



**Asse stradale di collegamento tra gli svincoli di Prato Est e Prato Ovest – "Declassata di Prato"
Raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra Via Marx e Via Nenni mediante la realizzazione di un sottopasso**

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI463

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE, PROGETTAZIONE STRADALE, GEOTECNICA ED OPERE IN SOTTERRANEO: <i>Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723</i>	
IL GEOLOGO: <i>Geol. Pietro Accolti Gil – POLITECNICA Ordine Geologi Regione Toscana n° 728</i>	STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Arch. Paola Gabrielli – POLITECNICA ordine Architetti Provincia di Bologna n. 2921</i>	
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723</i>	CANTIERIZZAZIONE E FASI ESECUTIVE: <i>Ing. Alessio Gori – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5969</i>	
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Raffaele Franco Carso</i>	IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Alessandro Cecchelli – POLITECNICA ordine ingegneri Provincia di Grosseto n.760</i>	
PROTOCOLLO:	DATA:	COLLABORATORI DI PROGETTO: <i>Ing. Massimo Palermo – POLITECNICA Arch. Valentina Iaia – POLITECNICA Geom. Franco Mariotti – POLITECNICA Geom. Angela Pantiferi – POLITECNICA</i>

04 – PROGETTO STRADALE

Idraulica di piattaforma e delle aree esterne

Relazione idrologica e idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	03.01_P00_ID01_IDR_RE01_B	03.01		
<input type="text" value="D"/>	<input type="text" value="P"/>	<input type="text" value="F"/>	<input type="text" value="I"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="D"/>
<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="9"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>	CODICE ELAB. <input type="text" value="P00ID01IDRRE01"/>		<input type="text" value="B"/>
<input type="text" value="D"/>						
<input type="text" value="C"/>						
<input type="text" value="B"/>	REVISIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA ANAS	03/2020	POLITECNICA	A.CECHELLI	M.MANCONE	A.RENSO
<input type="text" value="A"/>	EMISSIONE	12/2019	POLITECNICA	A.CECHELLI	M.MANCONE	A.RENSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO VINCOLISTICO.....	5
2.1	Inquadramento idrologico	5
2.2	Autorità di Bacino Fiume Arno.....	6
2.2.1	Il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI).....	6
2.2.2	Il Piano di gestione delle alluvioni (PGRA).....	6
3	OBIETTIVI E CRITERI DEL PROGETTO IDRAULICO	11
3.1	Obiettivi e criteri dimensionali e quantitativi.....	11
3.2	Obiettivi e criteri qualitativi	12
4	ANALISI IDROLOGICA	13
4.1	Analisi statistica delle piogge: Curve di Possibilità Pluviometrica.....	13
4.1.1	Eventi di durata superiore ai 30 minuti.....	14
4.1.2	Eventi di durata inferiore ai 30 minuti.....	15
5	DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	18
5.1	Determinazione della pioggia critica	18
5.2	Determinazione dell’interasse delle caditoie.....	19
5.3	Dimensionamento dei collettori di recapito delle acque di piattaforma	20
5.3.1	Modellazione idraulica.....	20
5.3.2	Verifiche statiche collettori	25
5.4	Drenaggio acque di infiltrazione.....	28
6	VASCA DI LAMINAZIONE E RACCOLTA	29
6.1	Dimensionamento della vasca.....	29
6.2	Schema idraulico.....	31
6.3	Impianto di sollevamento	32

6.4	Recapito finale.....	35
7	RISOLUZIONE INTERFERENZE IDRAULICHE	36
7.1	Interferenza Via del Purgatorio (FO_01)	36
7.2	Interferenza Via Roma (FO_02, FO_03)	38
8	SISTEMA DI CONTROLLO ALLAGAMENTO SOTTOPASSO	40

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento dell’intervento.....	3
Figura 2 – Inquadramento idraulico ed idrogeologico.....	5
Figura 3 – Tombamento dismesso e tamponato della Gora Mazzoni	6
Figura 4 -PGRA – mappa della pericolosità da alluvione	8
Figura 5 – PGRA – Mappa della pericolosità da flashslood	9
Figura 6 – PGRA – Mappa del rischio idraulico.....	9
Figura 7 – Individuazione dei parametri delle LSPP sul portale http://sir.toscana.it	14
Figura 8 – Schema rete di drenaggio acque di piattaforma.....	22
Figura 9 – Particolare di rinfilanco in cls dei collettori di piattaforma – asse principale	26
Figura 10 – Volumi di laminazione al variare degli eventi meteorici e della portata della pompa.....	30
Figura 11 – Sezione e pianta della vasca di sollevamento e laminazione	31
Figura 12 – Risoluzione interferenza Via Roma - Planimetria.....	37
Figura 13 – Risoluzione interferenza Via del Purgatorio – Sezione tipo	37
Figura 14 – Risoluzione interferenza Via Roma – Planimetria	38
Figura 15 – Risoluzione interferenza Via Roma – Sezione tipo	39
Figura 16 – Paline ingresso dir. FI.....	41
Figura 17 – Paline ingresso dir. PT	41

1 PREMESSA

La presente “Relazione Idrologica Idraulica” tratta le scelte tipologiche e progettuali, il dimensionamento e la verifica delle opere di regimazione idraulica previste nel Progetto Definitivo “Asse stradale di collegamento tra gli svincoli di Prato Est e Prato Ovest - "Declassata di Prato" - Raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra Via Marx e Via Nenni mediante la realizzazione di un sottopasso”. Tali opere sono finalizzate alla raccolta e allo smaltimento delle acque meteoriche intercettate dalla piattaforma stradale.



Figura 1 – Inquadramento dell'intervento

Il progetto prevede il raddoppio dell'asse stradale per un tratto di circa 500 metri del Viale Leonardo da Vinci tra via Carlo Marx e Via Pietro Nenni, l'eliminazione degli incroci a raso, la realizzazione di svincoli a livelli sfalsati. La nuova sede stradale verrà realizzata in una galleria artificiale posta completamente al di sotto della quota del reticolo urbano cittadino limitrofo (per un maggior dettaglio si veda la relazione tecnica 04.01_P00_PS00_TRA_RE01_A).

Questa impostazione progettuale necessita la realizzazione di un sistema di collettori di raccolta delle acque meteoriche e di un impianto di raccolta delle stesse. La vasca di raccolta dovrà avere inoltre una funzione laminante poiché il recapito delle acque in pubblica fognatura, mediante impianto di sollevamento, dovrà

avvenire in maniera controllata e differenziata rispetto agli eventi meteorici, al fine di non sovraccaricare la rete di drenaggio esistente.

La relazione si articola dapprima in un inquadramento vincolistico di carattere idrogeologico, successivamente viene descritta l'analisi idrologica propedeutica alle verifiche idrauliche ed infine vengono esposti i dimensionamenti e le verifiche delle opere idraulica in progetto.

2 INQUADRAMENTO VINCOLISTICO

Il presente capitolo ha lo scopo di inquadrare l'area oggetto d'intervento ai sensi delle normative idrauliche vigenti.

2.1 Inquadramento idrologico

Nell'immagine seguente viene mostrato l'inquadramento dell'opera in progetto relativamente alle reti fognarie e acquedottistiche e al reticolo idrografico e di gestione individuato dalla Regione Toscana in attuazione a quanto disposto dall'art. 22, comma 2, lett. e) della Legge Regionale 79/2012.

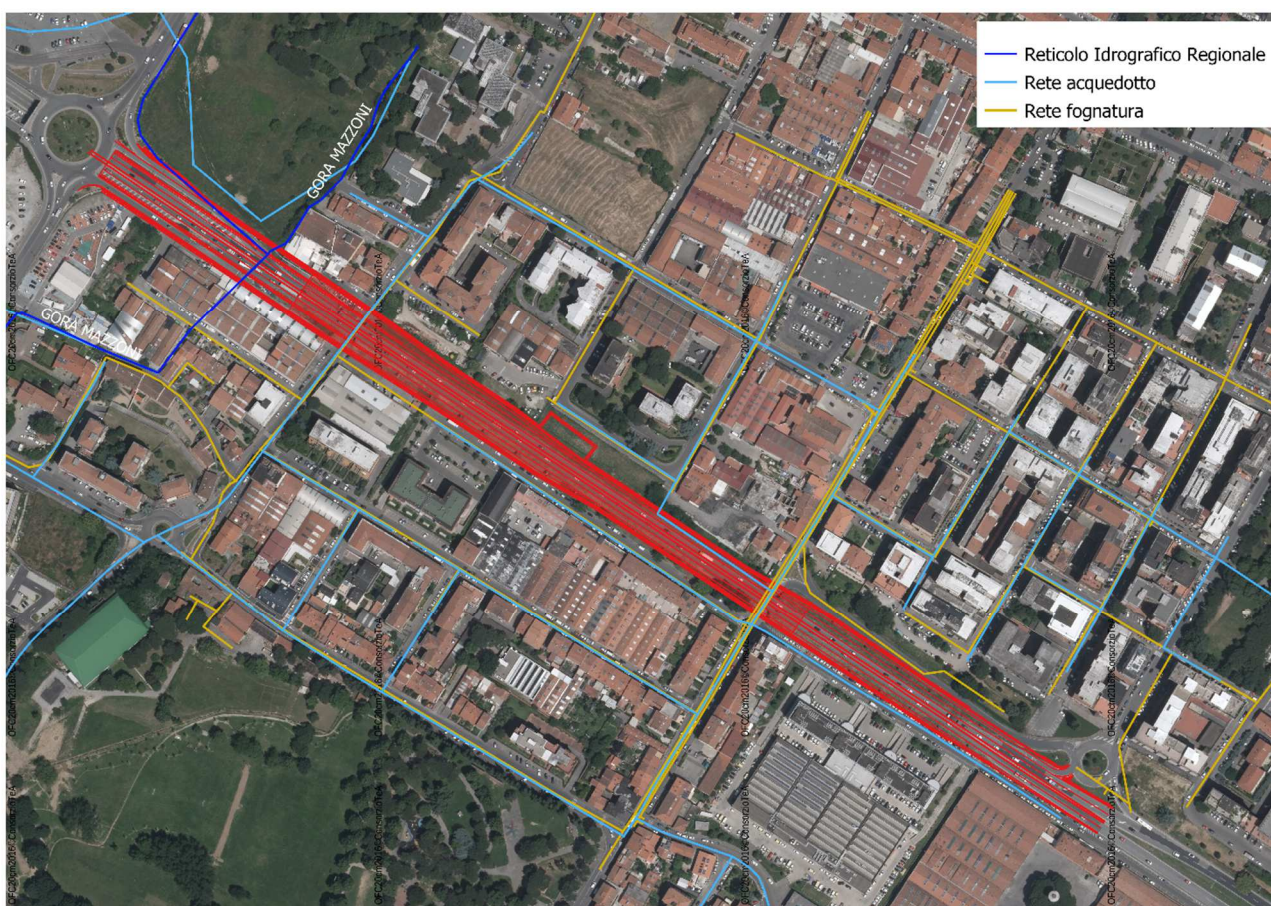


Figura 2 – Inquadramento idraulico ed idrogeologico

Come si evince dall'immagine sopra la nuova opera interferisce con tutte le reti idrauliche principali.

Il fosso superficiale "Gora Mazzoni" e il suo affluente di destra risultano dismessi in seguito alla realizzazione del sottopasso esistente di Via Nenni (sito lato Pistoia rispetto alla galleria di progetto) e delle sue opere accessorie. Tale il tombino di attraversamento dell'attuale rilevato stradale, recentemente ripristinato in concomitanza alla realizzazione di una rampa (non terminata) propedeutica all'ipotesi superata di raddoppio

del rilevato stradale, risulta infatti tamponato e senza recapito. Anche il suo affluente di destra risulta dismesso e senza recapito.



Figura 3 – Tombamento dismesso e tamponato della Gora Mazzoni

Il presente progetto non prevede quindi la risoluzione delle interferenze con il reticolo idraulico superficiale. Per la risoluzione in termini idraulici delle interferenze con le reti fognarie e acquedottistiche si rimanda al capitolo 7.

2.2 Autorità di Bacino Fiume Arno

2.2.1 Il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI)

Sebbene il PAI (Piano di Assetto Idrogeologico) approvato con DPCM del 6 maggio 2005, sia da ritenersi superato dalla sopraggiunta approvazione definitiva del P.G.R.A. (Piano Gestione Rischio Alluvioni). In conseguenza dell'adozione del PGRA (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni) del bacino del fiume Arno, la cartografia del PAI è relativa esclusivamente alla pericolosità da frana e da fenomeni geomorfologici di versante.

Nella carta "Perimetrazione delle aree con pericolosità da fenomeni geomorfologici di versante – livello di sintesi" l'area di intervento risulta esclusa.

2.2.2 Il Piano di gestione delle alluvioni (PGRA)

Con l'adozione del PGRA (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni), il PAI (Piano stralcio Assetto Idrogeologico) ha visto modificato in parte i propri contenuti. Infatti, per quanto riguarda il bacino dell'Arno,

i temi relativi alla pericolosità ed al rischio idraulico verranno trattati dal PGRA, con lo scopo di semplificarli ed aggiornarli secondo i disposti europei (direttiva "alluvioni" 2007/60/CE).

La Delibera 232 del 17 Dicembre 2015, emessa dal Comitato Istituzionale Integrato ex Art. 4, comma 3 D.lgs 219/2010, in attesa dell'emanazione da parte della Regione Toscana delle disposizioni attuative, introduceva le seguenti misure di salvaguardia: " *Per il territorio del bacino del Fiume Arno, dalla pubblicazione (in data 22 dicembre 2015) del PGRA adottato sul sito web dell'autorità, per la parte relativa alla pericolosità idraulica trovano applicazione le mappe relative alla pericolosità di alluvione contenute nel PGRA e adottate con la deliberazione del Comitato Istituzionale Integrato n. 231 del 17 dicembre 2015. Tali mappe sostituiscono in coerenza con l'art. 32 delle norme di attuazione del PAI, quelle del PAI vigente con specifico riferimento alla pericolosità idraulica, costituendone l'aggiornamento ai sensi della Direttiva 2007/60/CE...*

...il PGRA sostituirà, per la parte idraulica, i PAI vigenti a seguito dell'emanazione, entro 180 giorni dal termine di cui al comma 1 (22 Dicembre 2015), da parte della Regione Toscana degli atti diretti a dare applicazione alle disposizioni del medesimo Piano nel settore urbanistico".

Successivamente con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016 il Piano è stato definitivamente approvato e sostituisce integralmente i contenuti del P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico).

Il Piano di Gestione delle Alluvioni è composto dalle seguenti mappe:

a) Mappa della pericolosità da alluvione fluviale e costiera: le aree con pericolosità da alluvione fluviale sono rappresentate su tre classi, secondo la seguente gradazione: - pericolosità da alluvione elevata (P3), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno minore/uguale a 30 anni; - pericolosità da alluvione media (P2), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno maggiore di 30 anni e minore/uguale a 200 anni; - pericolosità da alluvione bassa (P1) corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno superiore a 200 anni e comunque corrispondenti al fondovalle. Nella mappa della pericolosità da alluvione è rappresentata la distribuzione degli elementi a rischio individuati ai sensi della direttiva 2007/60/CE e definiti all'art. 5.

b) Mappa delle aree di contesto fluviale: le aree di contesto fluviale sono quelle di particolare interesse ai fini della gestione del rischio idraulico, della tutela del buon regime dei deflussi, della salvaguardia delle peculiarità ambientali culturali e paesaggistiche associate al reticolo idraulico.

c) Mappa delle aree destinate alla realizzazione delle misure di protezione: in tale mappa sono rappresentate le misure di protezione tramite elementi poligonali, lineari e puntuali.

d) Mappa della pericolosità derivata da fenomeni di flash flood: in tale mappa viene rappresentata la distribuzione nel bacino della propensione al verificarsi di eventi intensi e concentrati; la rappresentazione è in quattro classi a propensione crescente.

e) Mappa del rischio di alluvione: la mappa del rischio di alluvioni definisce la distribuzione del rischio ai sensi di quanto previsto dal decreto legislativo n. 49/2010. Le aree a rischio sono rappresentate in quattro classi, secondo la seguente gradazione: R4, rischio molto elevato; R3, rischio elevato; R2, rischio medio; R1, rischio basso.

Nella mappa della pericolosità idraulica del PGRA, l'area destinata all'ampliamento delle strutture ricade in totalmente in P1.

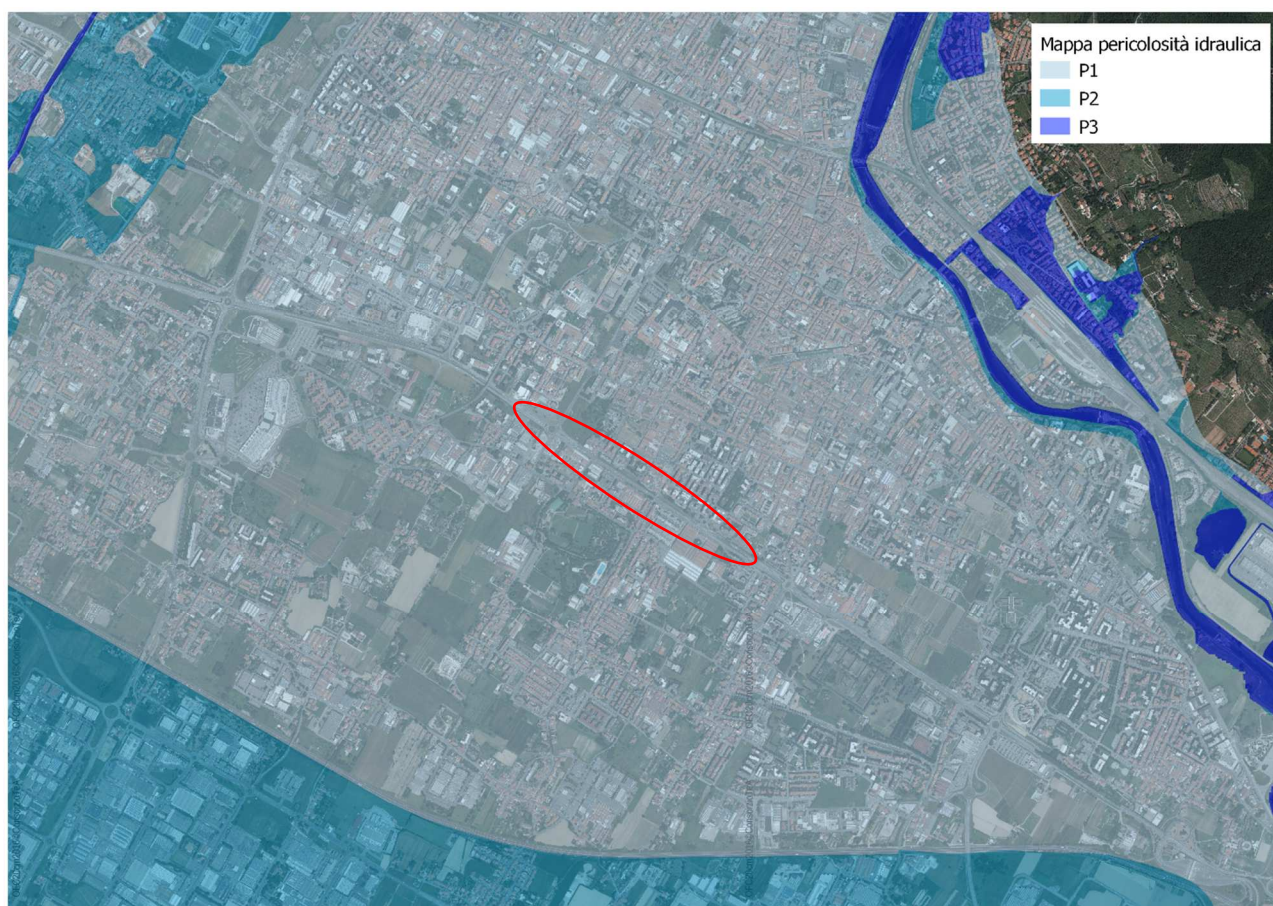


Figura 4 -PGRA – mappa della pericolosità da alluvione

Nella Mappa della pericolosità derivata da fenomeni di flash flood l'area in esame ricade in P3 (pericolosità elevata).

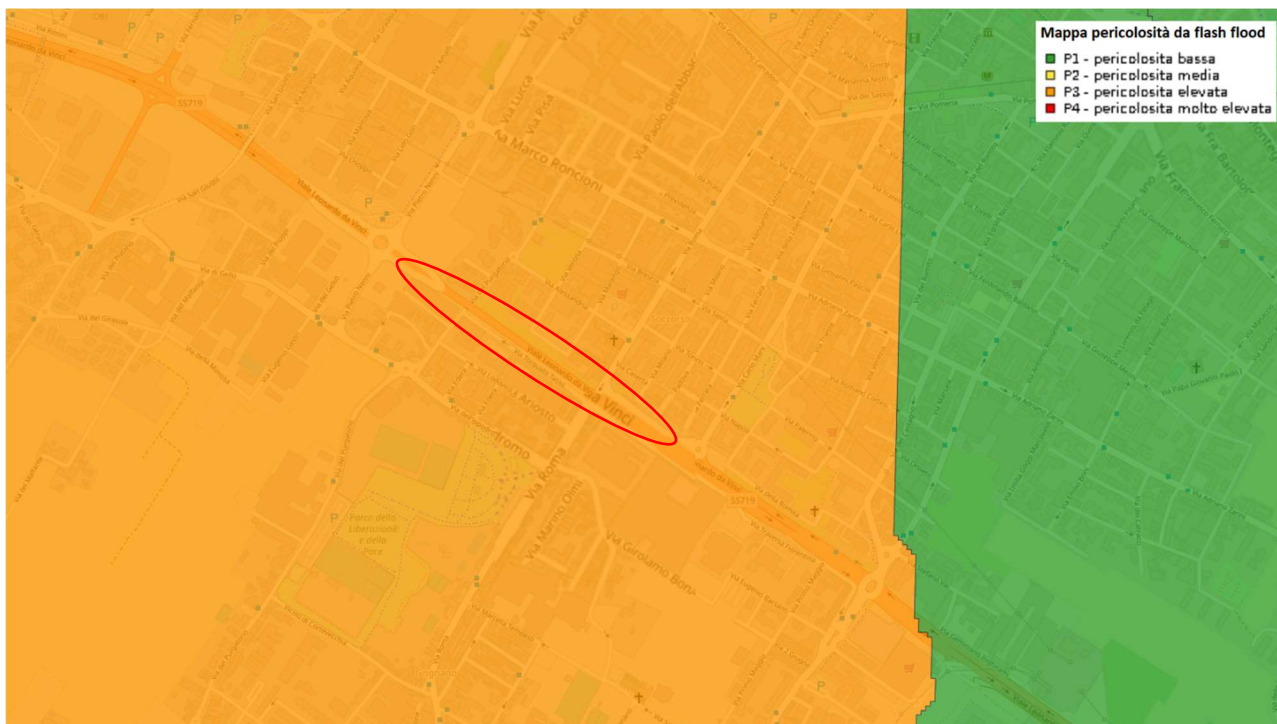


Figura 5 – PGRA – Mappa della pericolosità da flashlood

Nella mappa del rischio di alluvione e l'area destinata alle nuove edificazioni ricade in R3 (rischio elevato).

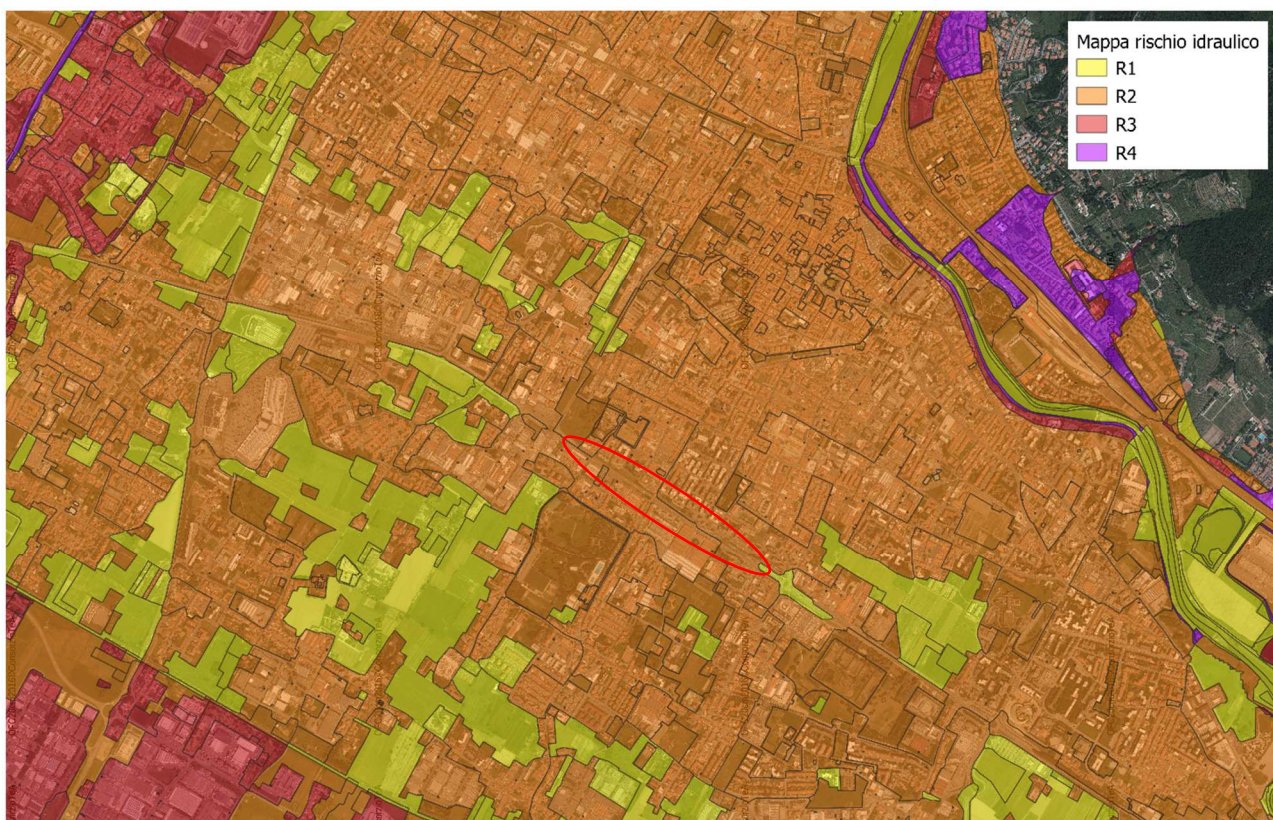


Figura 6 – PGRA – Mappa del rischio idraulico

Secondo le norme di attuazione del PGRA, all’articolo 11 della disciplina di piano del PGRA “Aree a pericolosità da alluvione bassa (P1) – Indirizzi per gli strumenti di governo del territorio” ai commi 1 e 2 si definisce:

1. Nelle aree P1 sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti urbanistici garantendo il rispetto delle condizioni di mitigazione e gestione del rischio idraulico.

2. La Regione disciplina le condizioni di gestione del rischio idraulico per la realizzazione degli interventi nelle aree P.1

Essendo l’opera oggetto di studio già prevista negli strumenti urbanistici del Comune di Prato, ai sensi del PGRA non c’è nessuna restrizione sulla realizzazione dell’opera. Si fa notare inoltre, che essendo l’area oggetto d’intervento classificata P1, non c’è nessun vincolo riguardo i volumi interrati. Il rischio idraulico dell’opera verrà gestito con un adeguato sistema di drenaggio e smaltimento delle acque piovane.

3 OBIETTIVI E CRITERI DEL PROGETTO IDRAULICO

3.1 Obiettivi e criteri dimensionali e quantitativi

Il progetto idraulico, basato sull'analisi idrologica esposta dettagliatamente nei capitoli successivi, prevede il dimensionamento di opere finalizzate:

- al drenaggio delle acque meteoriche intercettate dalla piattaforma stradale, nel dettaglio dalle due rampe di discesa e risalita poste alle due estremità della nuova galleria artificiale;
- alla raccolta delle acque di piattaforma e alla laminazione delle massime portate di pioggia;
- al sollevamento dei volumi raccolti per il recapito nella rete fognaria esistente.

Il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche, coerentemente con quanto previsto nelle fasi progettuali precedenti e dalle norme tecniche ANAS, sono stati sviluppati con riferimento ai seguenti tempi di ritorno:

- Tubazioni di drenaggio della piattaforma stradale: $T_R = 25$ anni;
- Interasse caditoie: $T_R = 25$ anni;
- Vasca di raccolta e laminazione: $T_R = 25$ anni.

I criteri per la verifica idraulica dei manufatti sono i seguenti:

- **Collettori di drenaggio delle acque meteoriche:** dimensionamento dei manufatti di drenaggio delle acque di piattaforma con il metodo cinematico in riferimento al valore dell'altezza di precipitazione fornita dalla curva di possibilità pluviometrica relativa a e brevi durate ed elevate intensità per un tempo di ritorno pari a 25 anni. Si assume un grado di riempimento massimo accettato pari al 50% per diametri inferiori a 400mm e pari al 75% per diametri superiori o uguali a 400 mm.
- **Caditoie:** determinazione dell'interasse determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni, la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro 0.75 m di distanza dal ciglio banchina.
- **Vasca di raccolta:** determinazione del volume utile alla laminazione delle acque meteoriche raccolte dal sistema di drenaggio in caso di evento breve ed intenso per un tempo di ritorno pari a 25 anni e stima del volume necessario all'accumulo delle acque meteoriche in caso di non funzionamento del gruppo di pompaggio. Per quest'ultimo dimensionamento si è stimato che le pompe possano non essere in funzione per un tempo massimo di 2 ore (lasso di tempo necessario all'intervento e

ripristino degli impianti da parte di una squadra tecnica) durante un evento meteorico con tempo di ritorno pari a 25 anni.

- **Pompe di sollevamento:** le pompe di sollevamento sono state scelte in funzione della portata di scarico delle vasche impostata nei calcoli idraulici e una prevalenza calcolata come sommatoria di altezza geodetica e perdite di carico nelle tubazioni di mandata.

3.2 Obiettivi e criteri qualitativi

La disciplina regionale in materia di acque meteoriche dilavanti è trattata all'interno della Legge regionale 31 maggio 2006, n. 20 "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento" e nel Regolamento 8 settembre 2008, n. 46/R "Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006, n. 20". Si riporta lo stralcio dell'articolo della LR 20/2006 in materia di gestione delle acque di prima pioggia:

Art. 8 "Scarico di acque di prima pioggia e di acque meteoriche dilavanti contaminate"

1. Lo scarico di AMPP in pubblica fognatura derivanti dalle aree pubbliche è sempre ammesso e non necessita di autorizzazione qualora rispetti le seguenti condizioni:

- a) compatibilità della rete fognaria dal punto di vista idraulico con le portate immesse nella medesima;*
- b) caratteristiche qualitative e quantitative della AMPP scaricate tali da non compromettere l'efficienza depurativa dell'impianto di depurazione;*
- c) preventivo assenso del gestore del servizio idrico integrato nel caso di fognatura mista o di condotta nera di fognatura separata .*

2. Lo scarico di AMPP derivanti dalle aree pubbliche fuori dalla pubblica fognatura è ammesso e non necessita di autorizzazione allo scarico. Devono essere previsti idonei trattamenti delle AMPP, ove necessari al raggiungimento e/o al mantenimento degli obiettivi di qualità, per le autostrade e le strade extraurbane principali di nuova realizzazione e nel caso di loro adeguamenti straordinari.

Posto che le acque meteoriche drenate dalle rampe stradali in progetto confluiscono nella vasca di laminazione/sollevamento dalla quale, mediante le pompe, vengono rilanciate e scaricate in pubblica fognatura, stante il fatto che tutti gli altri tratti della Declassata già adeguati sono privi di sistema di raccolta/trattamento delle acque di prima pioggia, tenuto conto infine che il tratto in oggetto ha estensione limitata si è ritenuto non necessario inserire in progetto un dispositivo di separazione e trattamento delle acque di prima pioggia provenienti dai tratti scoperti dell'infrastruttura in progetto.

Per quanto riguarda l'eventuale inserimento di un presidio idraulico nei confronti di potenziali sversamenti accidentali, si ritiene che possano essere definite e sottoscritte tra ANAS, Comune e Polizia Municipale delle adeguate procedure emergenziali di gestione che prevedano l'interruzione delle pompe di sollevamento nel caso di sversamento di sostanze non compatibili/dannose per l'impianto di depurazione. Lo sversamento rimarrà confinato all'interno della vasca, da cui potrà essere prelevato in sicurezza tramite autocisterne e conferito ad impianto di smaltimento autorizzato. A tal proposito si rimanda per maggiori dettagli al prgf. 6.3

4 ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica ed in particolare il calcolo della pluviometria necessaria al dimensionamento della rete idraulica di cui alla presente è stata sviluppata sulla base dello studio "*Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme LSPP - Aggiornamento al 2012*" disponibile sul portale <http://sir.toscana.it> della Regione Toscana. Nell'ambito dell'accordo di collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, è stato effettuato un aggiornamento dell'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012.

Sulla base di tale studio sono stati determinati i parametri caratteristici a e n della LSPP per un tempo di ritorno di 25 anni, note le coordinate nel sistema Gauss-Boaga di un punto baricentrico all'area oggetto di intervento.

Tali parametri "a" ed "n" delle curve di possibilità pluviometrica sono stati dedotti per i dati orari e per tutte le regioni omogenee della Toscana e possono essere assunti validi per gli eventi fino ad una durata di 30 minuti, come descritto dalla revisione di Marzo 2014 del documento di "Analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme" della Regione Toscana in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli studi di Firenze.

Gli eventi di pioggia breve ed intensa (dimensionanti le opere idrauliche in progetto) seguono dinamiche meteorologiche diverse. Pertanto le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia relativi ad eventi con durata maggiore o uguale ad un'ora non danno valori affidabili per piogge di durata inferiore ai 60 min. È stato più volte verificato e riportato in letteratura che i valori ottenuti risultano decisamente sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

Per questo motivo, al fine di ricavare le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica relative ad eventi critici con durate inferiori ai 30 minuti, è stata sviluppata un'analisi di frequenza statistica delle precipitazioni, utilizzando la metodologia di Gumbel, sui dati raccolti negli anni dalla stazione metereologica dotata di pluviometro di "Prato Università".

4.1 Analisi statistica delle piogge: Curve di Possibilità Pluviometrica

Come anticipato l'analisi idrologica ed in particolare il calcolo della pluviometria necessaria al dimensionamento della rete idraulica di cui alla presente è stata sviluppata seguendo due metodologie distinte in funzione della durata dell'evento critico di riferimento. Per un'analisi accurata si sono infatti

distinte le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica per eventi meteorici di durate superiori o inferiori ai 30 minuti, poiché eventi molto brevi risultano estremamente sovrastimati se calcolati con le curve di possibilità pluviometrica di eventi superiori alla mezz'ora.

4.1.1 Eventi di durata superiore ai 30 minuti

I dati di riferimento per eventi pluviometrici di durata superiore ai 30 minuti sono basati sullo studio "Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme LSPP - Aggiornamento al 2012" disponibile sul portale <http://sir.toscana.it> della Regione Toscana.

Sulla base di tale studio sono stati determinati i parametri caratteristici a e n della LSPP per ciascun tempo di ritorno disponibile. Non essendo disponibili i valori dei parametri per il tempo di ritorno pari a 25 anni, essi sono stati calcolati mediante interpolazione degli altri valori.

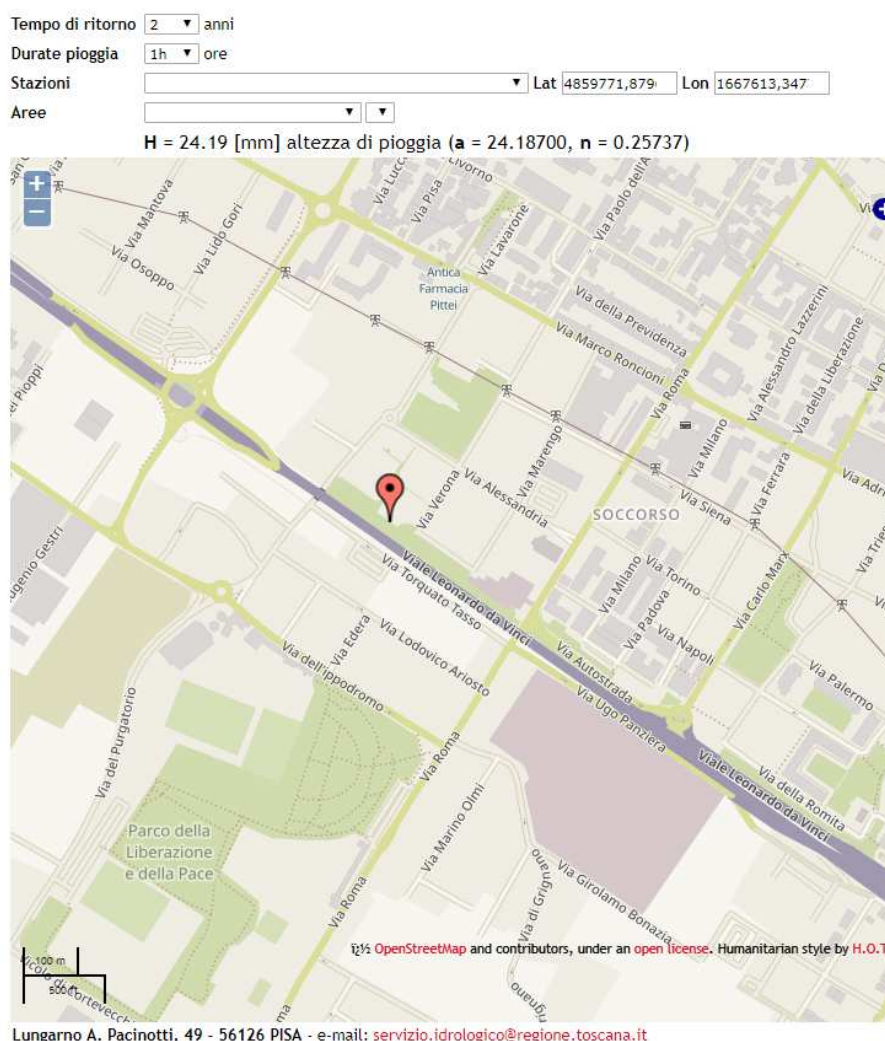


Figura 7 – Individuazione dei parametri delle LSPP sul portale <http://sir.toscana.it>

I valori dei parametri a e n delle LSPP per il sito di interesse sono:

Tabella 1 – Parametri a e n delle LSPP

Tr	a	n
2	24.187	0.25737
5	33.294	0.25484
10	39.8	0.25671
20	46.598	0.26365
30	50.934	0.26775
50	56.701	0.27478
100	65.431	0.28234
150	70.976	0.28573
200	75.173	0.28722
500	89.296	0.28709

Mediante interpolazione dei dati a disposizione sono stati calcolati i valori di a ed n per il tempo di ritorno pari a 25 anni, e risultano essere:

$$a = 48.984$$

$$n = 0.265$$

4.1.2 Eventi di durata inferiore ai 30 minuti

Al fine di ricavare le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica relative ad eventi critici con durate inferiori ai 30 minuti, è stata sviluppata un'analisi di frequenza statistica delle precipitazioni, utilizzando la metodologia di Gumbel, sui dati raccolti negli anni dalla stazione metereologica dotata di pluviometro di "Prato Università". Di seguito si riportano i valori massimi annuali delle altezze di pioggia registrate dal 1999 al 2017 per durate da 15 minuti a 24 ore.

Tabella 2 – Valori massimi annuali altezze di pioggia

anno	15'	30'	1h	3h	6h	12h	24h
1999	9.8	16.2	23.4	49.6	90.4	110	110
2001	13	17.8	27.4	30.8	34.6	34.6	52.6
2002	12.2	16	17	26	27.8	39.4	46.8
2003	28.4	34	39.6	39.8	39.8	63.2	65
2004	4.6	7.2	11.6	20	27	30.4	31.6
2005	16.2	16.4	19.8	29.8	48.6	69.4	71.6
2006	14.6	19	23.2	31	53.8	53.8	55.6
2007	17.8	30.4	37	38.2	73	74.6	74.6
2008	13	14.8	15	21	28	32.4	41.6
2009	10	15.2	15.4	21.4	30.8	47	59
2010	16.8	26.4	35.8	69.6	73	73	77
2011	12.6	19.4	22.8	32	47.2	59.6	64.8
2012	7.4	10.2	15.6	27.6	36.4	40.8	62.6
2013	23.6	24	28.6	38.2	41.2	69.8	77.2
2014	21.2	22.2	28.4	36.2	43.8	54.2	80.2
2015	21.8	28.6	32.8	34.4	34.4	35	59.6
2016	14.8	21.6	26.2	45.8	71.2	74.2	78
2017	7.6	13.6	21.4	40.4	50.6	72	87

Di questi dati sono stati utilizzati i valori da 15 minuti ad 1 ora ed attraverso la distribuzione di probabilità continua a due parametri di Gumbel, sono stati calcolati i parametri a ed n delle LSPP.

Il metodo consiste nel calcolare inizialmente i due parametri α e u con le seguenti formule:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6} s}{\pi}$$

$$u = m - 0.5772 \alpha$$

dove m e s sono rispettivamente la media e la deviazione standard dei valori massimi annuali per ciascuna durata.

Con questi due valori, è possibile calcolare per ciascuna durata e per ciascun tempo di ritorno Tr l'altezza di pioggia con la seguente formula

$$h = u + \alpha \left(-\ln \left(\ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \right) \right)$$

Infine, con una regressione logaritmica si ricavano i valori dei parametri a ed n per ciascun tempo di ritorno, in modo che si possa calcolare le altezze di pioggia mediante la formula

$$h = a t^n$$

dove t è una qualsiasi durata inferiore ai 30 minuti.

Di seguito si riportano in forma tabellare i parametri delle LSPP per eventi di durata inferiore ai 30 minuti calcolati con il metodo di Gumbel:

Tabella 3 – Parametri a e n delle LSPP per eventi di durata inferiore ai 30 minuti

Tr	25	50	100	200	300
a	41.384	45.851	50.285	54.704	57.285
n	0.296	0.287	0.279	0.273	0.270

5 DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Il sistema di drenaggio in progetto sarà a servizio della piattaforma stradale nelle due rampe di discesa e risalita della galleria artificiale, dal raccordo altimetrico con l’asse stradale esistente fino all’inizio del tratto coperto del sottovia.

Per i dettagli planimetrici si rimanda alla tavola 03.03_P00_ID01_IDR_PL01_A.

Le verifiche idrauliche dei collettori sono state effettuate con il software Autodesk Storm and Sanitary Analysis (supportato dal codice di calcolo EPA SWMM), mediante la metodologia dell’onda cinematica e la risoluzione delle equazioni di Hazen-Williams.

Il recettore finale della rete di drenaggio sarà una vasca di accumulo e laminazione con annesso impianto di sollevamento per il recapito dei volumi drenati nella pubblica fognatura. Il dimensionamento della vasca verrà esposto dettagliatamente nel Cap. 6.

5.1 Determinazione della pioggia critica

Secondo il metodo cinematico (descritto nello specifico nel successivo paragrafo), le condizioni critiche si verificano quando il tempo di pioggia t risulta pari al tempo di corrivazione t_c . La durata di pioggia critica per il generico bacino è stata determinata con la seguente formula

$$T_c = T_e + T_p$$

dove T_c è la durata critica di pioggia; T_e è il “tempo di afflusso o di entrata” in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce di pioggia per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il “tempo di entrata” è funzione generalmente della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti); infine T_p è il “tempo di traslazione” lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo (“asta principale”).

Avendo posto le caditoie stradali ad una distanza massima di 25 metri (per il dimensionamento si rimanda al paragrafo successivo), essendo la lunghezza massima dei collettori principali pari circa a 470 metri ed ipotizzando una velocità media nella rete tra 1.00 e 2.00 m/s, la somma di entrambe le durate T_e e T_p è stata assunta pari a **5 min**. Di conseguenza è stata assunta una durata dell’evento di pioggia pari a 5 minuti.

Si precisa che il tempo di corrivazione non è stato utilizzato per il calcolo diretto delle portate mediante applicazione delle formule razionali, dal momento che le portate sono state calcolate per via numerica mediante il software Autodesk Storm&Sanitary Analysis (supportato dal codice di calcolo EPA-SWMM) a

partire dalle cumulate di pioggia e dalle caratteristiche geometriche ed idrauliche delle superfici scolanti e della rete di drenaggio. Il tempo di corrivazione è stato utilizzato unicamente quale riferimento per la durata dello ietogramma di progetto da inserire come input idrologico

Utilizzando quindi i parametri a ed n delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica per eventi meteorici di durata inferiore ai 30 minuti e la formula $h = a t^n$ è stata calcolata l'altezza di pioggia di un evento di pioggia di durata pari a 5 minuti per un tempo di ritorno di 25 anni.

L'altezza di pioggia risulta essere pari a **19.80 mm**, la quale è stata distribuita secondo uno ietogramma costante in intervalli di 1 minuto con un'intensità di **3.90 mm/min**.

5.2 Determinazione dell'interasse delle caditoie

Il dimensionamento dell'interasse da assegnare alle caditoie, viene determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni, la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro la sola banchina, per una larghezza massima di 1.00m.

L'interasse B [m] degli imbocchi delle caditoie è valutato con la seguente formula:

$$B = \frac{Q_{\max}}{q_0}$$

dove q_0 [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione, calcolata col metodo razionale, assumendo un tempo di corrivazione di 5 minuti e un coefficiente di deflusso pari a 1, mentre Q_{\max} [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione. La portata smaltita al margine della pavimentazione può essere calcolata nell'ipotesi di moto uniforme con la formula di Chézy:

$$Q = K_s A R^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove K_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assunto in questo caso pari a 70, A [m^2] è l'area bagnata della sezione liquida, R [m] è il raggio idraulico corrispondente e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

Il valore dell'interasse B di progetto è stato fissato pari a 12.50m nei tratti scoperti a pendenza ridotta e pari a 25.00m nel restante tracciato. Ogni caditoia è provvista di un pozzetto di raccolta e di ispezione dei collettori.

Anche nel tratto coperto sono previste caditoie ogni 25 metri per drenare eventuali sversamenti accidentali.

5.3 Dimensionamento dei collettori di recapito delle acque di piattaforma

L'area drenante totale è pari circa a 12'000 mq e l'opera in progetto prevede un compluvio in prossimità della mezzeria della galleria. Al fine di limitare la dimensione dei collettori principali e ridurre l'ingombro tra il pacchetto stradale e la ciabatta di fondazione della galleria si prevede la realizzazione di 4 reti separate (una per ogni corsia di discesa e risalita) con 4 scarichi distinti nella vasca di accumulo.

I collettori sono previsti in PEAD (cat. SN8) e sono stati dimensionati garantendo un grado di riempimento del 50% per le tubazioni Ø315 e 70% per le tubazioni Ø400, come da prescrizioni ANAS.

5.3.1 Modellazione idraulica

Le verifiche sono state eseguite con il software Autodesk Storm and Sanitary Analysis, mediante la metodologia dell'onda cinematica e la risoluzione delle equazioni di Hazen-Williams.

La velocità è quindi calcolata con la formula:

$$v = 0.8494 C R_h^{0.63} i^{0.54}$$

Mentre la portata Q e le perdite di carico y all'interno dei collettori si calcolano con le seguenti formule:

$$Q = 0.285 C d^{2.63} i^{0.54}$$

$$y = L \frac{10.67}{d^{4.8704}} \left(\frac{q}{C}\right)^{1.852}$$

dove: Rh = raggio idraulico [m]

i = pendenza longitudinale [m/m]

C = coefficiente di scabrezza di Bazin (il software richiede invece il coefficiente di scabrezza nella formulazione di Manning)

L = lunghezza del tratto della rete

d = diametro del collettore

Il modello del software utilizza una simulazione dinamica delle precipitazioni e del deflusso utilizzato per la simulazione a singolo evento o per la simulazione a lungo termine (continua) della quantità e della qualità dei deflussi provenienti principalmente da aree urbane. Il modello richiede la definizione di sottobacini che ricevono una precipitazione per generare i carichi di deflusso.

La rete fognaria è generalmente rappresentata attraverso un sistema di tubazioni, canali e nodi che trasportano la portata in ingresso alla rete, calcolata in funzione dell'estensione del sottobacino di drenaggio, della percentuale di area impermeabile e permeabile, dei coefficienti di infiltrazione dell'area, della pendenza e del volume di pioggia precipitato (espressa come intensità in mm/h), fino al punto di scarico (output).

Per ciascun canale il software calcola la portata defluente, la velocità e il grado di riempimento per tutto il periodo della simulazione.

Tutti i pozzetti presenti nella rete modellata sono stati rappresentati attraverso la definizione della quota del fondo e dell'altezza massima che può raggiungere l'acqua al loro interno, in funzione dei vincoli altimetrici dell'area, definiti dalla progettazione architettonica, e delle caratteristiche tecniche per la realizzazione e posa dell'opera in fase di realizzazione.

Le tubazioni della rete sono state modellate definendo il nodo dell'estremità di ingresso e di uscita, la geometria della sezione, la lunghezza, la scabrezza tramite il coefficiente di Manning (assunta cautelativamente pari a 0.011 per le condotte in materiale plastici) e l'altezza di imbocco e sbocco rispetto alla quota del fondo dei pozzetti che collega.

Nella tavola 03.03_P00_ID01_IDR_PL01_A è mostrata la planimetria della rete di drenaggio, dove è possibile individuare la posizione dei pozzetti e le dimensioni dei collettori. Mentre nella tavola 03.04_P00_ID01_IDR_FP01_A sono mostrati i profili di ciascun ramo della rete di raccolta.

Di seguito si riporta uno schema della rete per rendere immediatamente comprensibili i risultati mostrati nel seguente paragrafo.

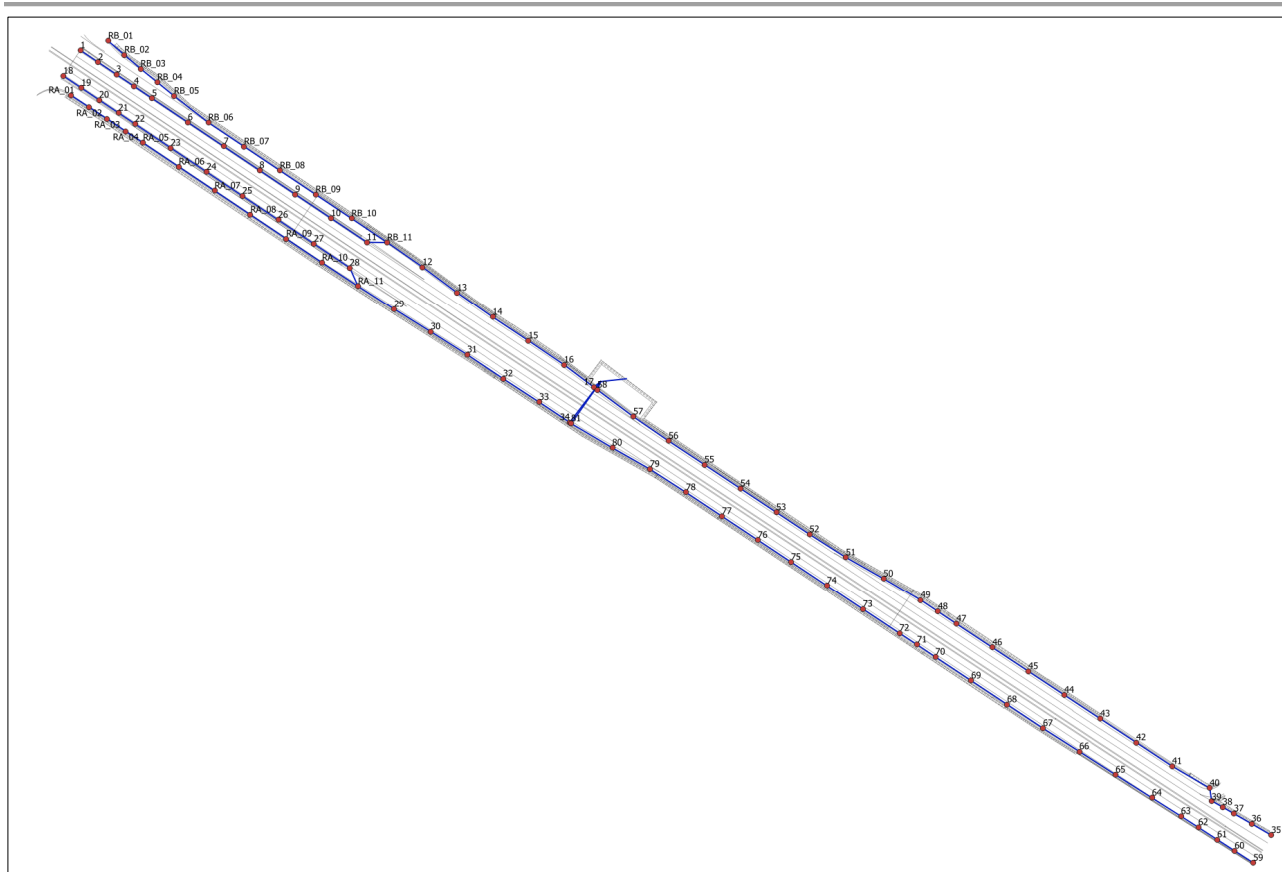


Figura 8 – Schema rete di drenaggio acque di piattaforma

Per ciascun tratto di collettore modellato si ottengono i valori massimi di portata defluente, la velocità massima di scorrimento ed il grado di riempimento espresso come rapporto tra l'altezza della sezione trasversale della tubazione e l'altezza massima raggiunta dal livello idrico all'interno della stessa.

Di seguito sono riportati in forma tabellare i risultati della modellazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche oggetto della verifica idraulica.

Tabella 4 – Risultati modellazione idraulica rete di drenaggio

Collettore	Pozzetto ingresso	Pozzetto uscita	Dimensione [mm]	Numero di collettori	Pendenza [m/m]	Portata max [l/s]	Velocità max [m/s]	Grado di riempimento [%]
C_01	RB_01	RB_02	315	1	0.051	13	2.03	14%
C_02	RB_02	RB_03	315	1	0.05	13	1.67	16%
C_03	RB_03	RB_04	315	1	0.071	27	2.78	18%
C_04	RB_04	RB_05	315	1	0.07	26	2.38	20%
C_05	RB_05	RB_06	315	1	0.065	40	2.96	23%
C_06	RB_06	RB_07	315	1	0.078	50	3.02	26%
C_07	RB_07	RB_08	315	1	0.049	58	2.93	30%
C_08	RB_08	RB_09	315	1	0.05	67	3.23	31%
C_09	RB_09	RB_10	400	1	0.022	76	2.23	31%

Collettore	Pozzetto ingresso	Pozzetto uscita	Dimensione [mm]	Numero di collettori	Pendenza [m/m]	Portata max [l/s]	Velocità max [m/s]	Grado di riempimento [%]
C_10	RB_10	RB_11	400	1	0.013	75	1.51	55%
C_11	RB_11	12	400	2	0.002	179	1	76%
C_12	12	13	400	2	0.002	181	1.03	72%
C_13	13	14	400	2	0.002	179	1.04	66%
C_14	14	15	400	2	0.002	182	1.07	66%
C_15	15	16	400	2	0.002	186	1.21	66%
C_16	16	17	400	2	0.003	194	1.32	58%
C_17	RA_01	RA_02	315	1	0.055	35	2.79	14%
C_18	RA_02	RA_03	315	1	0.072	13	2.1	14%
C_19	RA_03	RA_04	315	1	0.071	21	2.58	16%
C_20	RA_04	RA_05	315	1	0.069	21	2.29	17%
C_21	RA_05	RA_06	315	1	0.068	29	2.61	20%
C_22	RA_06	RA_07	315	1	0.071	38	2.7	24%
C_23	RA_07	RA_08	315	1	0.05	47	2.73	27%
C_24	RA_08	RA_09	315	1	0.05	55	3.06	28%
C_25	RA_09	RA_10	400	1	0.03	64	2.02	29%
C_26	RA_10	RA_11	400	1	0.006	64	1.13	53%
C_27	RA_11	29	400	2	0.002	167	1	69%
C_28	29	30	400	2	0.002	168	1.02	66%
C_29	30	31	400	2	0.002	167	1.03	66%
C_30	31	32	400	2	0.002	167	1.04	67%
C_31	32	33	400	2	0.002	172	1.1	65%
C_32	33	34	400	2	0.002	174	1.23	56%
C_33	1	2	315	1	0.007	8	0.86	17%
C_34	2	3	315	1	0.007	8	0.68	20%
C_35	3	4	315	1	0.015	21	1.47	23%
C_36	4	5	315	1	0.014	21	1.32	26%
C_37	5	6	315	1	0.022	37	1.89	30%
C_38	6	7	315	1	0.03	54	2.22	35%
C_39	7	8	315	1	0.027	70	2.63	38%
C_40	8	9	400	1	0.029	87	2.41	33%
C_41	9	10	400	1	0.018	104	2.19	41%
C_42	10	11	400	1	0.01	105	1.85	44%
C_43	11	RB_11	400	1	0.012	105	1.68	56%
C_44	18	19	315	1	0.007	8	0.86	17%
C_45	19	20	315	1	0.007	8	0.67	21%
C_46	20	21	315	1	0.014	21	1.47	24%
C_47	21	22	315	1	0.015	21	1.35	26%
C_48	22	23	315	1	0.022	38	1.89	30%
C_49	23	24	315	1	0.03	54	2.23	35%
C_50	24	25	315	1	0.027	71	2.63	38%

Collettore	Pozzetto ingresso	Pozzetto uscita	Dimensione [mm]	Numero di collettori	Pendenza [m/m]	Portata max [l/s]	Velocità max [m/s]	Grado di riempimento [%]
C_51	25	26	400	1	0.029	87	2.41	33%
C_52	26	27	400	1	0.018	104	2.19	41%
C_53	27	28	400	1	0.01	105	1.98	44%
C_54	28	RA_11	400	1	0.014	105	1.71	53%
C_55	35	36	315	1	0.007	13	0.99	23%
C_56	36	37	315	1	0.013	13	0.92	25%
C_57	37	38	315	1	0.013	28	1.36	29%
C_58	38	39	315	1	0.008	28	1.28	33%
C_59	39	40	315	1	0.014	36	1.68	36%
C_60	40	41	315	1	0.02	43	1.89	33%
C_61	41	42	315	1	0.028	65	2.52	37%
C_62	42	43	315	1	0.039	87	3.01	40%
C_63	43	44	315	1	0.044	109	3.38	44%
C_64	44	45	315	1	0.052	132	3.93	45%
C_65	45	46	400	1	0.046	155	3.62	37%
C_66	46	47	400	1	0.04	177	3.36	51%
C_67	47	48	400	1	0.029	200	3.4	54%
C_68	48	49	400	1	0.03	201	3.06	60%
C_69	49	50	400	1	0.02	219	3.16	61%
C_70	50	51	400	2	0.009	219	1.52	60%
C_71	51	52	400	2	0.003	219	1.31	74%
C_72	52	53	400	2	0.004	220	1.3	73%
C_73	53	54	400	2	0.003	219	1.23	69%
C_74	54	55	400	2	0.003	218	1.22	64%
C_75	55	56	400	2	0.004	225	1.25	68%
C_76	56	57	400	2	0.002	224	1.19	74%
C_77	57	58	400	2	0.002	223	1.31	71%
C_78	59	60	315	1	0.006	12	1.02	21%
C_79	60	61	315	1	0.006	11	0.83	23%
C_80	61	62	315	1	0.016	24	1.6	25%
C_81	62	63	315	1	0.016	24	1.48	26%
C_82	63	64	315	1	0.024	37	1.95	29%
C_83	64	65	315	1	0.028	48	2.32	31%
C_84	65	66	315	1	0.039	63	2.76	33%
C_85	66	67	315	1	0.045	78	3.05	37%
C_86	67	68	315	1	0.049	94	3.51	38%
C_87	68	69	400	1	0.048	111	3.34	31%
C_88	69	70	400	1	0.041	127	3.06	41%
C_89	70	71	400	1	0.028	143	3.13	44%
C_90	71	72	400	1	0.029	143	2.84	49%
C_91	72	73	400	1	0.021	159	2.94	48%

Collettore	Pozzetto ingresso	Pozzetto uscita	Dimensione [mm]	Numero di collettori	Pendenza [m/m]	Portata max [l/s]	Velocità max [m/s]	Grado di riempimento [%]
C_92	73	74	400	2	0.011	160	1.38	48%
C_93	74	75	400	2	0.002	159	1.01	59%
C_94	75	76	400	2	0.002	158	1	59%
C_95	76	77	400	2	0.002	157	1.02	59%
C_96	77	78	400	2	0.002	157	1.04	58%
C_97	78	79	400	2	0.002	158	1.07	53%
C_98	79	80	400	2	0.002	157	1.18	51%
C_99	80	81	400	2	0.005	157	1.49	52%
S_1	17	Vasca	500	1	0.101	194	4.48	42%
S_2	58	Vasca	500	1	0.101	223	4.63	50%
S_3	34	Vasca	500	1	0.004	199	1.64	49%
S_4	81	Vasca	500	1	0.004	157	1.54	50%

5.3.2 Verifiche statiche collettori

Al fine di ridurre al minimo gli scavi e le interferenze con i massimi livelli di falda ipotizzabili, è stato ottimizzato lo spessore di fondazione stradale, contenendone per quanto possibile lo spessore, all'interno del quale, su ambo i margini della carreggiata, trovano alloggiamento i dei due collettori affiancati per le acque meteoriche di piattaforme, il cui ricoprimento risulta essere sempre non minore a 30cm.

Stante il ridotto ricoprimento è stato previsto in progetto il rinfiacco delle tubazioni dell'asse principale mediante un bauletto in cls Rck 25/30 rinforzato con doppia rete elettrosaldata $\varnothing 15 \times 15$ cm posta in testa ai collettori.

Onde contrastare l'insorgere di eventuali cedimenti differenziali all'interfaccia tra bauletto in cls e sottofondo in misto granulare stabilizzato, è stata prevista l'estensione della rete elettrosaldata verso l'interno carreggiata per circa 50cm anche al di fuori del rinfiacco, così come riportato nel dettaglio sottostante.

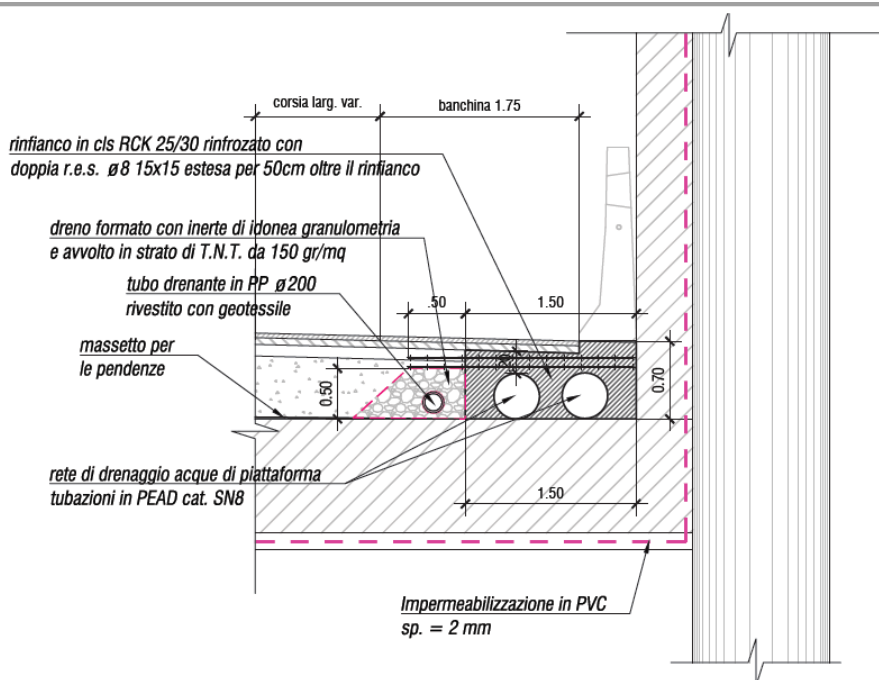


Figura 9 – Particolare di rinfianco in cls dei collettori di piattaforma – asse principale

La verifica della soletta di ricoprimento delle tuabazioni viene fatta considerando uno schema di carico caratterizzato da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0.4mt (par.5.1.3.3.3 NTC2018)

Lo schema di calcolo adottato sarà quindi quella di luce 0.6mt definita con un vincolo di semiincastro soggetta ad un carico *distribuito* pari a $Q=150\text{kN/m}$.

$$M=ql^2/10=5.4\text{kNm}$$

- Sezione $b \times h = 100 \times 20\text{cm}$
- $A_f = A_f' = 7\phi 8 \quad (3.5\text{cm}^2)$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto f_{cd} :	141.60	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ϵ_{cu} :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	25.60	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento f_{yk} :	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
	Modulo Elastico E_f :	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	20.0	cm
Barre inferiori:	7Ø8	(3.5 cm ²)
Barre superiori:	7Ø8	(3.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	729	0	0

RISULTATI DEL CALCOLO

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	729	-7	2476	3.396	17.6	0.15	0.70	7.0 (2.4)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	20.0	-0.00235	16.0	-0.01991	4.0

5.4 Drenaggio acque di infiltrazione

In aggiunta ai collettori di smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale è stata prevista in progetto l'implementazione di una rete di drenaggio per le acque di infiltrazione, posta su due distinti livelli :

- Su ambo i lati della soletta di copertura della galleria artificiale, per la raccolta e lo smaltimento delle acqua piovane che si dovessero infiltrare dal terreno di ricoprimento di spessore circa 1m previsto sulla sommità del sotto-attraaversamento e sedime del futuro "Parco Urbano", la cui realizzazione è in capo al Comune di Prato;
- Sull'estradosso della ciabatta di fondazione, ambo i lati della carreggiata stradale, per la raccolta delle eventuali acque di percolazione che si dovessero infiltrate nel pacchetto stradale dalla piattaforma viaria (che non può considerarsi completamente impermeabile) e dai punti di discontinuità tra piattaforma stradale e profilo redirettivo;

Per la raccolta delle acque di infiltrazione/percolazione si prevede la realizzazione di un dreno formato da inerti di idonea glanulometria, avvolto in uno strato di tessuto non-tessuto, con alloggiata all'interno una tubazione in PP microforata di diametro pari a 200mm. Il sistema di drenaggio del solaio di copertura recapita nella rete fognaria esistente, mentre la rete di drenaggio delle acque di infiltrazione che transita sul solettone di fondazione scarica all'interno della vasca di raccolta/laminazione prevista connessa al sistema di drenaggio delle acque di piattaforma. Per i particolari costruttivi si faccia riferimento alle tavole 05.15_P00_GA01_STR_D001_A, 03.06_P00_ID01_IDR_DI02_B e 03.08_P00_ID01_IDR_DI04_A.

6 VASCA DI LAMINAZIONE E RACCOLTA

La vasca di raccolta sarà posta alla mezzeria dell'opera in progetto, a fianco della stessa. Essa recapiterà le portate drenate dalla rete di smaltimento delle acque di piattaforma e grazie ad un impianto di sollevamento i volumi verranno a loro volta defluiti nella rete fognaria pubblica esistente.

Il volume utile della vasca è stato stimato in almeno 800 mc (il dimensionamento verrà descritto dettagliatamente nel prossimo paragrafo) e la portata in uscita smaltita dal gruppo di pompaggio è stata fissata a 10 l/s.

6.1 Dimensionamento della vasca

Il dimensionamento della vasca è stato perseguito seguendo due criteri distinti:

1. È stato ipotizzato che in concomitanza di un evento meteorico con tempo di ritorno pari a 25 anni, entrambe le pompe dell'impianto di sollevamento siano guaste e che la vasca debba accumulare per 2 ore (tempo stimato per l'arrivo di una squadra di tecnici e il ripristino dell'impianto) il volume di acqua piovuta sulla piattaforma stradale dell'opera in progetto.

Dati i parametri pluviometrici per eventi meteorici di durata superiore all'ora mostrati nel paragrafo 4.1.1 è stata calcolata l'altezza di pioggia caduta in 2 ore secondo la formula $h = a t^n$, che risulta essere pari a **58.90 mm**. Essendo la superficie drenante pari a 11955 mq, il volume invasato è pari di conseguenza a circa **704 mc**.

2. È stato poi calcolato il volume necessario per laminare le portate drenate dalla rete durante l'evento meteorico critico. Sono stati modellati eventi di durate variabili da 5 minuti (l'evento dimensionante la rete di drenaggio) a 18 ore ed è stato calcolato il massimo volume invasato. Contemporaneamente è stata scelta la minima portata dell'impianto di sollevamento necessaria ad avere un volume invasato che rispettasse il primo criterio di progettazione, facendo variare la portata stessa da 5 a 20 l/s.

Nella tabella e nel grafico di seguito sono mostrati i massimi volumi laminati della vasca in funzione della durata dell'evento meteorico e della portata della pompa.

Tabella 5 - Volumi di laminazione al variare degli eventi meteorici e della portata della pompa

durata evento meteorico	Portata della pompa		
	5 l/s	10 l/s	20 l/s
0:05	200	198	179
0:30	447	440	406
1:00	702	523	472
3:00	780	651	534
6:00	817	705	484
9:00	859	706	382
12:00	887	683	255
15:00	832	588	106
18:00	694	452	0

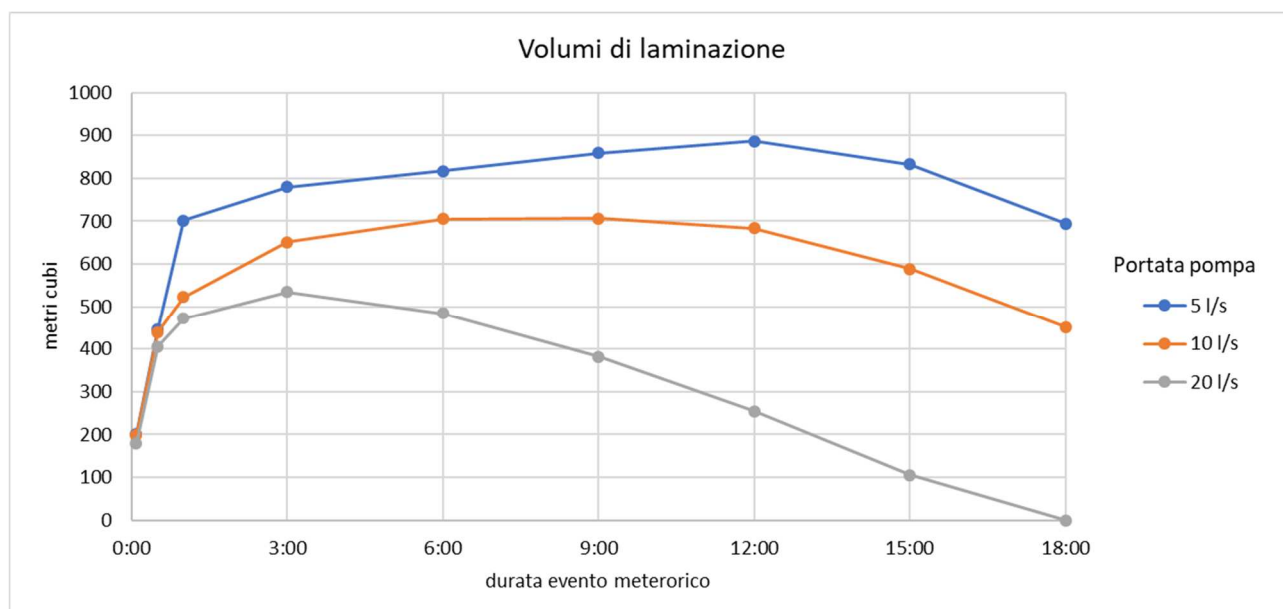


Figura 10 – Volumi di laminazione al variare degli eventi meteorici e della portata della pompa

Come si evince dai risultati la portata di 5 l/s non è sufficiente a smaltire le portate in ingresso, rendendo necessaria una vasca di quasi 900 metri cubi, mentre una portata di 20 l/s risulta essere eccessivamente elevata, facendo raggiungere un valore massimo di volume laminato pari a 484 metri cubi, valore ben distante da quello dimensionante secondo il criterio precedente.

Il volume laminato ottimale è pari a **706 mc**, corrispondente ad un evento meteorico di durata pari a 9 ore con una pompa dalla portata di **10 l/s**.

La vasca di accumulo e laminazione dovrà avere quindi un volume utile di almeno 706 mc. Inoltre il valore di portata di 10 l/s è stato informalmente condiviso ed approvato da Publiacqua, l'ente gestore della rete fognaria; nel corso della prossima Conferenza dei Servizi per approvazione del presente progetto,

nell'ambito della quale sarà coinvolta tra gli Enti portatori di interesse anche Publiacqua s.p.a., si provvederà a raccogliere conferma formale del valore di portata concordato per le vie brevi.

6.2 Schema idraulico

Ciascuno dei 4 collettori principali della rete di drenaggio confluisce nella vasca di accumulo mediante una tubazione in PEAD di diametro pari a 500mm. La quota di scorrimento delle tubazioni in entrata è stata impostata a 40.80 m slm. Essendo il volume necessario alla laminazione pari a circa 700 mc, è stata impostata una superficie netta di circa 400mq (misure interne 37.00m x 11.00m) e un'altezza utile della vasca di 2.00m con un fondo vasca a quota 38.80 m slm.

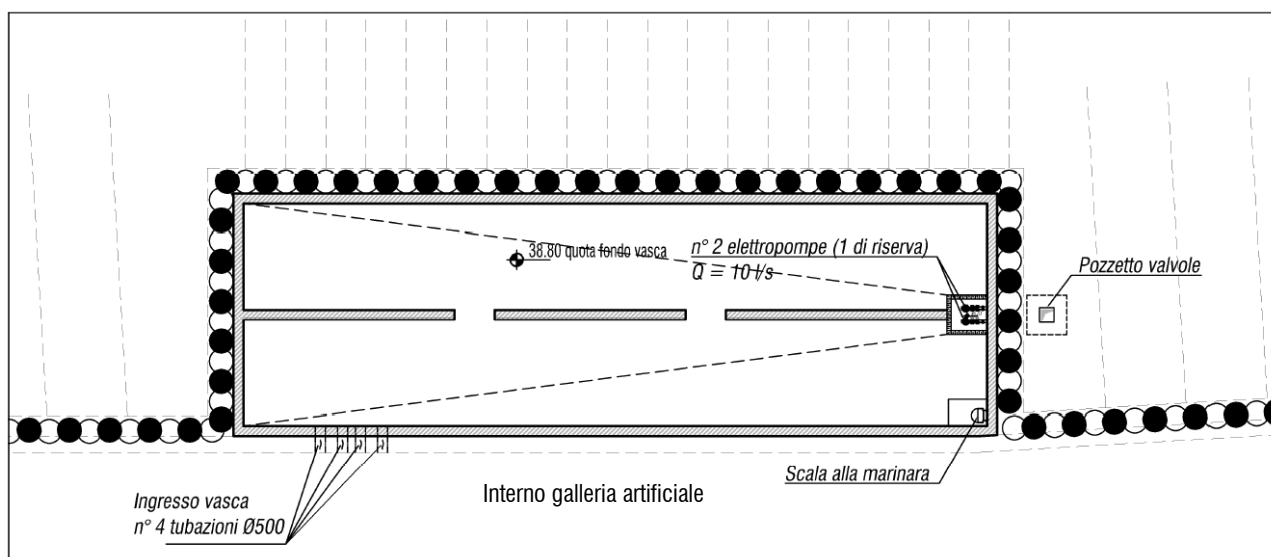
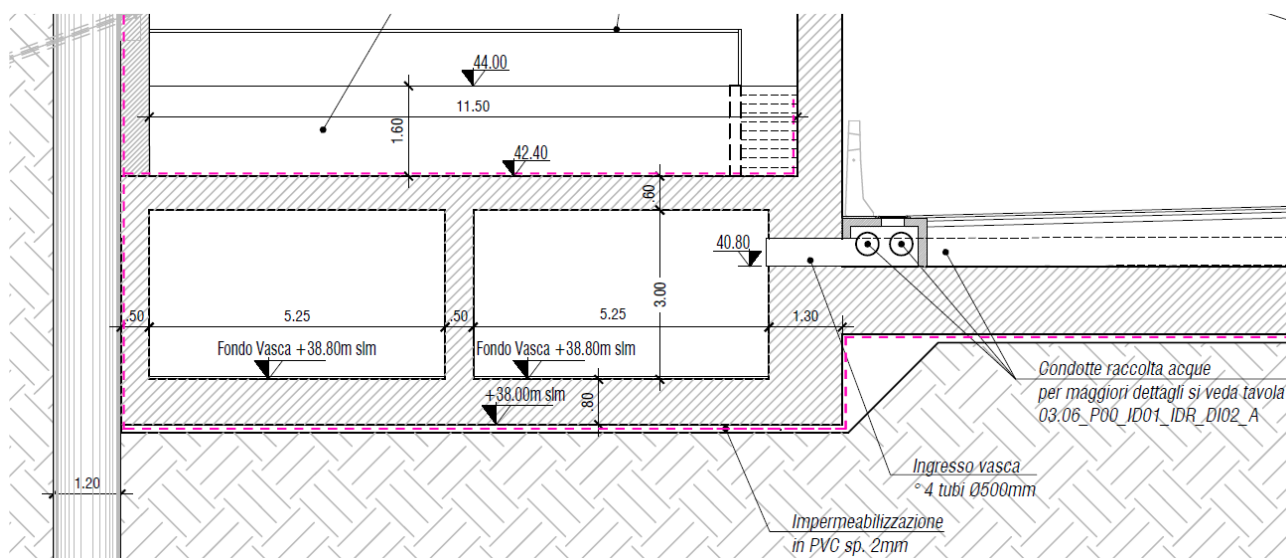


Figura 11 – Sezione e pianta della vasca di sollevamento e laminazione

Il volume utile della vasca risulta quindi essere cautelativamente pari a **800 mc**, per recuperare altresì il volume occupato dalle pompe sommerse, dai setti portanti posti in mezzera della vasca e lo strato di magrone in calcestruzzo posato per conferire al fondo della vasca una minima pendenza che eviti il ristagno di acqua all'interno della stessa e che faciliti lo scorrimento dell'acqua verso le pompe, posizionate all'estremità opposta della vasca rispetto alle tubazioni di carico.

Fermo restando tutto quanto sopra riportato, anche qualora un eventuale disservizio al sistema di pompaggio dovesse protrarsi oltre le due ore, il sistema di drenaggio può contare su volumi di accumulo aggiuntivi rappresentati dall'ulteriore metro disponibile all'interno della vasca al di sopra dei due metri di volume utile, per un volume aggiuntivo pari quindi a 400mc, come anche dal volume invasabile dai collettori di piattaforma (4 collettori DN400, L=320m + 4 collettori di scarico DN500, L=25m) prima che ci possa essere rigurgito sulla piattaforma stradale, per un ulteriore volume di 180mc; dal momento che il volume meteorico per una durata di 24h, $T_r=25$ anni, determina un apporto complessivo di 1363mc e che il volume disponibile totale prima che il piano viario venga interessato da un battente d'acqua è $800+400+180=1380$ mc, discende che anche a fronte di eventi eccezionali di durata prolungata non si verifica tracimazione sul piano viario, non si ritiene siano necessario quindi per quanto detto, prevedere dispositivi o scarichi di emergenza aggiuntivi.

Per maggiori dettagli grafici si rimanda alla tavola 03.05_P00_ID01_IDR_DI01_A.

6.3 Impianto di sollevamento

L'impianto di sollevamento verrà realizzato all'interno della vasca di accumulo e laminazione, come da elaborato grafico 03.05_P00_ID01_IDR_DI01_A. La vasca dell'impianto, come descritto precedentemente, realizzata in calcestruzzo armato gettato in opera, ha una profondità utile di 2.00 m ed un volume utile di 800 mc. Sul fondo della vasca dovranno essere alloggiati n° 2 elettropompe (una verrà impostata ciclicamente in posizione di riserva) in grado di sollevare una portata di 10 l/s alla prevalenza di 15.0 m.

Le pompe, di tipo sommerso, dovranno essere dotate di giranti in ghisa al cromo in grado di pompare acqua contenente materiale sabbioso. Le perdite di carico sono calcolate come sommatoria delle perdite di carico distribuite lungo la tubazione, delle perdite di carico concentrate dovute alle curve della tubazione e alla presenza di pozzetti e della perdita geodetica. La perdita di carico distribuita è stata calcolata con la formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H = L \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g} = 3.05 \text{ m}$$

dove: L = lunghezza della tubazione, pari a circa 70m

λ = coefficiente di attrito di Darcy, calcolato per via iterativa con la formula di Colebrook

v = velocità nella condotta alla portata massima (10 l/s) nella tubazione

D = diametro interno della tubazione

Le perdite di carico concentrate sono state calcolate con la seguente formula

$$H = k \frac{v^2}{2g}$$

dove: v = velocità massima nella condotta

k = coefficiente dipendente dal tipo di singolarità, il cui valore è riportato nella seguente tabella

Tabella 6 – Perdite di carico concentrate

singolarità	k
curva 30°	0.06
curva 45°	0.09
curva 90°	0.2
imbocchi pozzetti	0.5
sbocchi pozzetti	1
Valvole a farfalla	0.5

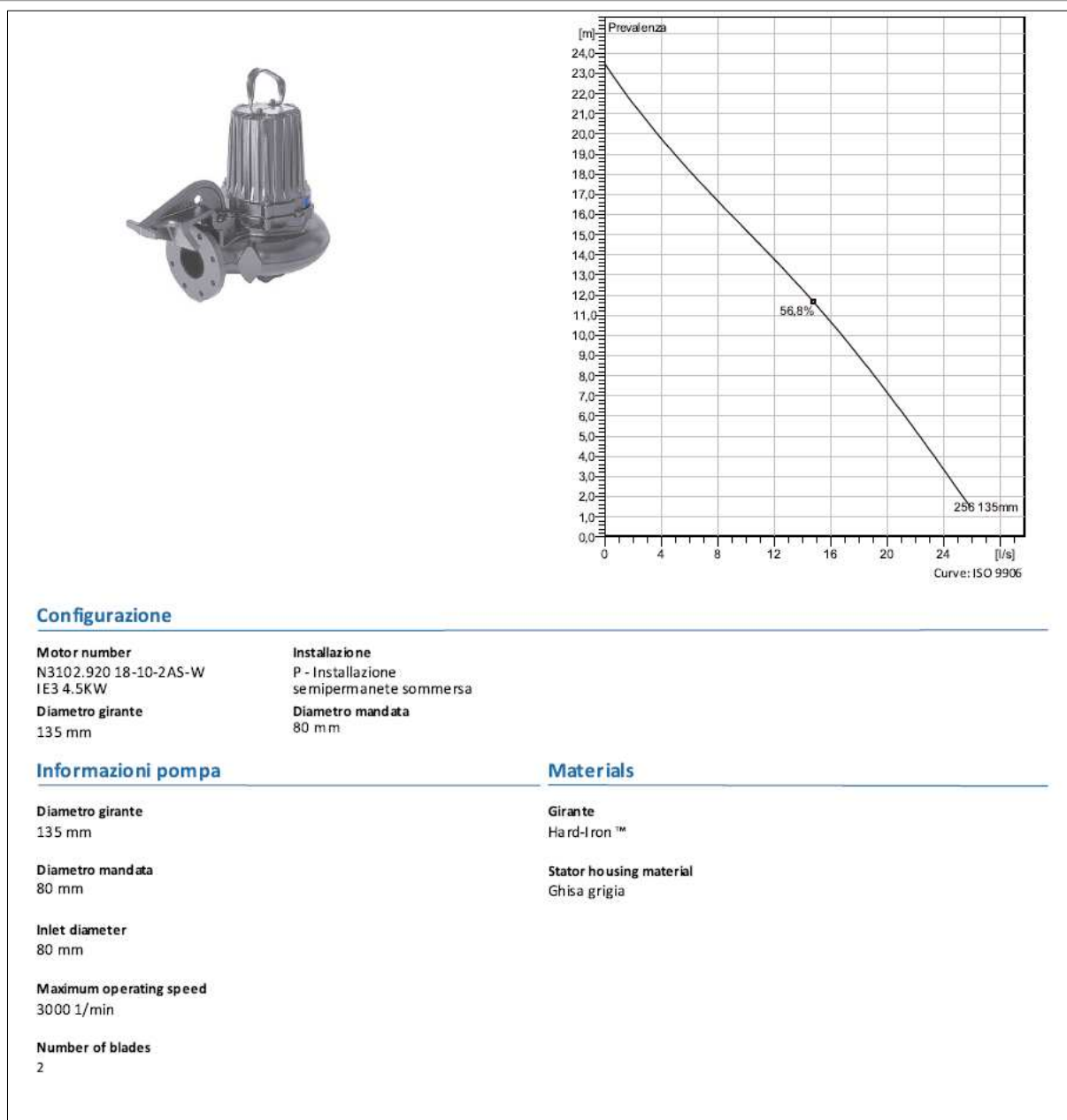
Essendo presenti lungo il tracciato del collettore un totale di 2 curve a 90°, 1 valvola a farfalla ed il pozzetto di calma finale a monte del pozzetto di recapito in pubblica fognatura, le perdite concentrate sono pari complessivamente a circa **0.4m**. La perdita geodetica tra l'impianto di sollevamento e lo sbocco nel pozzetto di calma, come desumibile dai profili nelle tavole allegate, è pari a circa **10.00m**

Il totale delle perdite di carico della rete di fognatura nera in progetto è pari quindi a circa **13.50 m**.

Nella pagina seguente si riportano il diagramma di funzionamento e le specifiche tecniche della pompa:

La manutenzione straordinaria e l'eventuale sostituzione delle pompe avverranno dall'alto, attraverso la beola di ispezione posta a piano campagna sul solaio di copertura della vasca e mediante estrazione con tubi guida e catene in acciaio inox: Le operazioni potranno avvenire con assistenza di personale specializzato a fondo vasca, raggiungibile agevolmente da rampe di scale, con solo l'ultimo tratto di 3,60m, alla marinara. Anche le riparazioni minori potranno essere eseguite sul posto, direttamente da fondo vasca.

La rimozione e l'allontanamento periodico dei fanghi e dei sedimenti accumulati sul fondo vasca sarà eseguita mediante idoneo automezzo con cisterna dotata di tecnologia di aspirazione, calando il tubo di aspirazione dalla beola di accesso posta a piano campagna. Anche in questo caso le attività di aspirazione potranno essere coadiuvate da operatori specializzati sul fondo della vasca, che potranno occuparsi anche dello spalamento fanghi e della pulizia della vasca.



Al fine di evitare un funzionamento intermittente della pompa, con numero di avviamenti/ora troppo elevato, sarà prevista una sequenza con avvio della pompa ad un prefissato livello e con stacco a quota fondo vasca (le pompe sono installate in una porzione ribassata rispetto al fondo vasca, con ribassamento pari alla quota di minimo pescaggio).

Si prevede in particolare l'avvio della pompa al raggiungimento di 10cm di livello idrico all'interno della vasca, corrispondente a 40mc di volume invasato, in modo che in caso di incidente con sversamento accidentale vi possa essere una adeguata capacità all'interno della vasca prima che inizi il sollevamento ed il rilancio in fognatura e cosicché le forze dell'ordine possano allertare i gestori dell'impianto in modo da disattivare temporaneamente il pompaggio e pianificare le operazioni di bonifica della vasca.

6.4 Recapito finale

Le acque smaltite dall’impianto di sollevamento verranno recapitate nella fognatura comunale, di tipo misto. In particolare il recettore della tubazione di mandata sarà la nuova tubazione in calcestruzzo dal diametro DN 600mm, parallela alla palificata, posata per la risoluzione dell’interferenza dell’opera oggetto di studio con una tubazione fognaria esistente (la risoluzione delle interferenze di carattere idraulico sono descritte nel capitolo successivo). Come meglio specificato nel paragrafo successivo, nella configurazione di progetto la tubazione DN 600mm si immette nel collettore by-pass a sezione ovoidale 135x90cm, che a sua volta si riconnette al collettore fognario esistente lungo via Roma, con sezione anch’essa ovoidale 120x80cm in cls.

La portata sollevata dalle pompe, pari a 10l/s, determina un incremento dei livelli idrici nei tre tratti di collettore sopraccitati del tutto trascurabile, si vedano a tal proposito i risultati in termini di variazione assoluta e percentuale del battente che defluisce nei collettori di recapito, in riferimento a tre distinti gradi di riempimento (50%, 60% e 70%).

Tabella 7 – Verifiche di compatibilità idraulica della fognatura esistente

Verifica tubazione circolare DN600 in cls							Con portata aggiuntiva di 10 l/s			DELTA BATTENTE	
DN	G.R	h	K	i	vel	Q	G.R	h	Q	Δh	Δh
[mm]	[%]	[mm]	[m/s ^{1/3}]	[m/m]	[m/s]	[l/s]	[%]	[mm]	[l/s]	[mm]	[%]
600	50%	300	70	1.02%	1.99	282	51.0%	306	292	6	2.1%
600	60%	360	70	1.02%	2.14	378	61.0%	366	388	6	1.7%
600	70%	420	70	1.02%	2.23	471	71.1%	427	481	7	1.6%
Verifica collettore ovoidale di progetto R=0.45m in cls (135x90cm)							Con portata aggiuntiva di 10 l/s			DELTA BATTENTE	
H	G.R	h	K	i	vel	Q	G.R	h	Q	Δh	Δh
[mm]	[%]	[mm]	[m/s ^{1/3}]	[m/m]	[m/s]	[l/s]	[%]	[mm]	[l/s]	[mm]	[%]
1350	50%	675	70	0.40%	1.70	694	50.4%	681	704	6	0.9%
1350	60%	810	70	0.40%	1.83	961	60.2%	813	971	3	0.4%
1350	70%	945	70	0.40%	1.93	1245	70.4%	951	1255	6	0.6%
Verifica collettore ovoidale esistente R=0.40m in cls (120x80cm)							Con portata aggiuntiva di 10 l/s			DELTA BATTENTE	
H	G.R	h	K	i	vel	Q	G.R	h	Q	Δh	Δh
[mm]	[%]	[mm]	[m/s ^{1/3}]	[m/m]	[m/s]	[l/s]	[%]	[mm]	[l/s]	[mm]	[%]
1200	50%	600	70	1.16%	2.69	866	50.4%	604	876	4	0.7%
1200	60%	720	70	1.16%	2.88	1198	60.3%	723	1208	3	0.5%
1200	70%	840	70	1.16%	3.04	1553	70.4%	845	1563	5	0.6%

Sulla scorta delle verifiche soprariportate, condotte in moto uniforme, si può affermare che la portata di 10l/s sollevata ed immessa nella rete di fognatura comunale è da ritenersi compatibile da un punto di vista idraulico, si verifica infatti nei collettori di valle un incremento di battente assolutamente contenuto, nell’ordine dei 5mm, con una variazione media del 1% nel grado di riempimento rispetto alle condizioni di deflusso che si hanno in assenza di portata in uscita dall’impianto di sollevamento a servizio del sottopasso.

7 RISOLUZIONE INTERFERENZE IDRAULICHE

Un'ultima delicata problematica in termini idraulici che riguarda la realizzazione delle opere in progetto è la risoluzione delle interferenze con i collettori delle reti fognarie e acquedottistiche esistenti.

La risoluzione delle interferenze con la rete dell'acquedotto non provocano problematiche in termini idraulici, essendo le reti in pressioni e i collettori superficiali e di dimensioni ridotte. Verranno quindi realizzati bypass provvisori per permettere la realizzazione delle palificate.

Maggiore attenzione va posta invece alla risoluzione delle interferenze con la rete fognaria esistente a causa della profondità delle tubazioni e le considerevoli dimensioni delle stesse. In particolare, lungo Via del Purgatorio e lungo Via Roma scorrono due condotte di considerevoli dimensioni, rispettivamente una condotta circolare Ø800 e una condotta ovoidale 120x80cm. Oltre a queste, nei pressi di Via Roma interferisce parallelamente alla futura opera, una condotta circolare Ø600.

Essendo il funzionamento delle tre condotte di tipo a gravità, dovrà essere garantita la funzionalità idraulica delle condotte durante la realizzazione dell'opera. Inoltre, a causa dello spostamento/prolungamento delle stesse, dovrà essere verificato il funzionamento idraulico del nuovo tratto senza aggravio delle condizioni esistenti.

Di seguito vengono descritte più dettagliatamente le risoluzioni definitive delle tre interferenze.

7.1 Interferenza Via del Purgatorio (FO_01)

Alla progressiva Pk.0+400 km l'opera in progetto interferisce (in particolare durante la realizzazione delle palificate) con una condotta in calcestruzzo Ø800 che corre lungo Via del Purgatorio ad una profondità di circa 1.30 m. La profondità è tale da permettere la posa della nuova condotta all'interno della soletta di copertura della galleria artificiale in progetto.

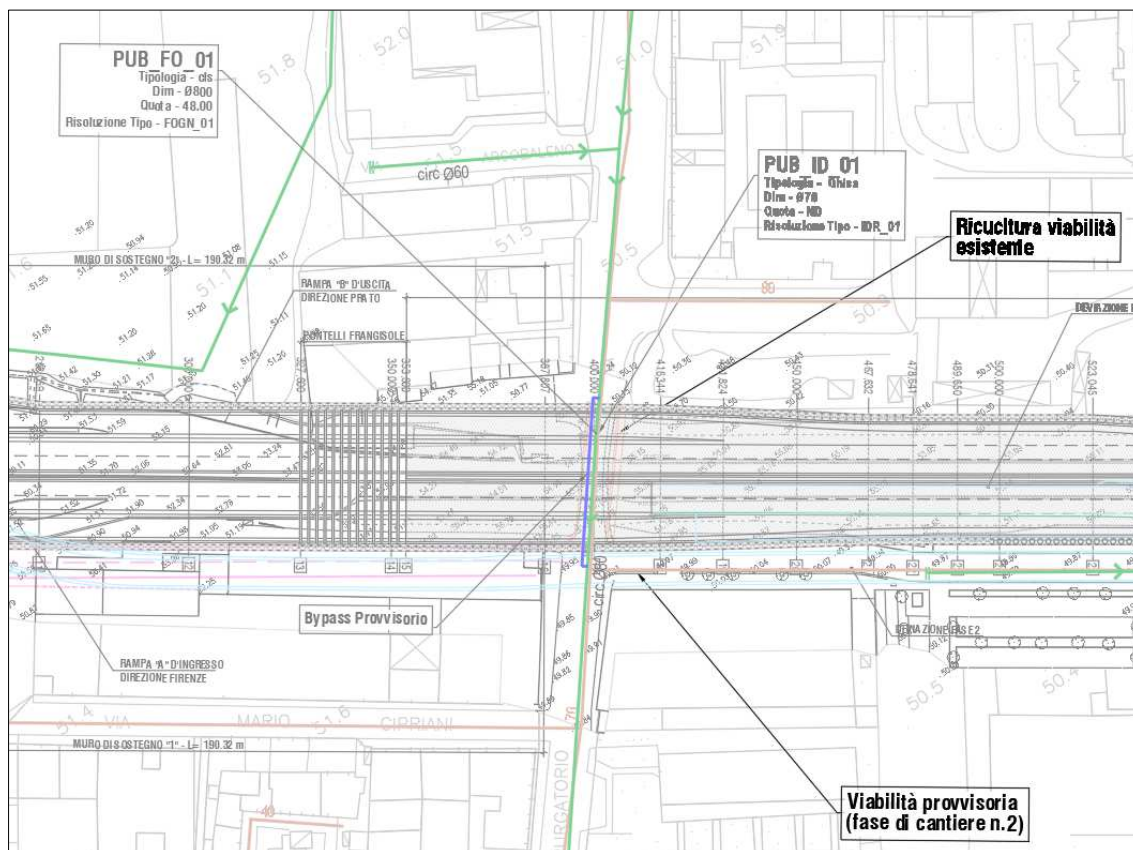


Figura 12 – Risoluzione interferenza Via Roma - Planimetria

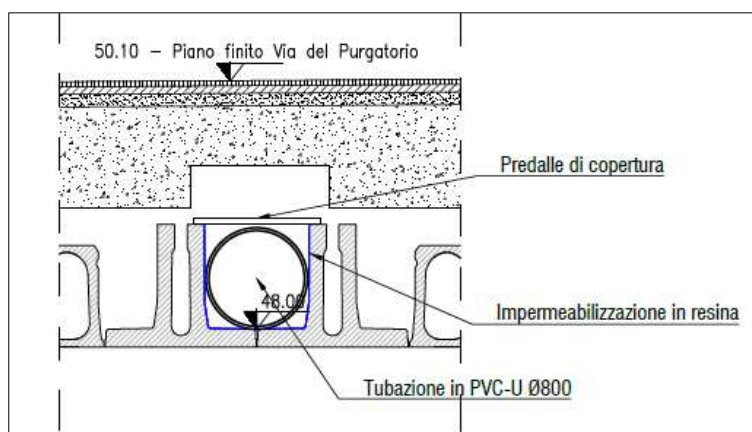


Figura 13 – Risoluzione interferenza Via del Purgatorio – Sezione tipo

Il collettore non subisce modifiche in termini di pendenze, lunghezze e dimensioni della sezione, non è quindi necessaria alcuna verifica idraulica.

La nuova tubazione passerà all'interno del solaio di copertura della galleria, sostenuta da una trave in CAP. Al fine di evitare qualsiasi fenomeno di infiltrazione, la trave verrà impermeabilizzata con una resina poliuretanicca elastica monocomponente igro-indurente. Verranno inoltre posizionati due pozzetti di

ispezione alle estremità trasversali del solaio per poter verificare eventuale presenza di acqua. Per maggiori dettagli costruttivi si rimanda alla tavola 03.07_P00_ID01_IDR_DI03_A.

7.2 Interferenza Via Roma (FO_02, FO_03)

Alla progressiva pk.0+730 km la galleria artificiale in progetto interferisce con una condotta ovoidale in calcestruzzo di dimensioni 1.20 x 0.80 m (FO_02) che risulta posata sotto al piano stradale di Via Roma ad una profondità variabile tra i 4.50 e i 5.00 metri.

La profondità del collettore è tale da interferire con la struttura della galleria da realizzare. Sarà quindi prevista la posa di due tratti di condotta paralleli alla palificata ed il sottoattraversamento della futura sede stradale alla progressiva pk. 0+800 km circa, all'interno della soletta di fondazione.

La nuova tubazione di attraversamento della galleria verrà posata in una tasca di alloggiamento appositamente realizzata nella ciabatta di fondazione. Data la presenza del pacchetto stradale continuo non sono necessari presidi di protezione dalle infiltrazioni.

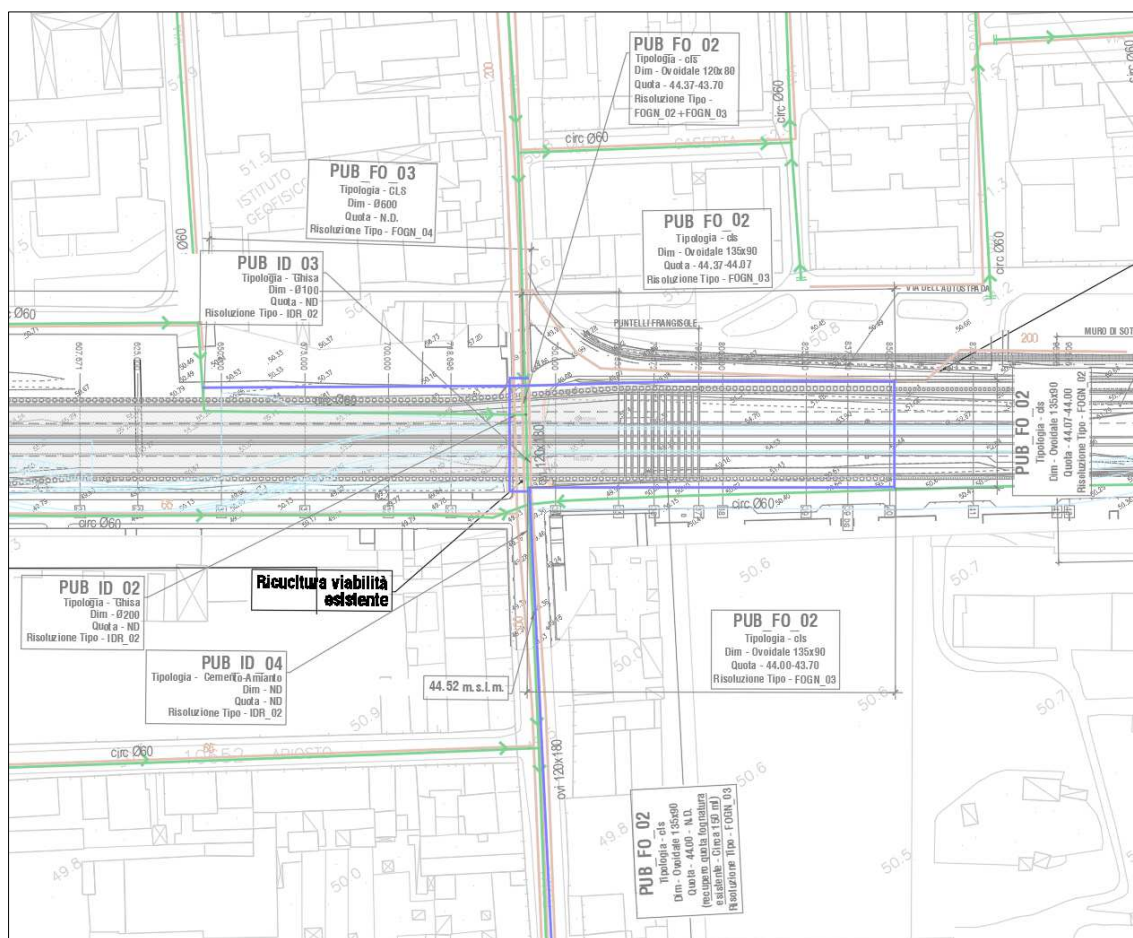


Figura 14 – Risoluzione interferenza Via Roma – Planimetria

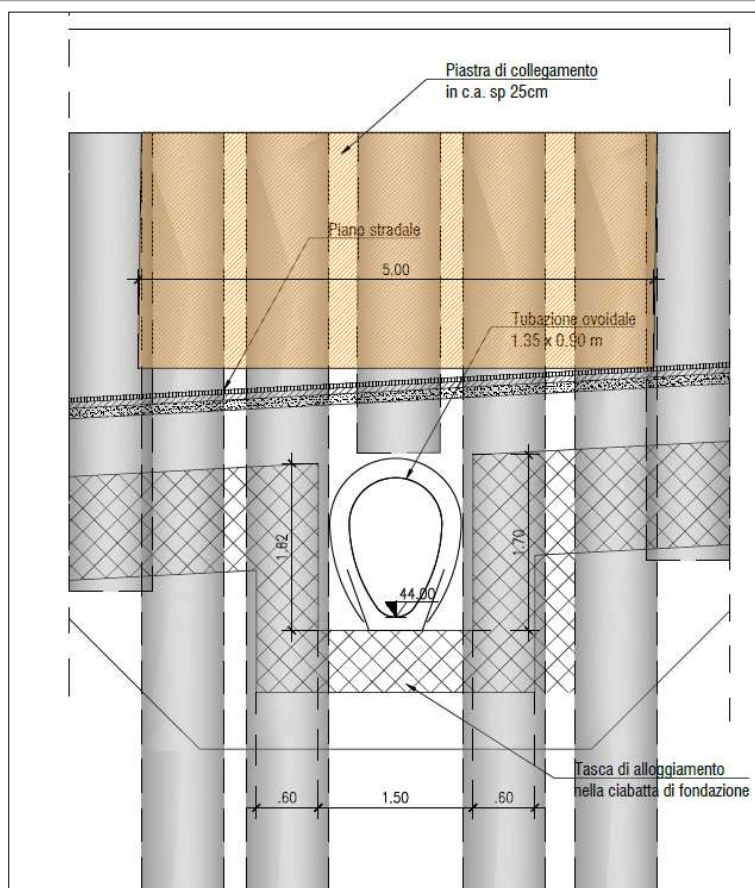


Figura 15 – Risoluzione interferenza Via Roma – Sezione tipo

La nuova condotta, dopo la realizzazione dei due collettori paralleli, avrà una lunghezza di circa 410 metri. Questa soluzione progettuale porta inevitabilmente a realizzare una condotta a pendenza inferiore rispetto all'esistente. La condotta esistente ha una pendenza che raggiunge circa l'1%, mentre la nuova condotta avrà una pendenza di circa lo 0.25 %.

Si è quindi provveduto a dimensionare la nuova condotta al fine di mantenere, a parità di portata defluita, lo stesso grado di riempimento. È stata ipotizzata una portata defluente e sono state determinate le scale di deflusso delle due condotte. Per avere lo stesso grado di riempimento dell'esistente, il nuovo collettore dovrà essere di tipo ovoidale di dimensioni 1.35 x 0.90 m.

Dalla progressiva 0+640 km a 0+730 km l'opera interferisce longitudinalmente con una tubazione in calcestruzzo dal diametro di 600mm (FO_03), affluente alla tubazione trattata precedentemente. La tubazione dovrà essere quindi demolita e sostituita con una nuova tubazione in cls Ø600 posata esternamente alla palificata e parallela alla stessa. Questa risoluzione non prevede la modifica né della sezione né della pendenza del collettore, motivo per il quale non è necessaria nessuna verifica idraulica.

8 SISTEMA DI CONTROLLO ALLAGAMENTO SOTTOPASSO

Al pari degli altri sottopassi presenti su via Leonardo da Vinci, si prevede di dotare il sotto-atteveramento in oggetto di un sistema completo di allarme e gestione del rischio idraulico residuo. Il sistema si prefigge lo scopo di mettere in sicurezza il sottopasso indicato nei casi di abbondanti precipitazioni piovose controllandone lo stato e fornendo una serie di allarmi e segnalazioni in caso di presenza di anomalie e di eccessiva acqua sul fondo stradale del sottopasso.

Gli allarmi, attivati da sensori di livello, appositamente inseriti nelle vasche di raccolta delle acque reflue, e da un sensore di presenza acqua sulla sede stradale attiveranno segnalazioni visive di arresto per i veicoli (lanterne semaforiche a luce rossa) opportunamente posizionate e saranno trasmessi in modalità diverse agli opportuni destinatari, con diversificazione a seconda del tipo di allarme e del livello autorizzativo.

Tutti gli allarmi saranno centralizzati e visualizzati su un quadro sinottico.

L'integrazione per il sottopasso veicolare suddetto sarà costituita da:

- a) Sistema di rilevamento
 - a. installazione del quadro di comando e del sensore di presenza acqua sulla sede stradale
 - b. inserzione nel quadro di comando dei collegamenti ad uno/due sensori di livello della vasca

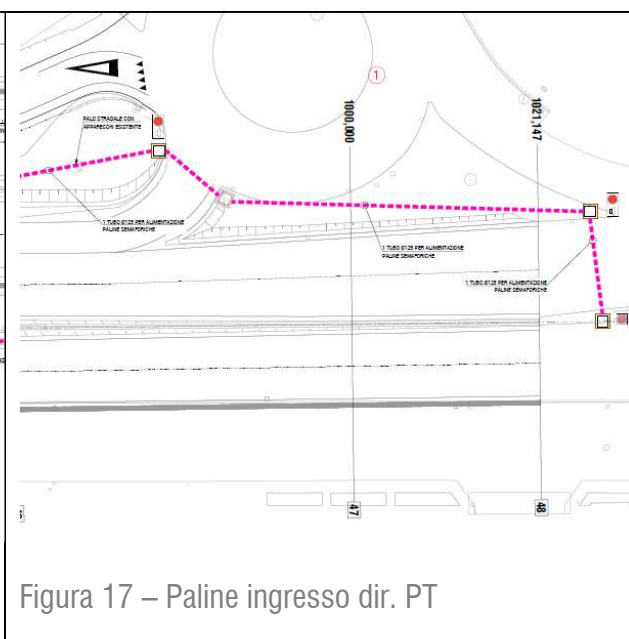
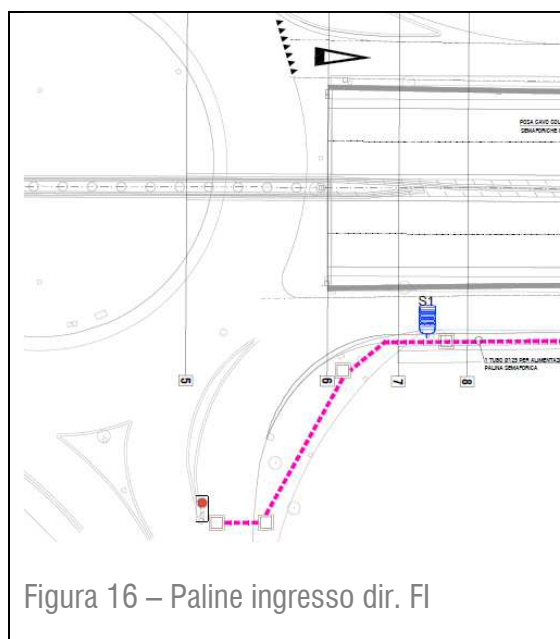
- b) Sistema di segnalazione visiva ed acustica per ciascuna direzione di marcia
 - a. installazione di n° 6 paline provviste di lanterna, cartello stradale e avvisatori acustici (su 4 paline)- da installare nei punti di accesso al sottopasso.
 - b. fornitura e posa sulla testata del sottopasso con apposita staffa di:
 - i. una lanterna semaforica con lampada a LED a luce gialla diam.300 mm sopra ciascuna corsia di marcia
 - ii. un pannello integrativo cm 105 x 35 " Zona soggetta ad allagamento" (mod.II 6/e art.83) sotto ciascuna lanterna



Nello specifico si prevede:



- il mantenimento in esercizio delle due paline provviste di lanterna poste all'ingresso dell'attuale sottopasso di via Nenni;
- Il posizionamento di una palina provvista di lanterna ed avvisatore acustico immediatamente prima della nuova corsia di immissione dir.FI, il cui ingresso è posto sulla rotatoria di via Nenni;
- Il posizionamento di una palina provvista di lanterna ed avvisatore acustico immediatamente prima della nuova corsia di immissione dir.PT, il cui ingresso è posto sulla rotatoria di via Marx;
- Il posizionamento di due paline, di cui una con avvisatore acustico, ambo i lati della carreggiata Dir. PT della Declassata, immediatamente prima della corsia di uscita verso via Marx;



c) Sistema di controllo e comunicazione

Tutti gli allarmi saranno gestiti da una centralina, posizionata all'interno di un armadio nel quadro di comando, ancorato a parete all'interno del vano tecnico posto al di sopra della vasca di sollevamento ed accessibile da un fabbricato direttamente da p.c. , che ricevuti i vari segnali di stato, procederà alla segnalazione degli allarmi secondo i diversi livelli previsti dal protocollo del

Comune di Prato. L'invio degli allarmi sarà effettuato tramite una connessione cifrata SSL di tipo 3G.

d) Sistema di alimentazione

Tutto l'impianto del sottopasso sarà con alimentazione di rete sotto gruppo di continuità con autonomia di circa 2 h a pieno carico per garantire la segnalazione degli allarmi anche in assenza temporanea di alimentazione di rete. La mancanza di alimentazione di rete e il conseguente intervento del gruppo di continuità verranno segnalati da allarmi. Il gruppo sarà contenuto in apposito armadio cablato a bordo strada, ancorato a parete

e) Sistema di prova

Durante l'esercizio permette di verificare l'efficienza del sistema anche in assenza di reali segnali di allarme. Localmente è costituito da un selettore manuale che consente di escludere o attivare manualmente il circuito di segnalazione e di provarlo (con ridotta percezione visiva da parte degli automobilisti), e di testare il circuito delle sonde. Da remoto sarà possibile effettuare le prove tramite il sistema di controllo.

f) Sistema gestionale centralizzato

Il sistema di supervisione centralizzato consente di tenere sotto controllo l'insieme dei sottopassi da parte di uno o più utenti remoti. L'infrastruttura di sistema è di tipo web-service: un server remoto dedicato (hosting) si occuperà di ospitare i servizi web implementati e li renderà disponibili tramite protocollo HTTPS (con sicurezza SSL a 128 bit).

Il sistema di controllo e centralizzazione del sottopasso sarà lo stesso attualmente in uso al Comune di Prato per la gestione dei sottopassi esistenti, dei pannelli a messaggio variabile cittadini, nonché degli impianti semaforici e pannelli allerta meteo.