozzetti VED possono essere realizzati in un numero elevato di configurazioni.

SEMPLICITÀ DI MONTAGGIO: montare un pozzetto prefabbricato VED è semplice ed immediato con un risparmio sui costi di cantiere



PIPE

Diameters: up to 2400 mm.
Pressure: up to 24 bar.
Stiffness: beyond 15.000 N/mq.

JOINTS AND FITTINGS

A standard set of fittings is available which includes elbows, mitered elbows, reducers, tees and flanges. The joints are made by sleeves equipped with double or triple lips coupling system. The sealing effects is obtained as follow: -

- Rubber gasket lips are activated by the water pressure.
- Sealing is secured by the compression of the gasket against the pipe surface ensuring that under ground water can leak into the pipe.

MANHOLES

VED pipe can also be used as a manhole for sewage lines. If compared with traditional pre-cast concrete or brick-and-mortar manholes, VED manholes provides many advantages.

LIGHT WEIGHTS: which means significant savings in handling and transport costs.

ONE PIECE CONSTRUCTION: allows for an easy and speedy installation.

WATER TIGHT CONSTRUCTION: the type of material itself and the very few joints assure a virtually leakproof manhole minimizing risks of pollution.

EASY INSTALLATION: installing a VED manhole prefabricated is simple and immediate saving construction costs.



CAMPI DI IMPIEGO

- acquedotti civili e industriali;
- infrastrutture fognarie civili e industriali;
- reti irrigue;
- reti antincendio;
- linee reti di acqua mare;
- condotte sottomarine per lo scarico di acque reflue depurate e per il prelievo di acqua di raffreddamento impianti industriali;
- reti di gas exhaust acidi per camere bianche nelle industrie micro-elettroniche e farmaceutiche.



VANTAGGI DEL VETRORESINA

RESISTENZA ALLA CORROSIONE

È immune all'interno a tutti gli attacchi chimici di effluenti industriali e all'esterno da tutte le condizioni corrosive ambientali del suolo (falde d'acqua, fenomeni elettrolitici e correnti vaganti ecc.).

STABILITÀ NEL TEMPO

È progettato per una vita superiore a 60 anni e può essere usato a temperature che vanno da -40 °C a +120 °C in funzione delle resine usate. In questo campo di temperature il tubo VED non si infragilisce né rammollisce in quanto il PRFV è un materiale termoindurente e non termoplastico.

ASSENZA DI MANUTENZIONE

Grazie alla dielettricità del prodotto, non richiede rivestimenti protettivi o protezioni catodiche per installazioni interrate, quindi elimina ogni costo di manutenzione di tali sistemi di protezione.

LEGGEREZZA ED ELEVATA LUNGHEZZA

Pesa 1/4 del peso di una equivalente struttura in

acciaio ed 1/15 del peso di un analogo tubo in cemento. La lunghezza del tubo VED è enormemente superiore alla lunghezza delle barre di cemento o di acciaio cementato, il che significa che il tubo VED permette un considerevole risparmio nei costi di movimentazione e giunzione.

VERSATILITÀ DI COSTRUZIONE

È lavorabile in maniera tale che in cantiere è possibile sopperire ad ogni eventuale cambiamento di progetto senza aggravio di costi di attesa.

CARATTERISTICHE IDRAULICHE

La parete del tubo è così liscia da minimizzare le perdite di carico. Questo significa che permette una sensibile riduzione dei costi di pompaggio oppure la scelta di un diametro inferiore rispetto ai materiali tradizionali.

ATOSSICITÀ

Viene prodotto in modo che lo stesso non ceda sostanze inquinanti ai liquidi alimentari trasportati (Circolare Ministero Sanità n°102 del 2/12/1978).

VANTAGGI ECONOMICI

Grazie al basso rapporto costo/prestazioni, in particolare alla notevole riduzione dei costi di assemblaggio e installazione, l'opera finita risulta vantaggiosa economicamente.



BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- Da Deppo L., Datei C. *Fognature*. Padova: Edizione Progetto, 2020.
- Insula S.p.A., *Gestione collettori principali di Pellestrina e San Pietro in Volta*. Progetto definitivo, Fascicoli A, B, C, D ed E, settembre 2010.
- Insula S.p.A., *Linee guida per il miglioramento della rete fognaria di Pellestrina e per la sua salvaguardia*. Relazione tecnica ed Allegati, gennaio 2012.
- Insula S.p.A., *Progetto delle opere di collegamento delle fognature di Pellestrina alla fognatura degli Alberoni del Lido di Venezia*. Progetto definitivo, giugno 1998.
- Teatini P., *Slide del Corso di Costruzioni Idrauliche*, Università degli Studi di Padova, 2022-2023.

- <https://www.arpa.veneto.it/dati-ambientali/dati-storici/meteo-idro-nivo/precipit-max>
- <https://www.calpeda.com/it/gamma/pompe-sommersibili-e-drenaggio/>
- <https://www.composite-material.it/tubi-e-raccorderia/>
- <https://www.comune.venezia.it/it/content/centro-previsioni-e-segnalazioni-maree>
- <https://www.comune.venezia.it/it/content/vprg-lisola-pellestrina>
- <https://www.duegradi.eu/news/precipitazioni-estreme/>
- <https://www.focus.it/ambiente/natura/come-il-cambiamento-climatico-altera-le-piogge>
- <https://www.focus.it/scienza/scienze/cose-che-provoca-lacqua-alta-a-venezia>
- <https://www.insula.it/index.php/interventi/interventi-infrastrutture-urbane/pellestrina>
- <https://www.isprambiente.gov.it/it/archivio/notizie-e-novita-normative/notizie-ispra/2020/11/12-novembre-2019-2013-un-anno-dall2019acqua-alta-eccezionale-a-venezia>
- <https://www.mosevenezia.eu/mose/>
- <https://www.soudureplastique.ma/exemple-de-calcul-hydraulique-de-tuyaux-dassainissement-plastique-vs-beton/>
- <https://it.wikipedia.org/wiki/Pellestrina>

RINGRAZIAMENTI

Innanzitutto, desidero esprimere la mia più sincera gratitudine al Prof. Teatini per la sua preziosa guida nella stesura di questo elaborato e per la grande disponibilità dimostratami. Inoltre, desidero ringraziarlo per avermi trasmesso, fin dalle prime lezioni del corso, la passione per una branca dell'ingegneria nella quale è mia intenzione specializzarmi.

Un sentito ringraziamento va al personale di Veritas per la gentilezza ed apertura dimostratami nel fornirmi tutte le documentazioni necessarie.

Vorrei ringraziare sinceramente la mia famiglia per essermi stata vicina nei momenti di difficoltà e per aver reso possibile il mio percorso di studi. In particolare, mia madre Alessandra, mio padre Emanuele, mia sorella Jennifer, mia nonna Laura e mio nonno Giuseppe, il quale sarebbe stato sicuramente fiero di leggere questa tesi e partecipare alla mia laurea.

Infine, un ringraziamento speciale va al mio caro amico Alessandro, con cui ho condiviso interamente il mio cammino universitario e che mi ha sempre sostenuto in tutti gli ambiti di vita.

