

COMMITTENTE

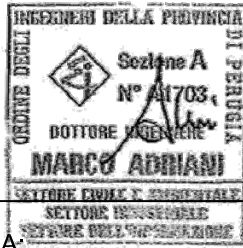


COMUNE DI NAPOLI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
arch. Francesca Spera

CITTÀ VERTICALE: RIQUALIFICAZIONE DEI PERCORSI PEDONALI TRA LA COLLINA E IL MARE

PROGETTO ESECUTIVO / S.FRANCESCO



MANDATARIA:



Via Pievaiola, 15
06128 Perugia
info@sabeng.it www.sabsrl.eu

Arch. Pierpaolo Papi
Arch. Francesco Pecorari
Arch. Sergio Tucci
Arch. Francesco Fucelli
Arch. Luca Persichini

Ing. Marco Adriani
Ing. Vincenzo Pujia
Ing. Catuscia Maiggi
Ing. Barbara Bottausci

MANDANTI:



B5 S.r.l.
Via Sant'Anna dei Lombardi, 16
80134 Napoli - info@b5srl.it
Tel. +39 081 551 92 54
Fax +39 081 551 83 88
e-mail: info@b5srl.it

Arch. Francesca Brancaccio Ph.D
(Amministratore Unico e Direttore Tecnico)
Ing. Ugo Brancaccio
(Direttore tecnico)

Studio Ing. Alberto Capitanucci



ELABORATO
Impianti di raccolta e smaltimento
acque meteoriche - Progetto
Relazione Idraulica 05.S.Francesco

N° ELAB.

NO. DOC.

COD. COMM.

CODE ORDER

05.RWE001/00

CNAP.001-01-02.20.ESE□

SCALA

SCALE

03								
02								
01								
00	ESECUTIVO	ZANGHERI	PAPI	ADRIANI				22.06.2021
REV.	EMESSO PER	ISSUED TO	RED.	COMP.	CONTR.	ORIG.	APPR.	APPD

RELAZIONE TECNICA IDRAULICA

INDICE

1. PREMESSA	1
2. FINALITÀ	1
3. CONSIDERAZIONI SULLE SCELTE PROGETTUALI E SUL CONTESTO.....	2
4. ANALISI DELLO STATO ATTUALE.....	4
5. SOLUZIONI DI PROGETTO	4
7. ANALISI PLUVIOMETRICA.....	9
8. VERIFICA DELLE CADITOIE.....	12
9.VERIFICA DELLE CANALETTE	17
10.VERIFICHE IN RELAZIONE ALL'IMPIANTO ESISTENTE	22
11.CONCLUSIONI	25
12.RIFERIMENTI NORMATIVI	25

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica si riferisce alle opere di miglioramento del sistema di smaltimento delle acque meteoriche di **Calata S.Francesco**, previsto nell'ambito della "Riqualificazione dei percorsi pedonali tra la collina e il mare" inserita nel Patto per la città di Napoli - settore strategico Infrastrutture; la via oggetto di intervento, rientra in un sistema di percorsi pedonali in grado di connettere la città in maniera "verticale" e al tempo stesso costituire un supporto alla rete infrastrutturale esistente.

L'intervento di che trattasi risulta finanziato con risorse a valere sul Fondo Sviluppo e Coesione FSC 2014-2020. Il CUP dell'intervento è: B69J17000070001.

L'incarico per la progettazione è stato affidato alla R.T.P. SAB S.r.l. – B5 S.r.l. – Ing. Capitanucci, con determinazione dirigenziale n. 11 del 12/12/2018.

L'obiettivo della presente relazione, è anche quello di illustrare e recepire i pareri espressi dagli enti sul progetto definitivo, in particolare il parere prot. PG-2020-300562 emesso dal Servizio Ciclo Integrato delle acque del Comune di Napoli.

2. FINALITÀ

Finalità dell'intervento è risolvere i problemi indotti dal deterioramento del manto pavimentale della via nota come "calata S.Francesco"; il percorso pedonale (scale, rampe e gradonate), si configura come un asse principale, arteria a mezzacosta a supporto delle infrastrutture esistenti, un collegamento "verticale" - con notevoli salti di quota - fra la parte bassa della città e la zona collinare.

L'intervento viene previsto sia sul piano conservativo architettonico pavimentale che su quello funzionale; di fatto, il progressivo degrado della superficie pavimentata, aggravata da distacchi e fessure nei materiali, ha notevolmente compromesso l'efficienza del sistema di drenaggio attuale: caditoie intasate, perdita della pendenza costante verso i punti di raccolta, sollevamenti dei basoli.

Va inoltre aggiunto che l'attuale sistema di drenaggio non risulta adeguato ed efficiente, essendo stato rimaneggiato più volte nel tempo ed integrato con sporadici interventi finalizzati ad aggiungere caditoie e canalette a macchia di leopardo, senza una vera visione d'insieme supportata da un'analisi dei deflussi e delle portate; in ogni caso l'aspetto attuale si presenta vetusto e disomogeneo, dove si passa da tratti estesi oltre 80m senza caditoie ad altri in cui l'orientamento delle caditoie risulta quasi casuale.

Con l'occasione del risanamento conservativo e funzionale della pavimentazione, si vuole pertanto cogliere l'opportunità di implementare l'efficienza del sistema di drenaggio fognario (prevalentemente acque meteoriche), inserendo nuovi punti di raccolta e/o riorganizzando quello esistenti, cercando di uniformare gli interventi anche sul piano della risposta estetica. Si vuole tuttavia evidenziare come il presente intervento interesserà solo gli aspetti superficiali e non quelli propriamente idraulici dei collettori esistenti, che pertanto non verranno minimamente interessati dal presente progetto.

3. CONSIDERAZIONI SULLE SCELTE PROGETTUALI E SUL CONTESTO

Calata S.Francesco, rientra tra le salite storiche di Napoli, e pertanto presenta collettori fognari sotterranei antichi risalenti agli inizi del '900; tali infrastrutture, non verranno interessate dagli interventi del presente progetto esecutivo. È tuttavia ragionevole richiamare l'evoluzione del sistema fognario di Napoli per comprendere le basi delle scelte progettuali proposte e descritti nella presente relazione idraulica.

Il sistema fognario di Napoli è stato oggetto di una generale infrastrutturazione fognaria tra la fine del 1800 e l'inizi del 1900;

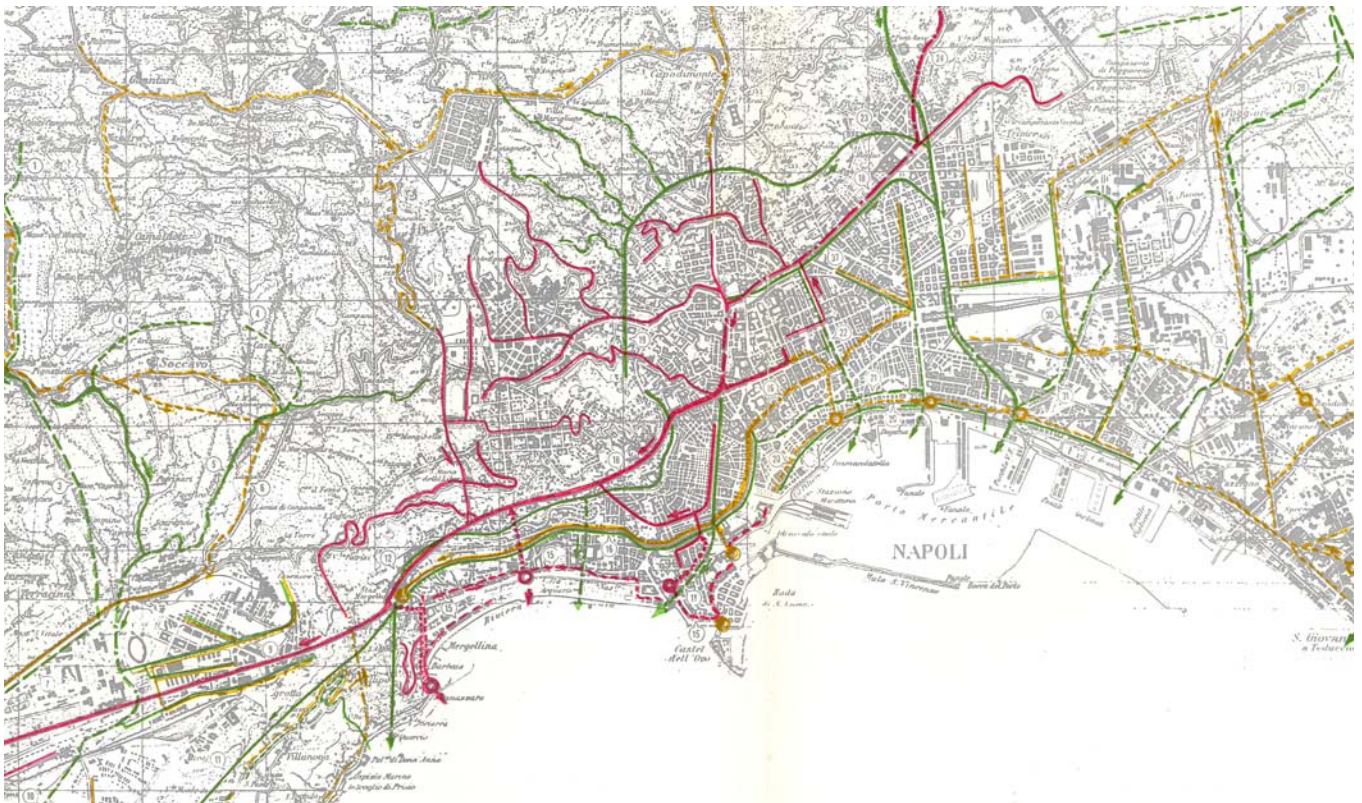
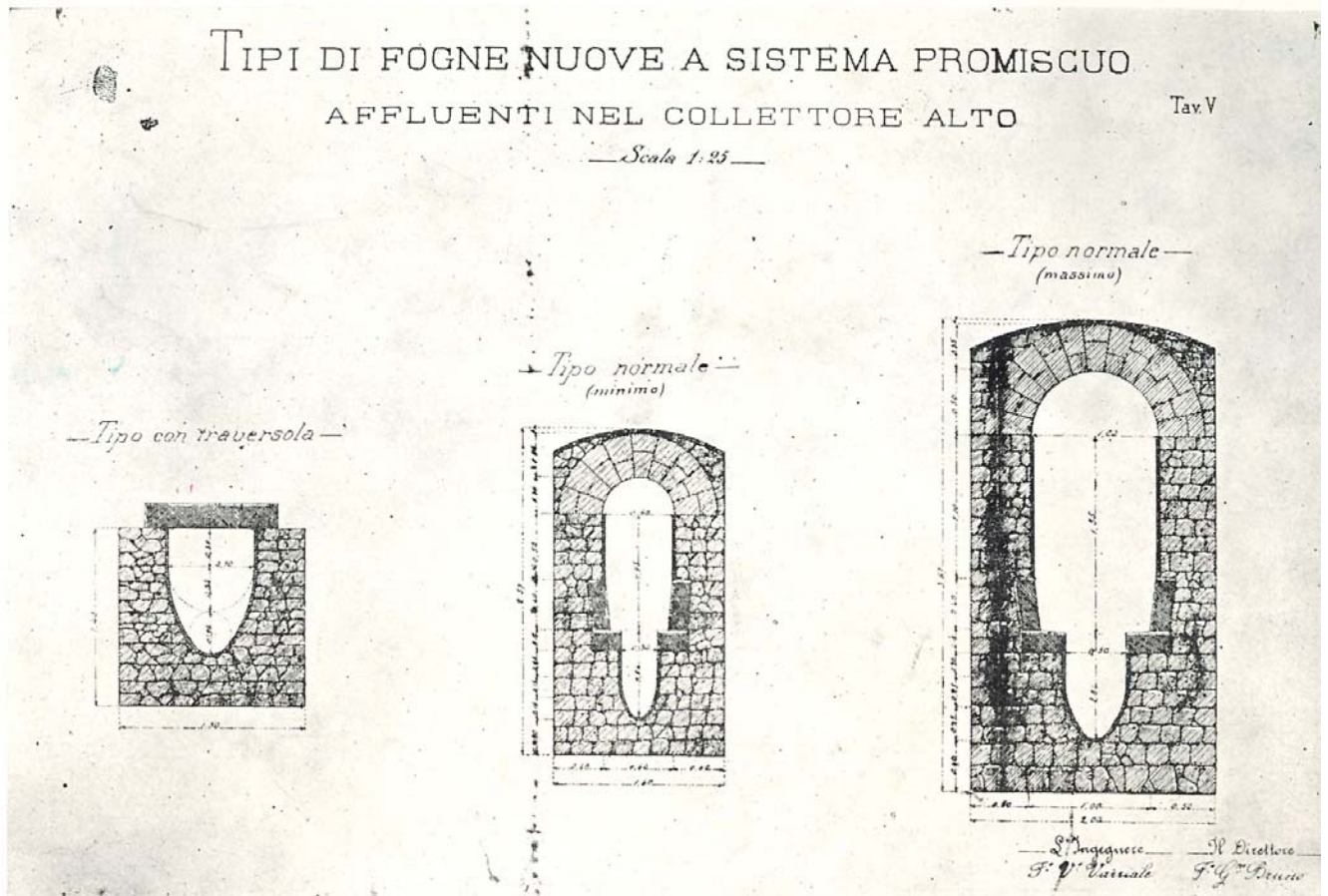


Figura 1 – planimetria estratta da pubblicazione storica "il sottosuolo di Napoli"

le ragioni che condussero a dotare la città di nuove linee fognarie furono quelle prettamente sanitarie, soprattutto in conseguenza ad epidemie di colera. L'andamento dei cantieri dei collettori seguì, in prevalenza, quello delle vie esistenti, e per il semplice motivo che la maggior parte del tessuto urbano al di fuori di esse risultava già edificato.

Pertanto i collettori vennero concepiti scavando trincee in profondità e murando pareti controterra da collegare poi da coperture voltate come illustrato nella figura sottostante:



117

117-118 - Grafici esecutivi del progetto del 1889 (archivio comunale di Napoli, vico Maiorani).

Figura 2 – sezioni tipologiche estratte da pubblicazione storica "il sottosuolo di Napoli"

Tali caratteristiche sono riscontrabili anche in quelli esistenti al di sotto della via oggetto di intervento; con la scorta delle cartografie referenti lo stato attuale delle quote di scorrimento di tutti i collettori deputati ad essere recapito delle acque dilavanti la via oggetto di intervento, è stato possibile constatare come spesso le volte dei cunicoli fognari risultano emergere (quota di estradosso) fino al sottofondo di allettamento della pavimentazione, rendendo di fatto impossibile l'inserimento di nuove caditoie di tipo tradizionale. Questo ha comportato l'individuazione di soluzioni alternative da ricomprendere nello spessore della pavimentazione da riqualificare/ricollocare.

La scelta più immediata è ricaduta in canalette a tutta sezione stradale in calcestruzzo polimerico e complete di griglia in ghisa sferoidale a ponte di Classe C250.

In ogni caso, tutti i nuovi dispositivi di drenaggio previsti in arricchimento e supplemento a quelli esistenti, sono stati progettati sifonati.

Le verifiche riportate ai successivi paragrafi, non hanno riguardato il convogliamento in fogna dei nuovi pluviali attualmente in efflusso diretto sul piano strada e gli scarichi trovanti attualmente non a norma, in quanto possibili situazioni trovanti non generalizzabili e soprattutto non interferenti con il sistema di riqualificazione dei sistemi di drenaggio delle acque meteoriche in dilavamento del piano stradale.

4. ANALISI DELLO STATO ATTUALE

Al fine di percepire le problematiche della via oggetto di intervento, sono stati effettuati dei sopralluoghi (anche in presenza di eventi di pioggia) che hanno evidenziato le criticità in merito all'efficienza del sistema di drenaggio; per evadere quanto richiesto dagli enti in fase di approvazione del progetto definitivo, sono state organizzate anche delle campagne rilievo alla presenza del personale dell'ente gestore, ma ad oggi, lo scrivente studio di progettazione non ha ancora ricevuto i dati di rilievo in corrispondenza delle ispezioni puntuali delle sezioni di chiusura del tratto interessato; pertanto, sul piano delle verifiche di compatibilità dell'intervento con il sistema esistente, si è proceduto basandosi (par. 10, vd. oltre) sulle geometrie desunte dalle cartografie di base messe a disposizione dal Comune di Napoli-Servizio ciclo Integrato delle acque.

In via generale, in Calata S.Francesco le caditoie risultano assenti per il primo tratto pianeggiante, delegando la raccolta delle acque nelle canalette ubicate a tutta sezione nel tratto iniziale del tratto gradinato; proseguendo la discesa si incontrano caditoie sporadiche e non sufficienti allo smaltimento dell'intera superficie.

Si riscontra la presenza di discendenti pluviali ad efflusso diretto sul piano strada e, talvolta, la presenza di scarichi privati poggiati sul piano strada ed aderenti la proprietà privata nascosti da bauletto di protezione.

5. SOLUZIONI DI PROGETTO

Gli interventi previsti dal presente progetto esecutivo non saranno di natura idraulica nel sottosuolo, ovvero non comporteranno modifiche al sistema fognario di profondità, ma riguarderanno solo quello superficiale.

Il tratto iniziale verrà dotato di nuove caditoie (int. 2) cm 50x50 disposte ad interasse regolare comunque connesse ai manufatti di ispezione esistenti; il tratto in discesa, attualmente sprovvisto di punti di drenaggio, verrà dotato di nuove canalette a tutta sezione (int.1) e di nuove caditoie (int.2) quando gli spessori di ricoprimento del cunicolo voltato lo consentono.

Stando ai rilievi desumibili dalle cartografie del sistema fognario del centro storico di Napoli, la via oggetto di intervento vede la presenza nel sottosuolo di collettori a sezione rettangolare minima di 0.60-0.70m di larghezza e di altezza variabile dai 0.70m ai 1.80m, a volte realizzati in muratura altre volte scavati direttamente nella roccia tufacea, comunque protetti da volta in muratura; gli interventi che si sono susseguiti nel tempo non hanno molto tenuto conto della salvaguardia del manufatto idraulico, realizzando nuovi varchi di accesso diretto nel fianco del collettore ogni qual volta se ne ravvedeva la necessità.

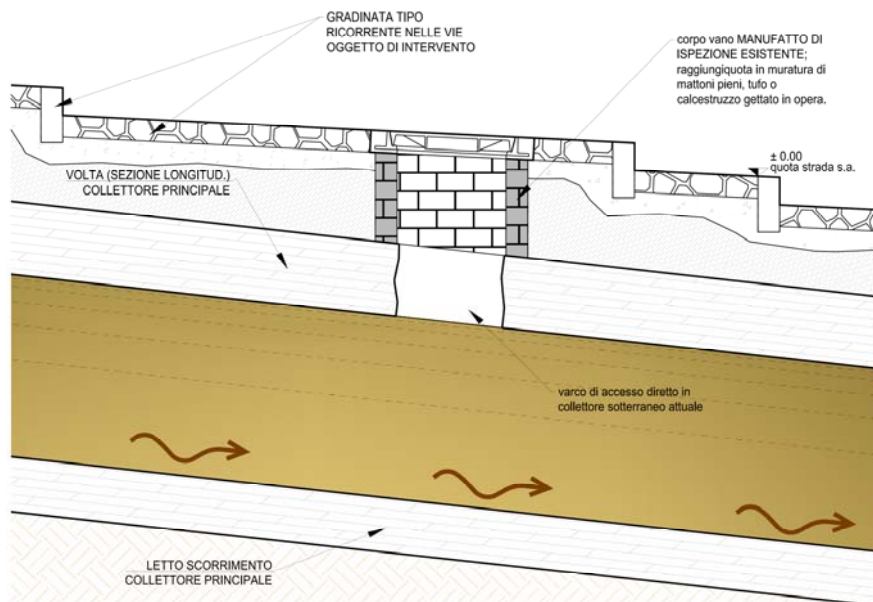


Figura 3 - torrino di ispezione tipo

Per questo motivo, gli interventi previsti dal presente progetto esecutivo cercheranno di limitare al massimo la realizzazione di nuovi varchi di accesso per l'inserimento di nuovi scarichi, ma convoglieranno le nuove condotte nel fianco dei torrini raggiungi quota presenti in corrispondenza di ogni punto di ispezione esistente (vd. figura sopra).

Le soluzioni proposte e descritte nella presente relazione si prefiggono in ogni caso l'obiettivo di regolarizzare i punti di raccolta dell'acqua piovana imponendo un interasse costante tra di essi, in modo da avere occasioni di drenaggio mediamente ogni 25.00 m. Tale scelta è finalizzata ad evitare accumulo di quantitativi di acqua meteorica al piede delle scalinate.

Il presente progetto ha previsto tre principali soluzioni di intervento, descritte di seguito.

int. 1. Inserimento di canalette grigliate a tutta sezione

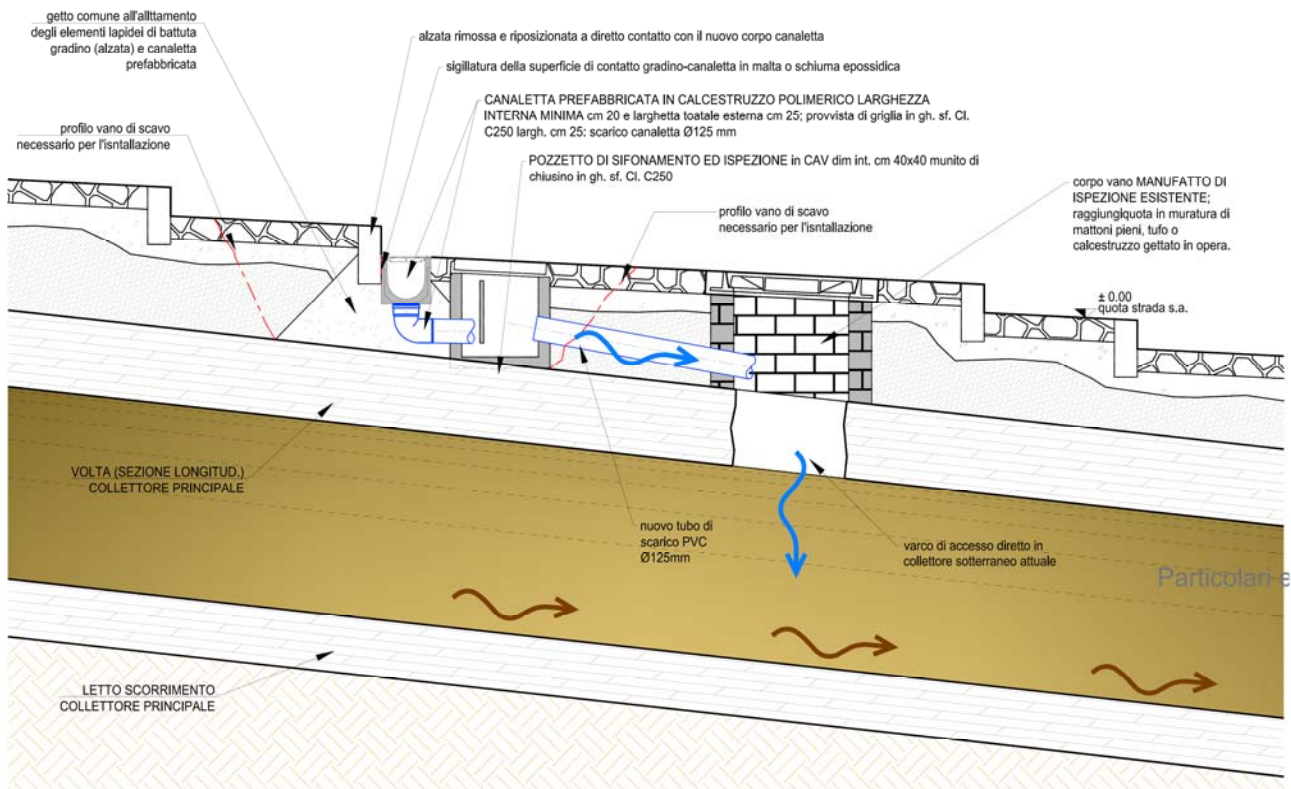


Figura 4 - inserimento di canalette a ridosso delle alzate gradinate esistenti

Mantenendo l'obiettivo di dotare ogni singolo punto di drenaggio di sifonamento, si sono evidenziati problemi di natura geometrica e costruttiva nelle zone in cui l'estradosso delle volte dei collettori fognari esistenti nel sottosuolo e NON oggetto di intervento e manomissione, risultano molto prossimi al piano strada (in alcuni punti anche 0.30m); in questi casi risulta impossibile installare una caditoia di tipo tradizionale, in quanto lo spessore del pacchetto stradale risulterebbe troppo contenuto per poter ospitare una manufatto costituito da spessore di allettamento, altezza del vano di caduta, spessore sifone e telaio griglia; per questo motivo si propone l'inserimento di canalette grigliate a tutta sezione o comunque fino ad una lunghezza massima di 3.00 m; esse verranno allocate a ridosso di alcune alzate di gradinate esistenti e sempre ad interasse di 25.00 m; tale soluzione risulta adatta ad essere ricompresa nel solo spessore del pacchetto pavimentale, senza interferire

con gli ingombri dell'estradosso della volta del cunicolo fognario; in aggiunta, ogni canaletta viene proposta dotata di proprio pozzetto di ispezione e sifonamento (dim interne cm 40x40) allocato di lato rispetto all'asse del vicolo.

int. 2. Incremento ed adeguamento del numero di caditoie

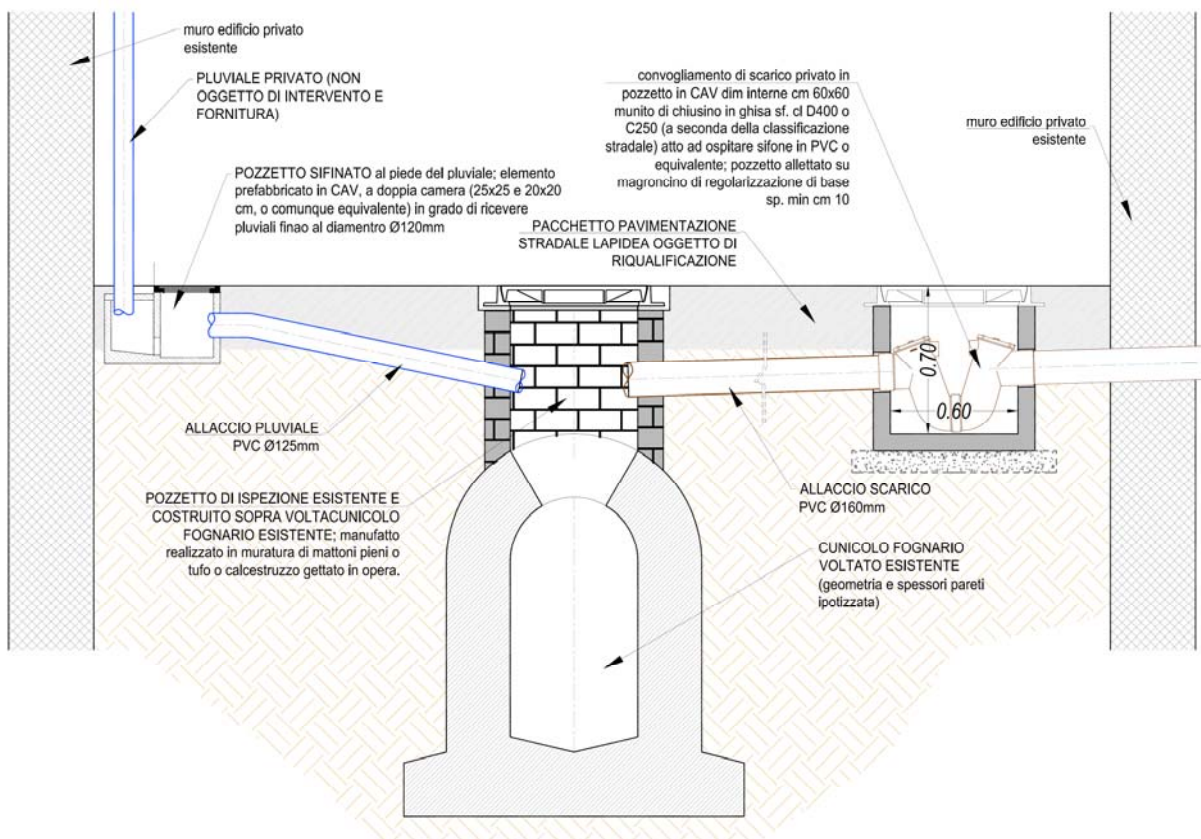
In alcuni segmenti carrabili delle via oggetto di intervento si è riscontrata l'assenza di caditoie, con evidente delega della raccolta di acqua piovana solo nei punti di riscontro accumulo; ai fini di migliorare pure la futura attività manutentiva dell'impianto, si propone l'incremento dei punti di raccolta ricorrendo alla realizzazione ed allaccio di nuove caditoie stradali, sia in coppia o puntuali, in modo da distribuire lungo tutto la via la raccolta dell'acqua piovana ed evitare che essa si accumuli solo in alcune zone.

Ogni nuova caditoia verrà dotata di griglia in ghisa sferoidale in classe D400 o C250 a seconda della classificazione stradale; ogni allaccio verrà convogliato con tubo PVC Sn4 Dn 200mm nei pozzetti di ispezione presenti, limitando la formazione di nuovi allacci nella volta e nei fianchi dei collettori esistenti.

Le nuove linee caditoie suppletive o di incremento, verranno in ogni caso realizzate non in serie, ovvero ogni singola caditoia afferrirà direttamente ad un pozzetto e non ad un'altra caditoia. L'accorgimento è per evitare che in caso di intasamento di una caditoia, perda di efficienza anche quella ad essa collegata.

int. 3. Adeguamento degli scarichi privati trovanti

Laddove si ravveda la necessità di intercettare e convogliare in fogna scarichi privati non a norma o pluviali attualmente in efflusso diretto sul piano strada, si provvederà alla predisposizione di nuovi punti di allaccio come illustrato nella seguente figura. In ogni caso l'intervento non riguarderà le proprietà private, fermandosi a ridosso di esse si area pubblica.



7. ANALISI PLUVIOMETRICA

Il calcolo delle portate di progetto è stato eseguito partendo dall'analisi pluviometrica.

La determinazione della legge di pioggia, e quindi dell'intensità di pioggia oraria, è stata usata avvalendosi di quanto pubblicato nel rapporto VAPI Campania. La legge presa a riferimento è stata la seguente:

$$h[t, T] = K_T \frac{m[I_0] \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{d_c}\right)^\beta}$$

dove:

- t durata dell'evento meteorico
- m [I₀] = intensità media annuale della sottozona di riferimento (mm/h)
- d_c = durata critica (parametro di sottozona)
- β = parametro numerico di zona
- K_T = parametro fattore di crescita per determinato tempo di ritorno

Il parametro K_T varia in funzione del Tempo di ritorno. Andando ad intervenire in un contesto storicizzato, dove la natura dell'intervento assume un carattere di sostituzione dei manufatti e quindi di straordinaria manutenzione, e non il completo rifacimento, il tempo di ritorno viene scelto in **20 anni**, ovvero pari a quello che la prassi progettuale assume in contesti storicizzati.

Per tale periodo il coefficiente K_T vale 1.65

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K _T (piogge)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26

Tab. 7.2: valori teorici del coefficiente probabilistico di crescita K_T per le piogge in Campania, per alcuni valori del periodo di ritorno T.

I valori m [I₀], d_c e β sono desunti dalla tabella 7.7 presente nel rapporto di sintesi Vapi Campania

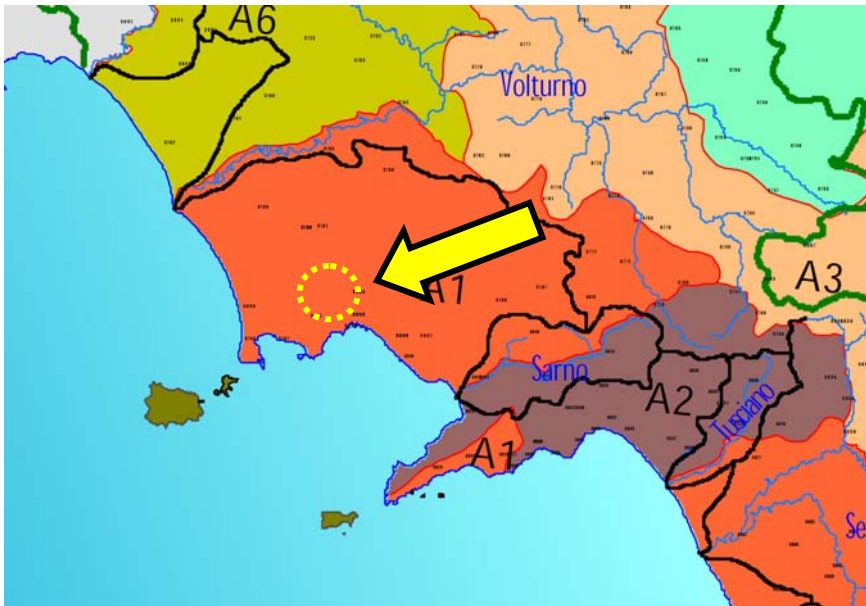


Figura 5 - zonizzazione aree omogenee VAPI

Prendendo in esame la suddivisione in aree pluviometriche omogenee del VAPI, è facile individuare la zona di appartenenza come **Zona A1**.

Per tale zona, valgono i seguenti valori:

Area omogenea	n. staz.	$\mu(h_0)$ (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D * 10^5$	ρ^2
1	21	77.08	0.3661	0.7995	8.6077	0.9994
2	18	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9991
3	11	116.7	0.0976	0.7360	8.7300	0.9980
4	7	78.61	0.3846	0.8100	24.874	0.9930
5	12	231.8	0.0508	0.8351	10.800	0.9993
6	28	87.87	0.2205	0.7265	8.8476	0.9969
7	11	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9989

Tab. 7.7: parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali per ogni area pluviometrica omogenea.

Pertanto i parametri sono

$m(I_0)$	dc	β
77.08	0.3661	0.802

Andando ora a sostituire i valori nella formula richiamata all'inizio del presente paragrafo, assunto un tempo di corrvazione verosimile di accesso alla rete pari a **3 minuti**, corrispondente a 0.05ore, si ottiene un valore dell'altezza di pioggia pari a 5.70

mm corrispondente ad un'intensità di pioggia orario di **114,0764 mm/h**. Tale valore viene assunto come riferimento per i dimensionamenti e verifiche dei manufatti.

8. VERIFICA DELLE CADITOIE

Al fin di procedere alla verifica della capacità di smaltimento di una caditoia tipo, si vuole ora determinare la portata riferibile ad una singola caditoia prevista nel presente progetto esecutivo.

Data l'omogeneità della condizione, considerando che il presente progetto non va ad intervenire nei volumi idraulici nel sottosuolo ma solo sulle porzioni superficiali discretamente riqualificate, si prende la formula razionale idraulica come riferimento per il calcolo della portata intercettata da un singolo settore di intervento comunque compreso tra due corpi drenanti; in altre parole, si vuole determinare la portata generata dalla porzione di strada che separa due caditoie.

La formula razionale di riferimento è la seguente:

$$Q = \varphi I S / 360 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Dove:

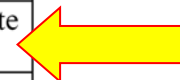
φ il coefficiente di deflusso caratteristico della tipologia di pavimentazione stradale, I l'intensità di pioggia espressa in mm/h, S è la superficie espressa in ettari

Il valore dell'intensità di pioggia è quello determinato in precedenza.

Scelta del coefficiente di deflusso.

In base a quanto di uso pratico e presente in letteratura (Marchetti) per l'area di intervento si è assunto un coefficiente pari a 0.80

TIPOLOGIA URBANA
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate 0,70÷0,90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte 10,50÷0,70
zone urbane destinate al tipo di città giardino 0,25÷0,50
zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate 0,10÷0,30
prati e parchi 0,00÷0,25
costruzioni dense 0,80
costruzioni spaziate 0,60
aree con grandi cortili e grandi giardini 0,50
zone a villini 0,30÷0,40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade 0,20
parchi e boschi 0,05÷0,10



Per quanto riguarda la porzione di area

Nel nostro caso, si vuole analizzare un'area di progetto tipo, dove viene previsto l'inserimento e l'ottimizzazione del numero di caditoie.

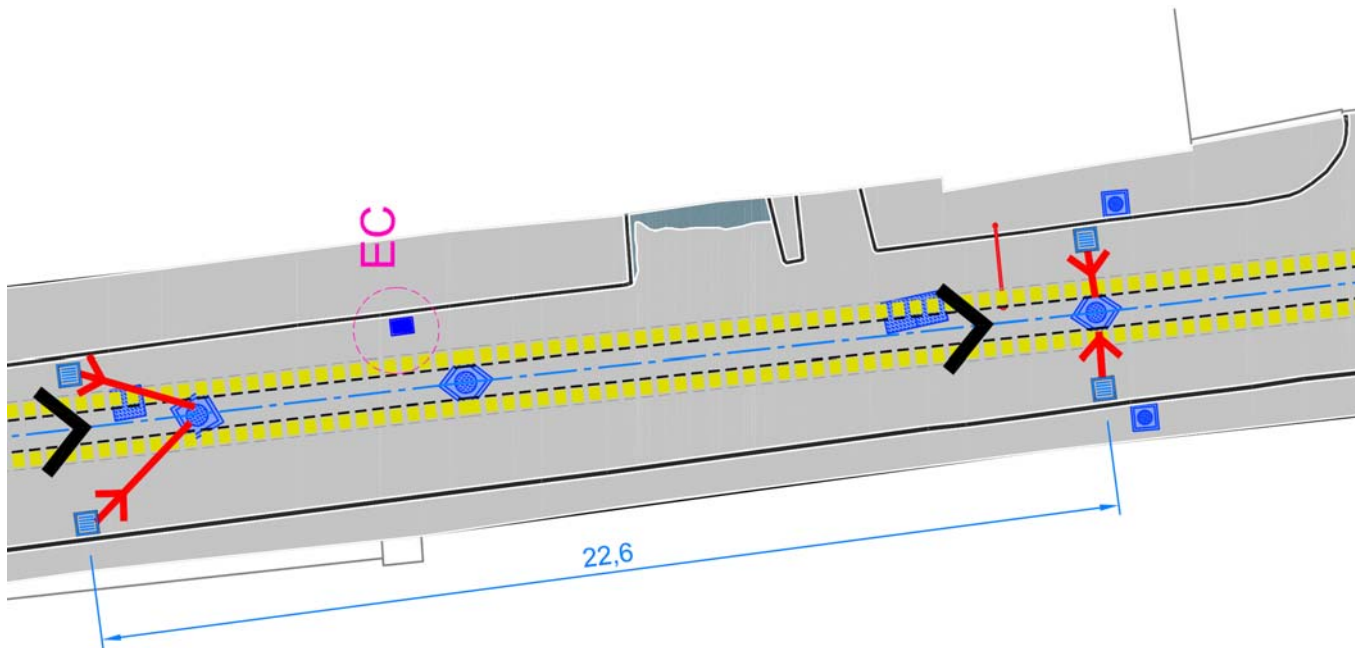


Figura 6 - porzione di Calata S.Francesco oggetto di implemento caditoie

Si va a considerare un interasse delle caditoie di 23.00m ca. la larghezza della strada di 4.00m. pertanto l'area servita da una caditoia risulta ammontare a **96mq a caditoia (condizione di sfavore nel caso in cui la precedente a monte si ostruisce)**. Assunto il coefficiente di deflusso pari a 0.80, l'intensità di pioggia di 114.07 mm/h propria di un tempo di corrivazione assunto pari a 3 min, applicando la formula razionale $Q = \phi I S / 360$ (m^3/s), si ottiene una portata afferente alla singola caditoia pari a $Q = 0.80 \times 114.07 \times 0.013ha/3600 = 0.00329 m^3/s = 2.43 l/s$.

Si vuole ora a verificare la capacità di smaltimento di una singola caditoia.

L'espressione impiegata è quella di Macchionne e Veltri (1988) presente in letteratura

$$Q_c = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0,5} \cdot \left(h - \frac{W}{\text{tg}(\theta)} \right)^{-0,5}$$

dove:

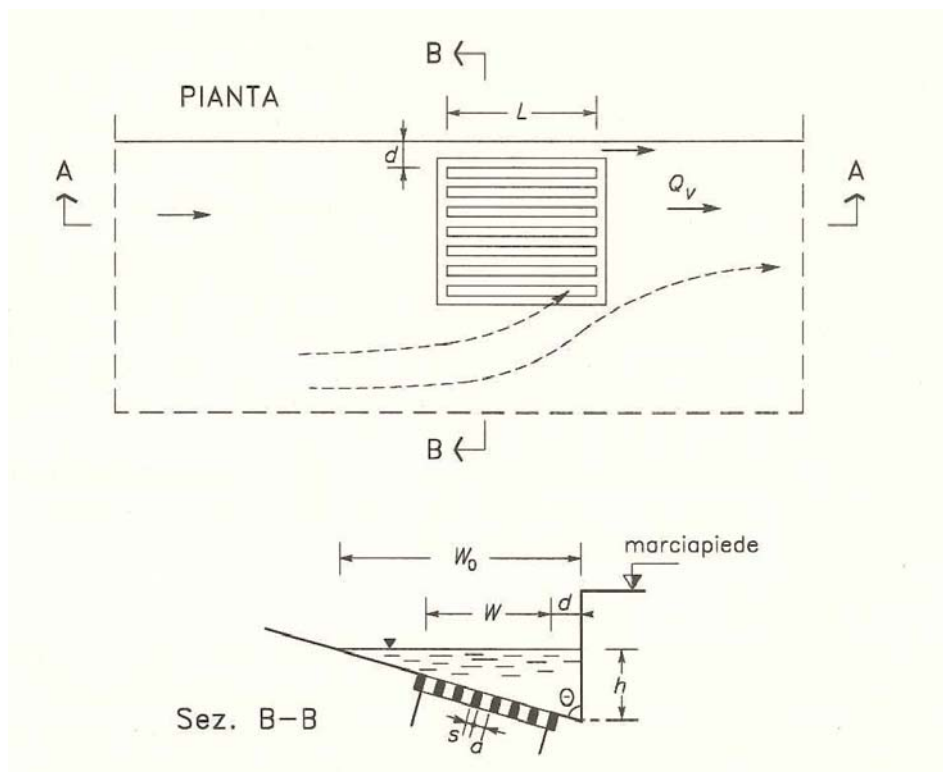
L - lunghezza della caditoia, pari a 50 cm;

h - altezza della cunetta a filo cordolo in mm;

W - larghezza della caditoia, pari a 50 cm;

θ - angolo tra cunetta stradale e cordolo del marciapiede.

Le dimensioni dei parametri si riferiscono alla seguente figura



Nell'applicazione al caso reale:

Applicazione Espressione Macchione e Veltri

L 0,4 m (lunghezza caditoia)

R.T.P. **SAB SRL – B5 SRL** – Ing. **Alberto Capitanucci**

Via Pievaiola 15 - 06128 PERUGIA Cod. Fisc. - Part. IVA 0183492 054 6
Tel. +39 75 5012011 - Fax +39 5012099 - e-mail: info@sabeng.it

h	0,05 m	(altezza della corrente)
W	0,4 m	(larghezza della caditoia)
θ	85 °	(angolo incidente a ridosso cordolo)

$$Q_c = 0,01066251 \text{ mc/s} \quad \rightarrow \quad Q_c = 10,66251 \text{ l/s}$$

Esistono altri metodi più immediati tra cui l'applicazione delle formule di Mc Ghee, comunque idonee in quanto riferibile a situazioni in cui la caditoia sia sempre del tipo a salto e si trovi in condizione di avvallamento con tiranti idraulici h inferiori ai 0.12m.

La formula si scrive:

$$Q_c = \mu P h^{3/2}$$

dove μ vale 1.66, e sempre richiamando le notazioni delle figura sopra, $P = 2 (L + W - n s)$., ovvero il perimetro idraulicamente attivo della caditoia munita di n barre di spessore s ; assumendo una caditoia con griglia 40x40cm con nr 7 barre da 2,50 cm, la portata che essa riuscirà a smaltire sarà data dalla:

Espressione McGhee

h	0,03 m
mu	1,66
P	1,25
s	0,025 m
n	7

$$Q = 0,01078202 \quad \rightarrow \quad Q_c = 10,78202 \text{ l/s}$$

Pertanto si può affermare che una singola caditoia, disposta ad interasse di 23.00 m ca, riesce ampiamente a smaltire la portata generata dalla superficie scolante a monte di essa.

Tuttavia, l'apparente sovrabbondanza di elementi captanti è fittizia: occorre di fatto considerare, a vantaggio di sicurezza, l'ipotesi in cui la griglia della caditoia, durante l'evento di pioggia, risulti totalmente ostruita per cause accidentali (accumuli di

foglie, residui di manifestazioni, etc.); anche in questo caso, peraltro dalla probabilità nemmeno molto remota, la caditoia riuscirebbe a smaltire - con margine di garanzia - la portata afferente da una doppia superficie e quindi a due caditoie.

9.VERIFICA DELLE CANALETTE

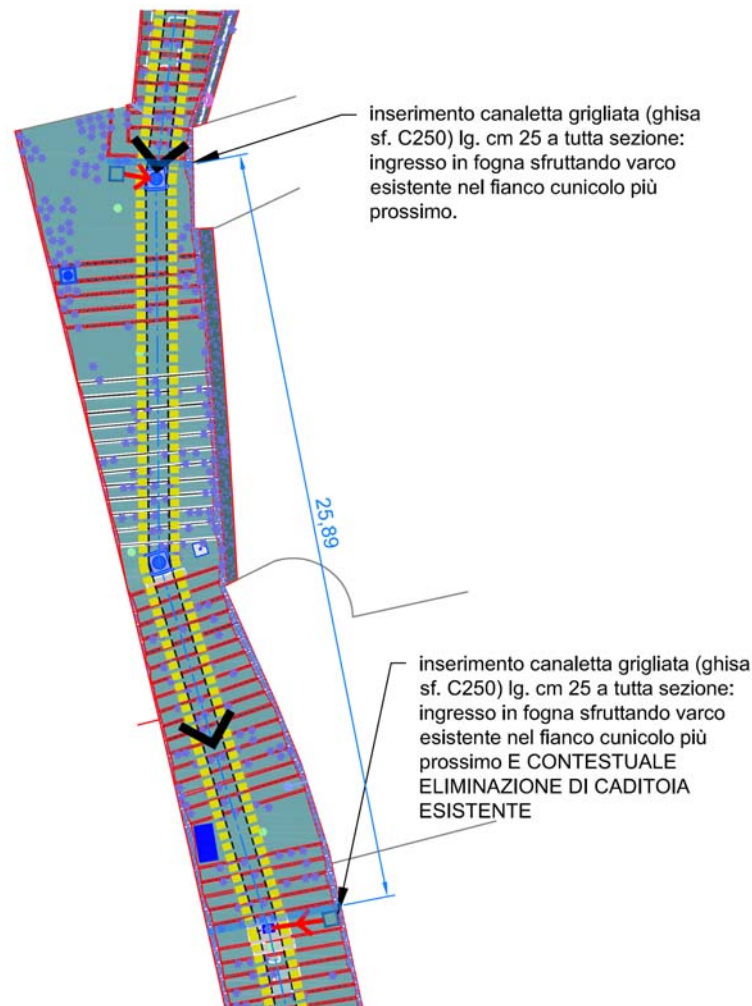


Figura 7 - estratto da planimetria di progetto Calata S. Francesco

L'ubicazione delle canalette è stata distribuita con interasse di circa m 25.00 e, pertanto, considerando una larghezza media dei vicoli di 3.00m , sottendono aree di drenaggio pari a 75.00mq.

Per la verifica delle canalette, è stata presa a riferimento la normativa UNI EN 12056-3 relativa ai canali di gronda. La scelta è ricaduta su tale soluzione sia per porsi a vantaggio di una maggior cautela nelle verifiche, che per evitare la modifica di

soluzioni disponibili in letteratura più consone alla verifica delle caditoie a fessura. In condizioni stazionarie, la portata di acque meteoriche da far defluire da una porzione di vicolo a geometria regolare (circa 25mx3 = 75 mq) può essere calcolata mediante la formula razionale:

$$Q_{\max} = \frac{\phi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

Q_{\max} (l/s) = portata massima che giunge alla canaletta;

ϕ = coefficiente di afflusso assunto pari a 1 (totalmente permeabile) o 0.8 (superficie vicolo urbano);

i (mm/h) = intensità di pioggia ipotizzata costante per una data durata e per un dato tempo di ritorno TR;

A (m²) = superficie afferente alla singola canaletta.

Più precisamente, l'intensità di precipitazione deve essere moltiplicata per un coefficiente di rischio riportato nel prospetto seguente, che tiene conto della destinazione d'uso del manufatto a tracimare, in modo appropriato del rischio accettabile:

$$Q_{\max \text{ corretta}} = Q_{\max} \cdot C \cdot C_r$$

C = coefficiente di scorrimento (in genere pari a 1);

C_r = coefficiente di rischio (varia da 1 a 3).

Una volta trovata la Q_{\max} corretta si deve procedere al calcolo della capacità di deflusso dei singoli elementi.

La capacità dei canali trasversali deve essere calcolata mediante la formula:

$$QL = 0.9 \cdot QN$$

dove:

QL = capacità di progetto di canali di gronda "corti" a cui viene assimilata la canaletta, in l/s;

0.9 = coefficiente di sicurezza adimensionale;

QN = capacità nominale di un canale di gronda a cui viene assimilata la canaletta in l/s, calcolata mediante la formula:

$$QN = QSE \cdot Fd \cdot FS$$

QSE = capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato a cui viene assimilata la canaletta in l/s, calcolata mediante la formula:

$$QSE = 3.48 \cdot 10^{(-5)} \cdot AE^{(1.25)}$$

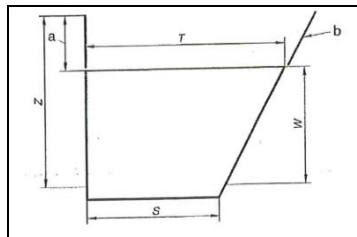
dove:

AE = sezione trasversale totale del canale di gronda, in mm²;

Fd = coefficiente di profondità (vedi figura);

Fs = coefficiente di forma (vedi figura).

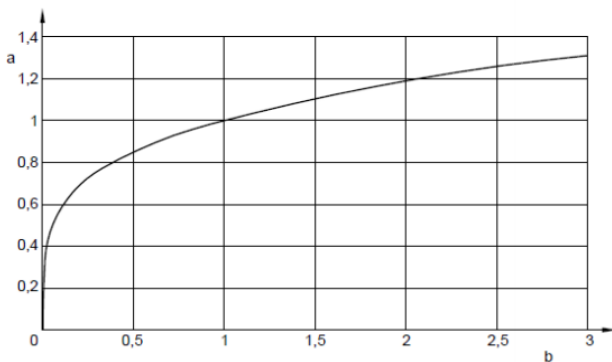
I coefficienti Fd e Fs dipendono dalla geometria della sezione, in particolare dalle dimensioni S, T e W.



5 Coefficiente di altezza, F_d

Legenda

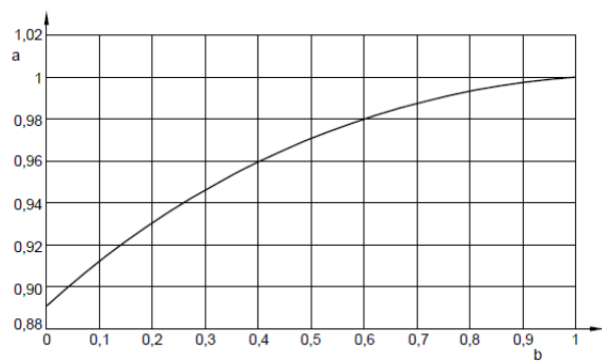
- a Coefficiente di altezza F_d
- b W/T



6 Coefficiente di forma, F_s

Legenda

- a Coefficiente di forma F_s
- b S/T



Eseguendo i calcoli in base alle formule riportate sopra si ottiene

Un canale viene considerato "corto" dal punto di vista idraulico quando la sua lunghezza L non è maggiore di 50 volte l'altezza di progetto dell'acqua W. Nel caso di una canaletta questa corrisponde alla sua altezza totale fino al livello di tracimazione.

RISULTATI DI CALCOLO VERIFICA DI UNA CANALETTA

La canaletta a drenaggio trasversale dei vicoli, è stata concepita in calcestruzzo polimerico e dotata di propria griglia a ponte in ghisa sferoidale C250, di standard commerciale, avente sezione utile di 0.027 mq.

Richiamando ora quanto illustrato nel prospetto 5 della UNI EN 12056-3, si vuole individuare il bordo libero riferito al canale di progetto:

prospetto 5 **Dimensioni minime di bordo libero di canale di gronda per compluvi e parapetti**

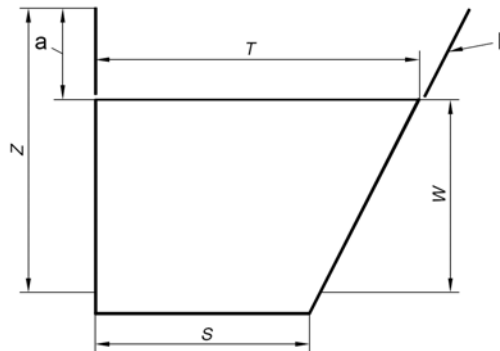
Altezza della grondaia compreso il bordo libero Z (mm)	Dimensioni minime di bordo libero (mm)
Minore di 85	25
Da 85 a 250	$0,3 Z$
Maggiore di 250	75

si assume pertanto (dal produttore):

$Z = 160 \text{ mm}$

Bordo libero a ($0.3 Z$) = 48 mm

Richiamando lo schema tipo dei parametri dei canali di parapetto, si individuano i seguenti parametri propri del canale di progetto:



$W = Z - a = 210\text{mm} - 48 \text{ mm} = 162 \text{ mm}$

$S = 100 \text{ mm}$ (appross.)

Considerata la destinazione del manufatto, si è assunto un coeff. di sicurezza pari a 1.

Di seguito si allegano i risultati del foglio di calcolo.

Tr	durata	altezza pioggia (mm)	intensità pioggia oraria (mm/h)
20	3	5,78	114,07

SEZIONE CANALETTA

PORTATA METEORICA DI PROGETTO

Formula Razionale

$$Q_{max} = \frac{\phi \cdot i \cdot A}{3600}$$

Qmax (l/s) = portata massima che giunge alla sezione

ϕ = coefficiente di afflusso assunto pari a 1 (superficie completamente impermeabile)

i (mm/h) = intensità di pioggia ipotizzata costante per una data durata e per un dato tempo di ritorno TR;

A (m²) = superficie di copertura afferente all'elemento di drenaggio

$$Q_{max\ corretta} = Q_{max} \cdot C \cdot Cr$$

C = coefficiente di scorrimento (in genere pari a 1)

Cr = coefficiente di rischio

Dimensioni tetto

L (m)	25
l (m)	3
A (m ²)	75

Qmax (l/s)

2,376458333

Qmax corretta (l/s)

2,376458333

1
2
3

CAPACITÀ CANALE DI GRONDA

$$QL = 0.9 \cdot QN$$

QL = capacità di progetto di canali di gronda "corti" (l/s)

$$QN = QSE \cdot Fd \cdot Fs$$

QN = capacità nominale di un canale di gronda (l/s)

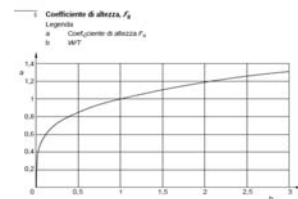
$$QSE = 3.48 \cdot 10^{(-5)} \cdot AE^{(1.25)}$$

QSE = capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato (l/s)

AE = sezione trasversale totale del canale di gronda (mm²)

Fd = coefficiente di profondità (vedi figura)

Fs = coefficiente di forma (vedi figura)



Dati da inserire:

W (m)	0,16
T (m)	0,2
S (m)	0,1
W/T	0,95
S/T	0,5

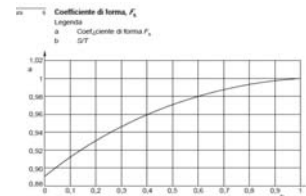
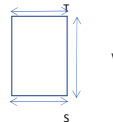
Fd	0,9
Fs	0,97

AE (mm²) 16000,00

QSE (l/s) 6,26

QN (l/s) 5,47

QL (l/s) 4,92



W*50	8,00
L	3

L > W*50

CANALE LUNGO

se il canale non è della tipologia "CANALE CORTO" la portata QL deve essere moltiplicata per il corrispondente coefficiente di capacità FL ricavato dalla tabella.

$$QL_{finale} = QL \cdot FL$$

L (m) 12,8

W (m) 0,112

L/W 114,29

FL 1,08

QL_finale (l/s)

5,31

Tabella 1. Coefficiente di capacità, FL, per canali di gronda lunghi, nominalmente orizzontali o con pendenza verso una bocca di efflusso

L (m)	Coefficiente di capacità, FL				
	Nominalmente orizzontali da 0 metri a 1 metro	Pendenza 0,50%	Pendenza 1,00%	Pendenza 1,50%	Pendenza 2,00%
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
75	0,97	1,02	1,04	1,07	1,09
100	0,93	1,03	1,06	1,13	1,16
125	0,90	1,05	1,12	1,20	1,27
150	0,88	1,07	1,17	1,27	1,37
175	0,83	1,08	1,21	1,33	1,46
200	0,80	1,10	1,25	1,40	1,55
225	0,78	1,10	1,25	1,40	1,55
250	0,77	1,10	1,25	1,40	1,55
275	0,75	1,10	1,25	1,40	1,55
300	0,73	1,10	1,25	1,40	1,55
325	0,72	1,10	1,25	1,40	1,55
350	0,70	1,10	1,25	1,40	1,55
375	0,68	1,10	1,25	1,40	1,55
400	0,67	1,10	1,25	1,40	1,55
425	0,65	1,10	1,25	1,40	1,55
450	0,63	1,10	1,25	1,40	1,55
475	0,62	1,10	1,25	1,40	1,55
500	0,60	1,10	1,25	1,40	1,55

Note:
1) Lunghezza di scatto della grondaia, in millimetri (mm).
2) Altezza teorica dell'acqua, che per le grondaie esterne corrisponde alla profondità totale della grondaia fino al livello di immissione e per le grondaie di copione a pendenza corrispondente alla profondità fino al livello di immissione meno la tolleranza del livello Storm, in millimetri (mm).

Come si può notare, $QL = 5.31$ l/s risulta $> Q_{max}$ corretta = 2.37 l/s, ovvero il canale scelto riesce a smaltire la portata critica stimata mantenendo il franco di bordo libero di almeno 48 mm prima della tracimazione; pertanto la capacità del canale scelto soddisfa i quantitativi di progetto.

Anche in questo caso si va a considerare, a vantaggio di sicurezza, l'ipotesi in cui la portata da smaltire sia doppia qualora la canaletta precedente ed ubicata più a monte risulti completamente intasata.

10. VERIFICHE IN RELAZIONE ALL'IMPIANTO ESISTENTE

La presente verifica, viene effettuata oltre che per recepire quanto richiesto dagli enti gestori espressi sul progetto Definitivo, anche per verificare come l'intervento impatti sul regime idraulico esistente.

Si è proceduto ad una verifica in corrispondenza della sezione di chiusura più svantaggiata, ovvero quella immediatamente a monte del punto di recapito.

Stando a quanto indicato nelle cartografie messe a disposizione dal Comune di Napoli, nel sottosuolo della via, ed in particolare nel tratto di valle finale, il collettore fognario mostra una sezione rettangolare di 0.70m di larghezza per 1.50 m di altezza; la pendenza media del cunicolo voltato è nell'ordine del considerevole valore del **21%** (valore medio cautelativo, inteso che in alcuni tratti risulta anche maggiore).

L'estensione della via di intervento consiste in **ml 420**. Considerando una larghezza media della via di m 5.00, si ottiene un'area scolante (cautelativa) di 1.680 mq; a questo valore verrà applicato un coefficiente di deflusso pari a 0.9; tuttavia, sulla via e nel cunicolo, afferriranno anche le coperture degli edifici prospicienti sulla via; si considera pertanto una superficie afferente aggiuntiva doppia derivante dai piazzali e coperture degli edifici serviti da via S.Francesco; si ritiene in ogni caso opportuno considerare un coefficiente di deflusso pari a 0.8 data la presenza del verde privato; pertanto si ottiene una superficie afferente aggiuntiva di : $1680\text{mq} \times 2 \times 0.8 = 2.688$ mq.

E' possibile pertanto individuare un coeff. di deflusso medio del bacino:

Coefficiente di deflusso medio del bacino di Via S.Francesco: $(1.680 \times 0.9 + 2.688 \times 0.8) / 4.368 = \mathbf{0.83}$

Applicando ora la formula razionale, si può ottenere un valore della portata generata dal singolo bacino di via S.Francesco:

$$Q_{max} = \frac{\phi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

Q_{max} (l/s) = portata massima che giunge alla sezione di chiusura;

ϕ = coefficiente di afflusso assunto pari a 0.83 (prossima a superficie vicolo urbano);

i (mm/h) = intensità di pioggia ipotizzata costante per una data durata e per un dato tempo di ritorno TR;

A (m²) = superficie afferente dalla via e dalle superfici pertinenziali (4.368 mq nel caso in esame)

Assunto il coefficiente di deflusso pari a 0.83, l'intensità di pioggia di 114.07 mm/h propria di un tempo di corrivazione assunto pari a 3 min, applicando la formula razionale $Q = \phi I S / 360$ (m³/s), si ottiene una portata generata da via S.Francesco pari a $Q = 0.83 \times 114.07 \times 0.436 \text{ ha} / 360 = 0.1151 \text{ m}^3/\text{s} = 115.10 \text{ l/s}$.

Approssimando ora il cunicolo sottostante la via ad un canale rettangolare, con i dati geometrici desunti da cartografie del comune di Napoli:

SEZIONE RETTANGOLARE

Dati della sezione

H=	150	cm	(Altezza sezione)
b=	70	cm	(Base minore sezione)
B=	70	cm	(Base maggiore)
Angolo	0	gradi	
Area=	1,05	mq	
Pendenza	21,00	%	
K	35	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	
Portata di progetto	1	mc/sec	

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
7,50	85,00	0,053	0,062	0,1316	2,51
15,00	100,00	0,105	0,105	0,3748	3,57
2,45	74,90	0,017	0,023	0,0222	1,29
30,00	130,00	0,210	0,162	0,9990	4,76
37,50	145,00	0,263	0,181	1,3474	5,13
45,00	160,00	0,315	0,197	1,7098	5,43
52,50	175,00	0,368	0,210	2,0825	5,67
60,00	190,00	0,420	0,221	2,4628	5,86
67,50	205,00	0,473	0,230	2,8489	6,03
75,00	220,00	0,525	0,239	3,2396	6,17
82,50	235,00	0,578	0,246	3,6340	6,29
90,00	250,00	0,630	0,252	4,0314	6,40
97,50	265,00	0,683	0,258	4,4312	6,49
105,00	280,00	0,735	0,263	4,8330	6,58
112,50	295,00	0,788	0,267	5,2366	6,65
120,00	310,00	0,840	0,271	5,6416	6,72
127,50	325,00	0,893	0,275	6,0479	6,78
135,00	340,00	0,945	0,278	6,4552	6,83
142,50	355,00	0,998	0,281	6,8635	6,88
150,00	370,00	1,050	0,284	7,2726	6,93

Nel nostro caso, è stato assunto un coeff. di Strickler pari a 35 (relativo a cemento degradato/muratura grezza).

R. T. P. **SAB SRL – B5 SRL** – Ing. **Alberto Capitanucci**

Via Pievaiola 15 - 06128 PERUGIA Cod. Fisc. - Part. IVA 0183492 054 6
Tel. +39 75 5012011 - Fax +39 5012099 - e-mail: info@sabeng.it

A metà altezza del collettore fognario, la portata che riesce ad essere smaltita si attesta pertanto nell'ordine dei 2.00 mc/sec. Confrontando questo dato con il valore della portata generato da Via S.Francesco (cautelativo) individuato, si evince come i 115 l/s perturbino solo in minima parte l'ordinaria capacità smaltente dell'esistente sezione idraulica.

Occorre anche segnalare come il collettore esistente in Via S.Francesco veda la sua origine con la stessa via, e conduce solo se stesso, senza altre immissioni censite; pertanto, a fronte di una capacità smaltente di 2000 l/s propria del cunicolo (riferito a metà altezza interna come da tabella di calcolo precedente) si riesce a confermare la sovrabbondante capacità di drenaggio delle rete esistente, e quindi il recapito per quanto previsto dal presente progetto esecutivo.

11.CONCLUSIONI

Le verifiche hanno dimostrato la bontà delle soluzioni di progetto proposte. L'intervento in progetto, orientato ad una filosofia di conservazione e risanamento delle pavimentazioni attuali, pur non prevedendo un rifacimento degli impianti fognari storici profondi, consente:

- l'ottimizzazione e la riorganizzazione del drenaggio superficiale con incremento dei punti di ingresso in fogna (laddove mancanti);
- una generale regolarizzazione degli interassi delle caditoie e canalette;
- la conservazione del tipo storico in pietra;

In merito al mantenimento delle soluzioni tradizionali e storicizzate delle caditoie in pietra, occorre aggiungere la considerazione sulla loro efficienza: essendo artigianali e non omologate ad uno standard verificabile, risulta di difficile analisi individuare la portata per ognuna di esse; pertanto, l'incremento del numero di nuove caditoie e canalette trasversali serve di fatto a sopperire anche eventuali mancanze e/o insufficienze di quelle storiche.

L'intervento inoltre non risulta aggravante per l'ordinaria capacità drenante e smaltente del sistema di collettori esistenti.

12.RIFERIMENTI NORMATIVI

- *UNI EN 12056-3*
- *UNI EN 12056-4*
- *Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia*
- *Zonizzazione VAPI Campania*
- *PTUA Regione Lombardia*