CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE

PROGETTO DEFINITIVO

Costruzione di un nuovo edificio scolastico presso l'area di Via Raffaello Sanzio ad Empoli
CIG: 7190268CD9

STAZIONE APPALTANTE

CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE
Palazzo Medici Riccardi - Via Cavour, 1
50129 Firenze

STUDI DI PROGETTAZIONE

ATIproject
Via G. B. Picotti 12/14, 56124 Pisa
Tel +39.050.57.84.60
Fax. +39.050.38.69.084
P.IVA 01991420504

SAMA Scavi Archeologici Soc. Coop.
Corso Gasperina 71, 00118 Roma
Cell +39.348.9273467
Fax. +39.06.94.80.04.93
P.IVA 11468301004

STAFF DI PROGETTAZIONE

ARCHITETTONICO:	Ing. Arch. Branko Zrnic
STRUTTURALE:	Ing. Arch. Branko Zrnic Ing. Gerardo Masiello
IMPIANTI ELETTRICI:	Ing. Luca Serri
IMPIANTI MECCANICI:	Ing. Luca Serri
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Ing. Arch. Branko Zrnic Ing. Vito Avino
GEOLOGO:	Geol. Paola Baronci

COLLABORATORI:

Ing. Arch. Filippo Vallerini	Ing. Giorgia Cavatorta
Ing. Gian Luca Grassini	Ing. Carmine Lamberti
Ing. Luca Lanatà	Per. Ind. Alberto Vestrucci
Ing. Veronica Palla	Ing. Marco Casalini
Ing. Valerio Bagagli	Ing. Marco Cinotti
Arch. Mila Splendiani	Ing. Francesco Del Viva
Ing. Chiara Porroni	Ing. Matteo Pierotti
Ing. Lucrezia Dosmi	Ing. Marco Mori
Arch. Ludovico Romboli	Ing. Luca Guidi
Ing. Martina Di Pede	Ing. Martina Pellegrino
Ing. Alessandro Pianigiani	Ing. Anna Continanza
Ing. Michele Versace	Ing. Pietro Diamanti
Ing. Lino Blundo	Ing. Laura De Salvo

DATI DI PROGETTO

DATA	N° PROGETTO	NOME PROGETTO
Luglio 2018	*829.18*	*Definitivo Scuola Empoli*

REVISIONI

N°	MOTIVAZIONE	DATA
Rev01	Aggiornamento elaborati	24/09/2018

RELAZIONE

Copyright © by ATIproject

OGGETTO:
Requisiti smaltimento acque meteoriche e calcolo invarianza idraulica

REL SC
Rev01

PRIMA DI INIZIARE I LAVORI TUTTE LE MISURE DEVONO ESSERE CONTROLLATE E VERIFICATE IN CANTIERE. L`APPALTATORE È RESPONSABILE DELLA LORO ESATTEZZA. QUANDO SONO PRESENTI INDICAZIONI RELATIVE A PARTICOLARI DETTAGLI COSTRUTTIVI, QUESTI DEVONO ASSOLUTAMENTE ESSERE PRESI A RIFERIMENTO PER L'ESECUZIONE DELL'OPERA.

GLI ESECUTIVI SONO DA LEGGERSI UNITAMENTE AGLI ESECUTIVI STRUTTURALI ED IMPIANTISTICI. MODIFICHE O DISCREPANZE PRESENTI NEGLI ESECUTIVI STRUTTURALI O IMPIANTISTICI DEVONO ESSERE COMUNICATE TEMPESTIVAMENTE AI PROGETTISTI TRAMITE IL DIRETTORE DEI LAVORI. NON É PERMESSA ALCUNA MODIFICA DI QUALUNQUE GENERE SE NON PREVENTIVAMENTE ACCETTATA E CONTROFIRMATA DAI PROGETTISTI ARCHITETTONICI CHE RIMANGONO GLI UNICI AVENTI DIRITTO AD APPORTARE MODIFICHE.

SI ELENCANO INOLTRE LE SEGUENTI PRECISAZIONI AL FINE DI POTER INTERPRETARE CORRETTAMENTE TUTTI GLI ELABORATI ESECUTIVI:

a. LE QUOTE IN PIANTA IN ASSE AGLI INFISSI APRIBILI SONO DA CONSIDERARSI MISURATE AL NETTO DEL TELAIO SIA RELATIVAMENTE ALLA LARGHEZZA CHE ALL'ALTEZZA;
b. PER LE STRATIGRAFIE DELLE PARETI E CONTROPARETI SI FA RIFERIMENTO ALLO SPECIFICO ABACO;
c. É FONDAMENTALE PORRE MOLTA ATTENZIONE AI DETTAGLI COSTRUTTIVI, IN PARTICOLAR MODO ALLA POSA DEGLI ISOLANTI E DELLE MEMBRANE IMPERMEABILIZZANTI;
d. TUTTE LE GIUNZIONI, PUNTI DI CONNESSIONE TRA SOLAI E PARETI ESTERNE, TUTTI LE CONNESSIONI SUI SERRAMENTI, TUTTE LE APERTURE, FORI, TUBAZIONI, LINEE ECC. CHE CONDUCONO VERSO L'ESTERNO DEVONO ESSERE ESEGUITI ASSOLUTAMENTE IMPERMEABILI ALL'ARIA CON NASTRI ADESIVI O COLLE ADEGUATE.

É vietata la riproduzione del presente elaborato tecnico con qualsiasi mezzo, compreso la fotocopia, qualora non autorizzata da Atiproject.

Sommario

1 Premessa 2
2 Ubicazione dell'intervento e ricostruzione del reticolo 3
3 Definizione del regime pluviometrico 10
4 La superficie impermeabile equivalente 13
5 Procedure e metodi utilizzati nel dimensionamento della vasca non in linea 16
6 Verifica del dimensionamento secondo le indicazioni del RU 18
7 Predimensionamento del pozzetto ripartitore 19
7.1 Collegamento idraulico pozzetto ripartitore 20
8 Il Bacino Idraulico e la Rete Fognaria 20
9 Scelta del tempo di ritorno 25
10 Definizione del regime pluviometrico 26
11 Ietogramma di progetto 29
12 Quantificazione della pioggia netta 30
13 Predimensionamento secondo il metodo cinematico o della corrivazione 32
13.1 SCALA DI DEFLUSSO 32
13.2 DETERMINAZIONE DEL GRADO DI RIEMPIMENTO 33
13.3 PROCEDIMENTO ITERATIVO DI VERIFICA 34
14 Verifica della rete con EPA SWMM 5.1 36
15 DISOLEATORE 43
16 Conclusioni 46

1 PREMESSA

Il presente studio è svolto a supporto del progetto definitivo per la *costruzione di un nuovo edificio scolastico presso l'area di Via Raffaello Sanzio ad Empoli, CIG 7190268CD9*, commissionato da CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE.

Il progetto fornitoci in copia riguarda la realizzazione di due edifici maggiori a due piani, collegati tra loro da altrettanti edifici minori; i primi sono adibiti ad aule scolastiche l'uno e palestra l'altro, mentre i secondi ospitano prevalentemente uffici. Completano il progetto un'area destinata a parcheggio pubblico a servizio del plesso scolastico ed alcune sistemazioni esterne e aree vegetate.

Il presente studio idrologico assolve quindi la funzione di dimensionamento delle opere idrauliche necessarie al rispetto del requisito di invarianza idraulica a seguito delle nuove impermeabilizzazioni.

L'area destinata alla realizzazione infatti risulta attualmente inedificata ed impiegata a scopo agricolo; il reticolo drenante di dettaglio risulta attualmente poco visibile perchè modificato da errate pratiche agricole e fortemente vegetato. Si è perciò provveduto ad una analisi delle foto aeree storiche al fine verificare il sistema drenante di dettaglio ipotizzato durante apposito sopralluogo sull'area.

Il presente studio permetterà perciò di determinare l'entità dell'afflusso meteorico sull'area in esame ed il dimensionamento delle opere di laminazione dello stesso onde assicurare il non aggravio delle portate liquide da drenare a carico del reticolo idraulico secondario, ricettore dell'attuale reticolo di dettaglio, secondo quanto prescritto dal Regolamento Urbanistico attualmente vigente per il Comune di Empoli. In particolare si farà riferimento a quanto indicato al paragrafo *Misure per il contenimento dell'impermeabilizzazione del territorio*, riportato all'interno della *Relazione geologica di fattibilità* del marzo 2013 e pubblicata sul sito internet dello stesso Comune.

Tale Norma prescrive infatti che ogni trasformazione di nuova edificazione debba garantire il mantenimento di una superficie permeabile pari ad almeno il 25%, e che l'invarianza idraulica debba essere ottenuta privilegiando soluzioni tecniche che favoriscano l'infiltrazione e mediante sistemi tarati che consentano lo scarico al massimo di portate pari a 50l/s per ettaro di superficie scolante.

Le piogge da considerare a base di calcolo secondo quanto prescritto hanno durata oraria e tempo di ritorno ventennale, con distribuzione temporale dell'intensità di pioggia di tipo costante.

Infatti le acque meteoriche che cadono al suolo durante una precipitazione di pioggia devono essere opportunamente raccolte e restituite al loro ciclo naturale evitando, possibilmente, il loro convogliamento nelle reti fognarie e favorendo, invece, lo smaltimento in loco attraverso l'infiltrazione naturale nel terreno, limitando cioè gli effetti impermeabilizzanti conseguenti alle nuove realizzazioni.

Là dove ciò non è possibile, rendendo necessario scaricare tali acque in corsi d'acqua superficiali o reticoli fognari, tutti gli interventi di nuova edificazione, o interventi ad essi assimilati, devono essere dotati di vasche di laminazione che consentano l'accumulo delle acque meteoriche ed il rilascio lento e programmato delle stesse nella fognatura o nelle aste fluviali presenti.

Tali manufatti sono in grado di fungere da volano idraulico durante i piovaschi di particolari intensità e durata, trattenendo temporaneamente la portata intercettata dalle superfici impermeabili, evitando pertanto pericolosi sovraccarichi a scapito dei ricettori finali.

Per il corretto funzionamento dell'opera è necessario che tutte le superfici scolanti la cui permeabilità è variata rispetto a quella preesistente siano ad essa afferenti.

Inoltre il volume di invaso da destinare all'opera di laminazione non dovrà essere impiegato diversamente. Qualora si scegliesse di realizzare ad esempio volumi di invaso da destinare al recupero delle acque piovane, questi non potranno coincidere con i volumi da destinare alla laminazione.

Nel seguito si descrive in modo dettagliato il metodo di calcolo da impiegare per il dimensionamento della vasca e del pozzetto ripartitore con bocca tarata per la limitazione della portata in uscita.

2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO E RICOSTRUZIONE DEL RETICOLO

L'area oggetto di intervento è situata in prossimità di altri complessi scolastici esistenti e compresa tra Via Raffaello Sanzio a nord, Via Bonistallo ad est, la ferrovia a sud e via Rio di Santa Maria ad ovest.

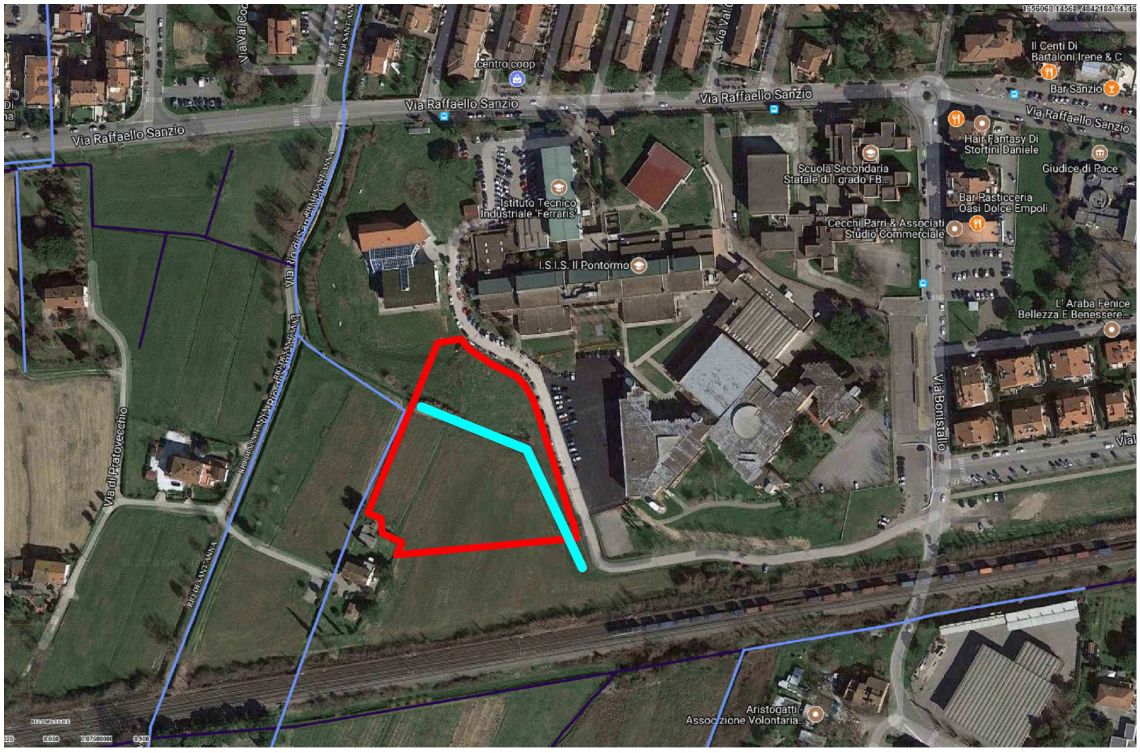


Si riporta di seguito una miniatura della tavola progettuale di planimetria



L'area oggetto di intervento non è interessata da corsi d'acqua secondari cartografati all'interno del reticolo idrografico ai sensi della LR 79/2012 e aggiornato con DGRT 1357/2017, ma confina con uno di essi (ID MV36011) lungo il lato ovest, senza

modificarlo. Il progetto architettonico rispetta inoltre la distanza minima di 10 m dei fabbricati dal ciglio superiore di tale corso d'acqua.



Al fine di determinare l'attuale sistema di drenaggio superficiale di dettaglio, oltre ad apposito sopralluogo, si è provveduto a reperire immagini storiche aeree mediante il portale GEOSCOPIO messo a disposizione dalla Regione Toscana, da cui è stato possibile individuare la presenza di una scolina campestre, non rientrante nel reticolo idraulico secondario ai sensi della LR 79/2012, attualmente non individuabile sul posto a causa di una forte vegetazione.

Tale scolina attraversa diagonalmente l'area oggetto del presente progetto e sarà perciò sostituita quasi integralmente dal futuro reticolo fognario delle acque pluviali che recapiterà le acque raccolte, previa laminazione delle portate, nel medesimo punto di immissione di tale scolina nel reticolo idraulico secondario. Tutto l'intervento così dimensionato, anche grazie al sistema di laminazione delle portate, sarà tale da potersi ritenere sostanzialmente immutato rispetto alla situazione attuale.

Nelle immagini a seguire e nella precedente è individuata a contorno rosso l'area in progetto e a linea ciano la scolina campestre.

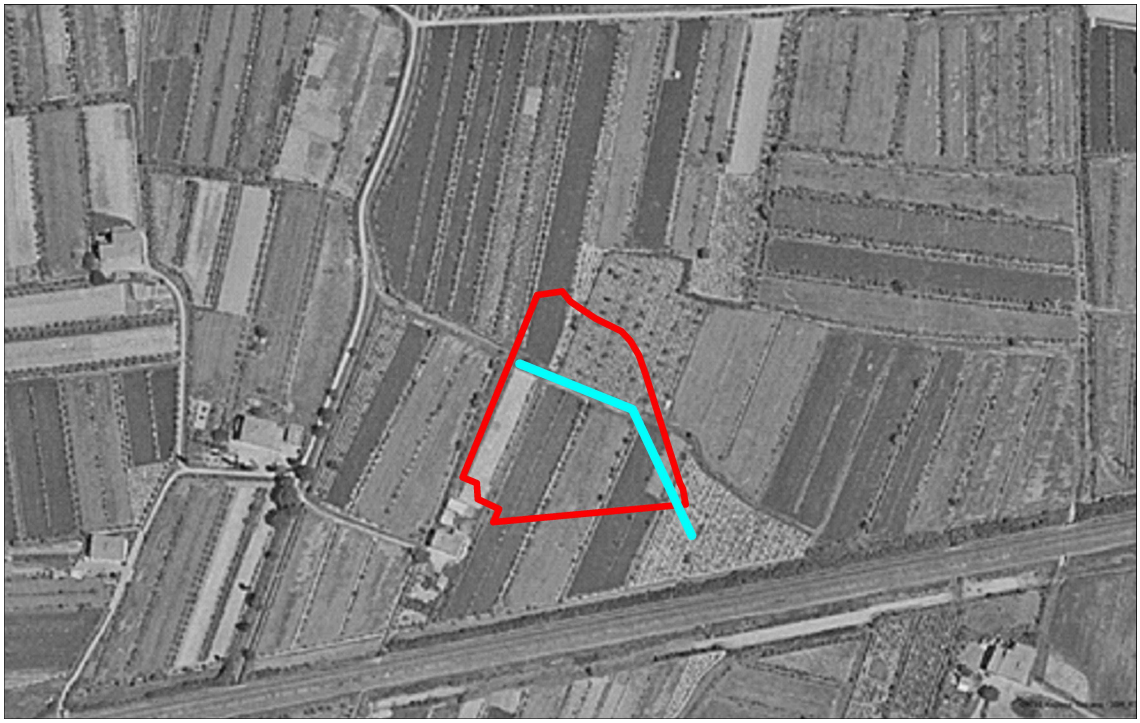


Immagine del 1965

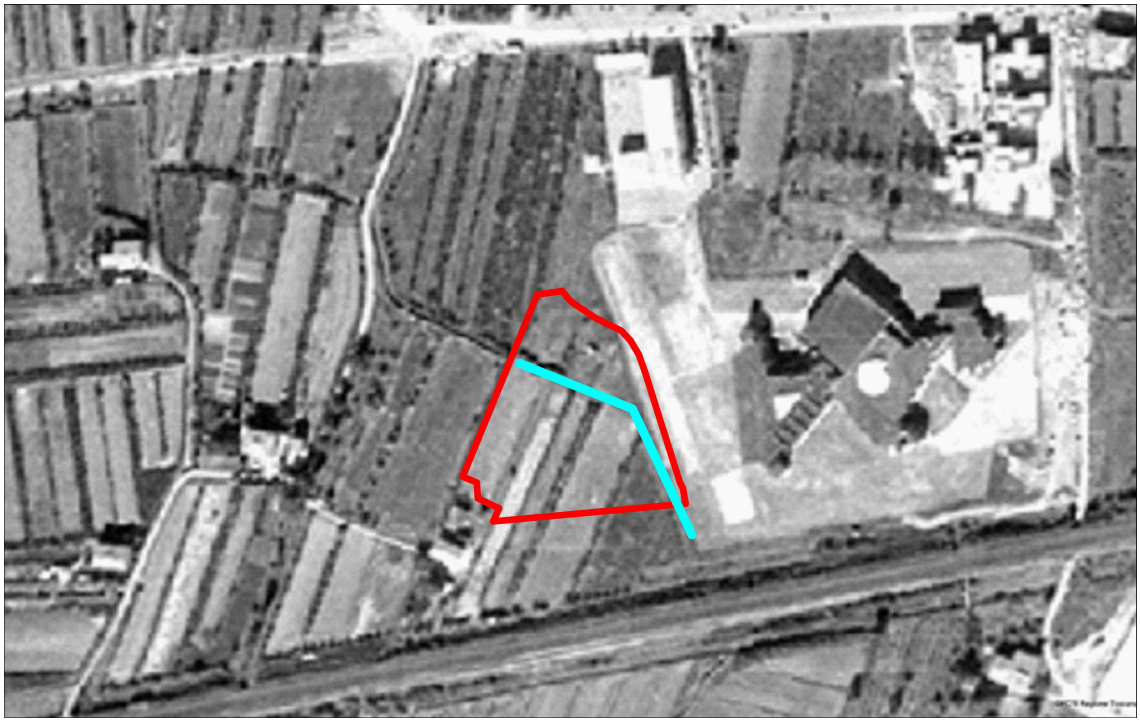


Immagine del 1978



Immagine 2004



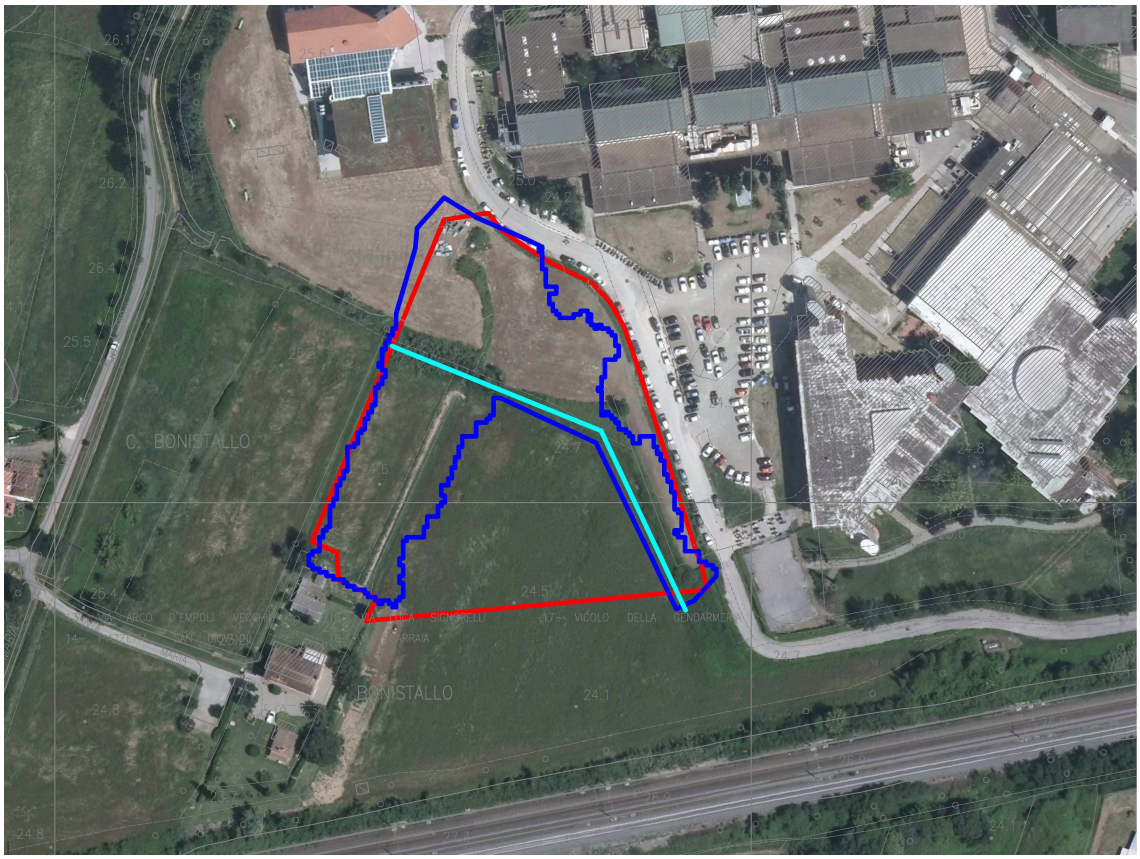
Immagine del 2016

La scolina campestre cui si fa riferimento è interamente contenuta all'interno dell'area oggetto dell'intervento e risulta attualmente soppressa dalle pratiche agricole attuate sull'area, dalla realizzazione del rilevato posto più a nord (realizzato in occasione della costruzione di un altro edificio scolastico nel 2009), nonché da una folta vegetazione.

Si faccia riferimento alle immagini aeree storiche e si osservi la scomparsa del reticolo di drenaggio di dettaglio tra gli anni 1978 e 2004 chiaramente imputabile ad errate pratiche agricole.

Il bacino idraulico oggi afferente a tale scolina è perciò praticamente nullo, infatti tutta l'area sembra smaltire le acque meteoriche quasi esclusivamente per infiltrazione, conservando attualmente solo una alquanto limitata pendenza verso il fosso di guardia lungo la ferrovia.

Tuttavia, anche con l'ausilio del rilievo lidar fornito dalla Regione e delle foto aeree storiche nonché di opportuno sopralluogo, si è provveduto ad individuare il bacino imbrifero che con tutta probabilità afferiva originariamente a tale scolina, e riportato nell'immagine sottostante a contorno blu. In ciano è evidenziato il percorso della scolina, in rosso il contorno dell'area di intervento.

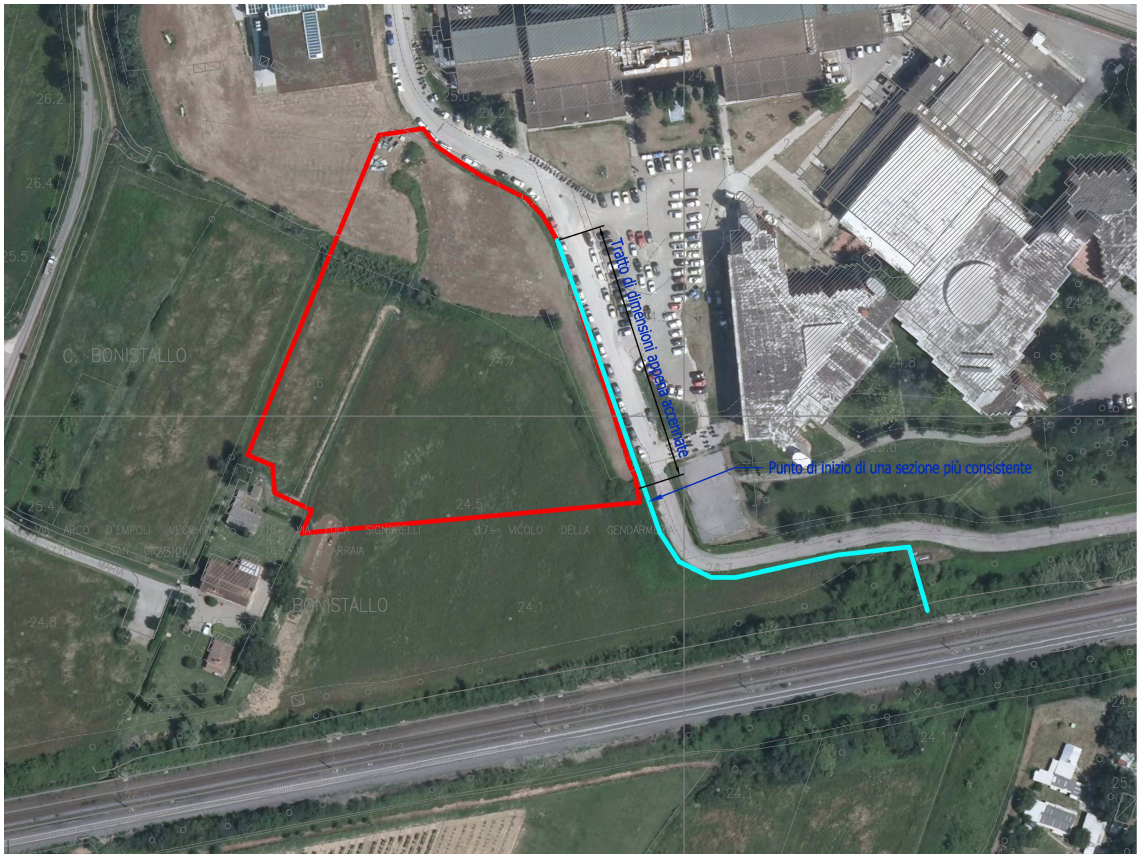


E' allora facile osservare che l'intero bacino idraulico afferente alla scolina in oggetto è interno all'area di intervento ed essa non riceve alcuna immissione da altre aree limitrofe.

Le aree esterne al bacino e poste a sud di esso risultano pressochè pianeggianti, con leggerissima pendenza verso sud. Allo stato attuale esse drenano quindi quasi esclusivamente per infiltrazione.

Pertanto con il presente progetto si è ritenuto di sopprimere tale scolina che sarà integralmente sostituita dal sistema di fognatura pluviale.

Quanto alle aree pavimentate poste ad est dell'area di intervento esse drenano verso il lato est della strada esistente, in direzione del parcheggio esistente e dotato di rete di fognatura pluviale. Tuttavia tra il lato est dell'area di intervento e la strada esistente è interposta una scolina campestre di dimensioni appena accennate (circa 30 cm di profondità), che prende consistenza solo a sud dell'area di intervento. In figura è individuato il tracciato di tale scolina che si riversa nel fosso di guardia della ferrovia.



Tale scolina quindi in base alla morfologia del terreno sembra non ricevere quasi alcun apporto idraulico nel tratto di piccole dimensioni, o al più drena quella che può essere definita banchina stradale o alcune piccole porzioni di superficie asfaltata della stradina stessa. La perimetrazione di un bacino ben definito per tale scolina risulta in ogni caso assai difficoltosa.

Le dimensioni della scolina prendono consistenza solo a sud dell'area di intervento, dove il bacino afferente è di più facile individuazione ed è costituito dal tratto di strada ovest-est ed alcune aree verdi più a nord.

E' perciò sicuramente possibile asserire che le aree recapitanti in tale scolina sono esterne all'area di intervento.

3 DEFINIZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO

Il regime pluviometrico della zona in esame è stato determinato con riferimento allo studio a carattere regionale "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME – LSPP – Aggiornamento al 2012" redatto grazie alla collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, e disponibile sul sito del Settore Idrologico Regionale.

Il sistema ha provveduto alla definizione dei parametri a, n ed m descrittivi delle LSPP secondo una maglia regolare di lato 1km, e permette così di individuare i valori più appropriati dei tre parametri, semplicemente introducendone latitudine e longitudine.

Attraverso l'utilizzo del metodo statistico TCEV (Two Component Extreme Value) il citato studio definisce per il campo delle durate di pioggia minori e maggiori ad un'ora le curve di possibilità pluviometrica nella forma trinomia convenzionale

$$h = a \cdot t^n \cdot T_R{}^m$$

In questo caso sono presi in considerazione solo i parametri della curva di possibilità pluviometrica definiti per il campo delle durate di pioggia superiori ad un'ora. Il parametro m non è disponibile ma sono diversificati i valori a ed n per i diversi tempi di ritorno.

Per la presente analisi, in accordo con quanto riportato nel documento "Guida all'uso" allegato allo stesso studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" già citato, si è provveduto mediante tecnologia GIS a caricare i files forniti dallo studio riportanti i parametri georeferenziati a ed n, ed a ritagliare tale dato secondo il perimetro del bacino considerato. Così facendo si è individuata un'unica cella della maglia ricadente all'interno di tale perimetro.

Di seguito si riportano quindi i valori dei due parametri per la cella individuata:

	"a"	"n"
TR2	23,213	0,24139
TR5	32,747	0,2379
TR10	39,555	0,24773
TR20	46,586	0,26146
TR30	50,739	0,26906
TR50	56,055	0,27744
TR100	63,275	0,28716
TR150	67,607	0,29205
TR200	70,611	0,29472
TR500	80,536	0,30137

Per il campo di durate di pioggia inferiori a mezzora, la curva di possibilità pluviometrica assume parametri "a" ed "n" differenti.

Il succitato studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" e la relativa "Guida all'uso", infatti, non definiscono le curve nel campo di durate inferiori all'ora, né indicano una metodologia da seguire.

Tuttavia l'adozione del parametro n per il campo di durate inferiori ad un'ora pari a quello indicato dallo studio condurrebbe a consistenti sovrastime delle altezze di pioggia, come comunemente dimostrato in letteratura.

Lo stesso studio indica però la possibilità di estendere la curva sino alle durate di pioggia di 30 minuti senza incorrere in eccessivi errori, lasciando al professionista la scelta della curva per durate inferiori.

Nel presente studio si è scelto allora di adottare, per piogge di durata inferiore a 30 minuti, per il parametro "n" il valore di 0,48 in accordo con vari studi sperimentali (CSDU 1997[1]). Il parametro "a" valido al di sotto dei 30 minuti è invece determinato per ciascun tempo di ritorno come:

$$a_{<30min} = a_{>30min} * 0.5^{n_{>30min}} / 0.5^{0.48}$$

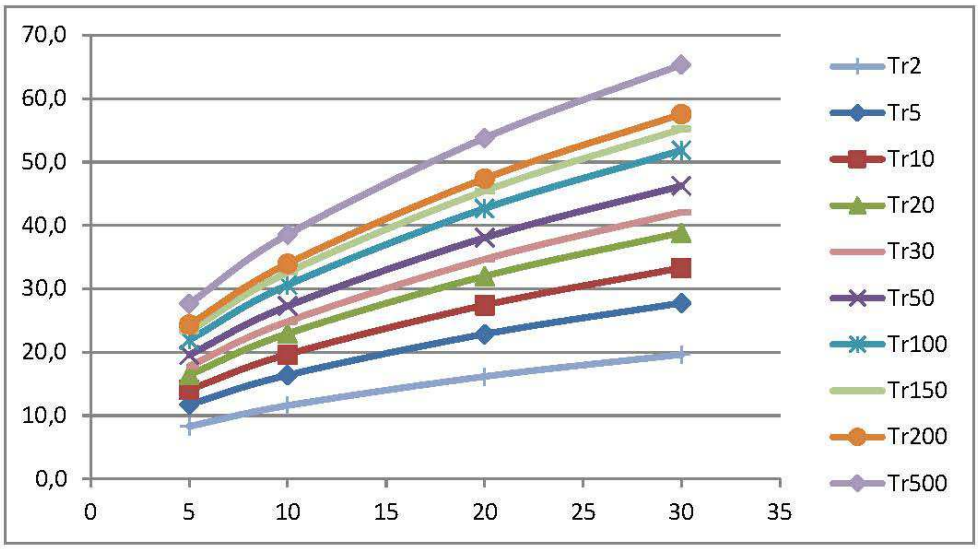
In definitiva le curve di possibilità pluviometriche adottate sono le seguenti.

	TR20	
	Parametro "a"	Parametro "n"
Durate di pioggia < 0.5 ore	54,205	0,480
Durate di pioggia > 0.5 ore	46,586	0,26146

[1] Centro Studi Deflussi Urbani, Milano.

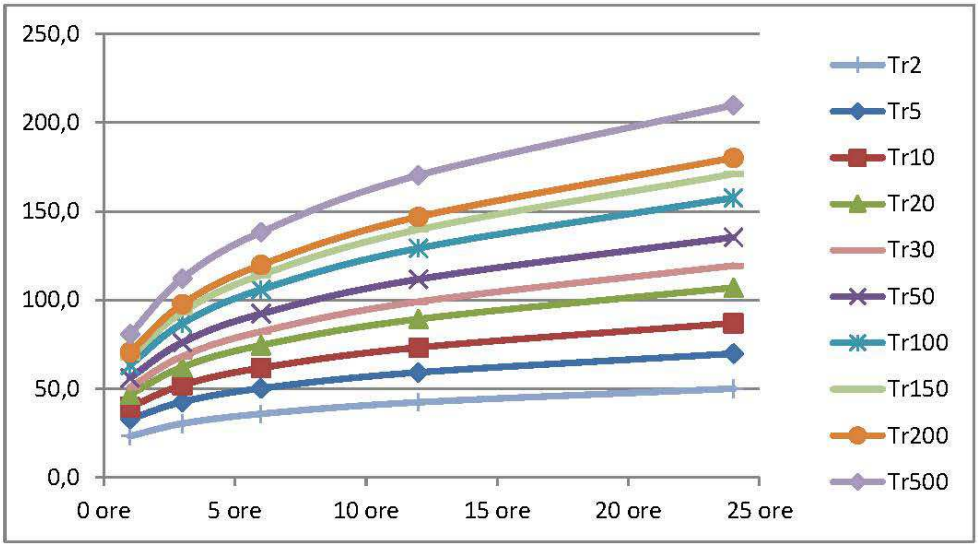
Durata inferiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	5 minuti	10 minuti	20 minuti	30 minuti	
2 anni	8,3	11,6	16,2	19,6	mm
5 anni	11,8	16,4	22,9	27,8	mm
10 anni	14,1	19,7	27,4	33,3	mm
20 anni	16,4	22,9	32,0	38,9	mm
30 anni	17,8	24,9	34,7	42,1	mm
50 anni	19,6	27,3	38,1	46,2	mm
100 anni	21,9	30,6	42,7	51,9	mm
150 anni	23,4	32,6	45,5	55,2	mm
200 anni	24,4	34,0	47,4	57,6	mm
500 anni	27,7	38,6	53,8	65,4	mm



Durata superiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	
2 anni	23,2	30,3	35,8	42,3	50,0	mm
5 anni	32,7	42,5	50,2	59,1	69,7	mm
10 anni	39,6	51,9	61,7	73,2	86,9	mm
20 anni	46,6	62,1	74,4	89,2	106,9	mm
30 anni	50,7	68,2	82,2	99,0	119,3	mm
50 anni	56,1	76,0	92,2	111,7	135,4	mm
100 anni	63,3	86,7	105,8	129,2	157,6	mm
150 anni	67,6	93,2	114,1	139,7	171,0	mm
200 anni	70,6	97,6	119,7	146,9	180,2	mm
500 anni	80,5	112,1	138,2	170,3	209,9	mm



4 LA SUPERFICIE IMPERMEABILE EQUIVALENTE

La "superficie impermeabile equivalente" rappresenta l'elemento essenziale della metodologia di dimensionamento utilizzata, descritta in seguito. È infatti il parametro che permette di concretizzare in tale studio gli effetti dell'urbanizzazione dell'area, quantificando l'aggravio di impermeabilizzazione delle superfici.

Tale parametro si ottiene dalla sommatoria delle aree previste per ciascuna tipologia di superficie di progetto per il rispettivo coefficiente di afflusso alla rete fognaria. Più frequentemente la superficie impermeabile equivalente si ottiene dal prodotto tra la superficie totale del bacino in analisi e il coefficiente di afflusso medio pesato.

Il coefficiente di afflusso alla rete fognaria dipende da molti fattori, alcuni dei quali legati alle caratteristiche del bacino (pendenze, percentuale delle aree pavimentate e tipi di pavimentazione, frequenza delle caditoie stradali e dei pozzetti di raccolta), e altri variabili per ogni evento pluviometrico (grado di imbibizione iniziale del suolo, durata e altezza della pioggia…).

Date le difficoltà pratiche di valutare a priori questi ultimi fattori, nella progettazione si assumono i valori dei coefficienti di afflusso in dipendenza solo delle caratteristiche del bacino, facendo prudenzialmente riferimento alle condizioni più critiche per l'umidità del suolo preesistente all'evento pluviometrico. Tale approssimazione risulta tanto più verosimile quanto minore è la superficie totale del bacino preso in analisi, e quanto maggiore è la percentuale di superficie impermeabile.

Con tali precisazioni, il coefficiente di afflusso alla rete fognaria viene a dipendere quasi esclusivamente dalla natura della superficie sulla quale scorre l'acqua prima di giungere alle caditoie stradali e ai pozzetti. Infatti, essendo molto brevi i tempi critici, risultano in genere assai modeste le perdite per evaporazione, mentre il volume liquido che si infiltra nel terreno può essere restituito al deflusso superficiale, peraltro parzialmente, dopo che si è verificato il colmo di piena, per cui non influenza il valore della portata massima.

Mediamente si possono assumere i seguenti coefficienti di afflusso PSI per i diversi tipi di superfici noti in letteratura. Per il caso in esame il Comune di Empoli fornisce all'interno delle norme di Regolamento Urbanistico i seguenti valori da adottare:

Tipologia di superficie	PSImin
Superfici impermeabili (tetti, coperture metalliche, piazzali o viali asfaltati o cementati… ecc)	1.00
Superfici drenanti (pavimentazioni drenanti o a blocchi sconnessi, piazzali o viali in terra battuta… ecc)	0.45
Superfici permeabili (giardini, aree a verde, parchi… ecc)	0.15

Il coefficiente di afflusso medio pesato PSI relativo ad un'area A_{tot}, costituita da una serie di superfici A_i aventi coefficienti PSI_i diversi, è dato da:

$$PSI = \frac{\sum_i PSI_i \cdot A_i}{A_{tot}}$$



Nel nostro caso, allora, avendo calcolato le seguenti superfici ed i relativi coefficienti di afflusso

Superficie scolante	Tipologia	AREA [mq]
Palestra	Impermeabilizzazione	1108
Scuola	Copertura metallica	1436
Copertura piana	Impermeabilizzazione	400
TOTALE SUPERFICIE IMPERMEABILE		2944
Marciapiede 1	Autobloccanti	479
Marciapiede 2	autobloccanti	248
Marciapiede 3	autobloccanti	120
Parcheggi	inghiaiato	1431
Uffici	Tetto verde	280
TOTALE SUPERFICIE DRENANTE		2558
Verde 1	Prato	555
Verde 2	Prato	100
Verde 3	Prato	557
Verde 4	Prato	324
Verde 5	Prato	2412

TOTALE SUPERFICIE PERMEABILE		3948
TOTALE SUPERFICI		9450

Tipologia di superficie	PSImin	AREA [mq]
Superfici impermeabili (tetti, coperture metalliche, piazzali o viali asfaltati o cementati… ecc)	1.00	2944
Superfici drenanti (pavimentazioni drenanti o a blocchi sconnessi, piazzali o viali in terra battuta… ecc)	0.45	2558
Superfici permeabili (giardini, aree a verde, parchi… ecc)	0.15	3948

Si è determinato un valore del coefficiente PSI medio pesato pari a 0.496.

Sulla base di tale indicazione possiamo allora ritenere corretto il valore del PSI medio pesato precedentemente determinato pari a 0.496, con cui si è determinato il seguente valore di superficie impermeabile equivalente.

$$A_{imp} = 9.450mq \cdot 0{,}496 = 4.687mq$$

Per quanto riguarda il limite imposto dal vigente RU del Comune di Empoli, per cui ogni trasformazione di nuova edificazione deve garantire il mantenimento di una superficie permeabile pari ad almeno il 25% della superificie fondiaria ed è qui confermato in quanto le sole superfici permeabili costituiscono più del 50% dell'intera superficie.

5 PROCEDURE E METODI UTILIZZATI NEL DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA NON IN LINEA

Si determina ora la volumetria di invaso necessaria a garantire l'invarianza idraulica dell'intera lottizzazione, servita, come accennato, da un unico invaso funzionante fuori linea rispetto alla rete di fognatura.

Il metodo di calcolo che abbiamo scelto di utilizzare per il dimensionamento dei volumi di invaso da destinare allo stoccaggio temporaneo delle acque, come richiesto dal principio di invarianza idraulica è quello conosciuto sotto il nome di "metodo francese" basato sulle caratteristiche delle sole piogge.

Tale metodo consente il dimensionamento del volume di invaso della vasca unicamente in base alla conoscenza della curva di possibilità pluviometrica e della massima portata specifica q_{out}, supposta costante, da rispettare in uscita dalla vasca stessa. L'ipotesi sulla costanza della portata in uscita dalla vasca risulta valida in quanto il suo utilizzo è del tipo non in linea, avendo previsto la realizzazione di un pozzetto di ripartizione delle portate che consente di raggiungere rapidamente il carico sulla bocca tarata necessario all'efflusso della massima portata ammissibile, e mantenerlo costante sino al riempimento totale della vasca.

Si trascurano invece le caratteristiche dell'onda di piena in ingresso, la modalità di efflusso dalla vasca, ed il processo di trasformazione afflussi-deflussi nella rete di fognatura a monte della vasca, ad eccezione delle perdite idrologiche di cui è possibile tenere conto valutando la superficie impermeabile equivalente.

Il metodo si basa sulla equazione di continuità scritta per la vasca:

$$W = W_e - W_u$$

Dove:
W_e rappresenta il volume d'acqua che entra nella vasca in seguito ad una pioggia di assegnata durata θ
W_u rappresenta il volume allontanato dalla vasca nello stesso intervallo di tempo
W è invece il volume invasato nella vasca

Sostituendo allora ai termini W_e e W_u le rispettive espressioni:

$$W_e = A_{imp} \cdot a \cdot \theta^n$$

$$W_u = Q_u \cdot \theta$$

Dove:
A_{imp} è la superficie impermeabile equivalente
a ed n sono i parametri della curva di possibilità climatica dell'area per il tempo di ritorno prescelto, posto in questo caso pari a 20 anni, e durate maggiori di un'ora.

Si ottiene allora:

$$W = A_{imp} \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

Volendo allora determinare il volume da assegnare alla vasca, è necessario ricavare il valore massimo da tale espressione che, posta a derivata rispetto al termine θ, restituisce la:

$$W_{\max} = A_{imp} \cdot a \cdot \left[\frac{Q_u}{A_{imp} \cdot a \cdot n} \right]^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left[\frac{Q_u}{A_{imp} \cdot a \cdot n} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

Da cui:

$$\theta_W = \left[\frac{Q_u}{A_{imp} \cdot a \cdot n} \right]^{\frac{1}{n-1}} = \left[\frac{q_{out}}{a \cdot n} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

La durata dell'evento di pioggia che massimizza il volume di invaso necessario a garantire la portata imposta in uscita dalla vasca risulta nel caso in esame pari a 35 minuti.

Si fa osservare che i parametri a ed n della curva caratteristica di possibilità pluviometrica adottati sono quelli relativi a durate di pioggia superiori ad un'ora, mentre la durata critica per la vasca appena ricavata è inferiore all'ora. Tuttavia, tale approssimazione conduce ad un errore inferiore all'1% sul volume finale da assegnare alla vasca per la laminazione, e comunque sempre a favore di sicurezza. Infatti, il coefficiente a della curva per le durate superiori ed inferiori ad un'ora è il medesimo, mentre il coefficiente n per le durate superiori all'ora è tale che, estrapolando la curva assumendo tale valore anche nel campo delle durate inferiori, essa approssima superiormente la curva reale. Di contro se avessimo assunto come parametri a ed n quelli relativi alle durate inferiori all'ora, il metodo di calcolo adottato avrebbe indotto in errore, determinando una durata θ_W superiore ad un'ora, ed un volume finale della vasca affetto dal medesimo errore dell'1%, ma in tal caso, a sfavore di sicurezza.

Dalla curva di possibilità climatica è allora possibile ricavare l'altezza di pioggia che cade sull'area per un evento meteorico avente tempo di ritorno prefissato pari a 20 anni e durata θ_W.

Moltiplicando tale altezza di pioggia per la superficie impermeabile equivalente, si ottiene il volume di pioggia caduto per tale evento meteorico, e sottraendo a questo il volume restituito dalla vasca al deflusso nel medesimo intervallo di tempo θ_W, si ottiene il minimo volume che è necessario invasare nella vasca ai fini dell'invarianza idraulica. Perciò:

$$W_{\min} = A_{imp} \cdot a \cdot \theta_W^n - q_{out} \cdot A_{imp} \cdot \theta_W$$

L'analisi effettuata porta a concludere che per l'intervento di lottizzazione in oggetto è necessaria, ai fini del rispetto del principio di invarianza idraulica come sopra descritto, la realizzazione di una vasca di accumulo temporaneo delle acque meteoriche dilavanti non contaminate del volume minimo di Wmin = 145 mc. Tale volumetria è stata calcolata in corrispondenza di un evento di pioggia avente periodo di ritorno pari a 20 anni ed una durata tale da massimizzare il volume della vasca.

6 VERIFICA DEL DIMENSIONAMENTO SECONDO LE INDICAZIONI DEL RU

Le note a pie di pagina della relazione geologica di fattibilità allegata al vigente Regolamento Urbanistico sembrano suggerire un metodo di dimensionamento della vasca più speditivo rispetto a quello sopra descritto.

Si procede pertanto a verificare il dimensionamento della vasca di invarianza idraulica anche mediante tale metodologia.

Secondo le indicazioni riportate il volume d'acqua prodotto dalla variazione di permeabilità delle superfici scolanti previste dall'intervento edilizio, è funzione oltre che della sua estensione, dell'incremento dei coefficienti di deflusso, dell'altezza e della durata di pioggia. La formula per il calcolo di tale volume può essere così espressa:

$$V = S \cdot \Delta\varphi \cdot h$$

in cui:

S = area scolante introdotta o modificata dall'intervento [m^2];
h = altezza di pioggia funzione della durata e dell'intensità di pioggia[mm];
$\Delta\varphi$ = variazione del coefficiente di deflusso = $\varphi_{post} - \varphi_{pre}$

dove:

φ_{post} = coefficiente di deflusso dell'area scolante dopo l'intervento;
φ_{pre} = coefficiente di deflusso dell'area scolante prima dell'intervento.

Per quanto riguarda l'altezza di pioggia da assumere a base di calcolo il Regolamento Urbanistico indica di fare riferimento ad una pioggia oraria con TR20 che, per le relazioni individuate ai paragrafi precedenti risulta essere pari a 46.586 mm.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di afflusso dopo l'intervento, può essere impiegato il valore determinato ai paragrafi precedenti, mentre per quello precedente all'intervento, data la natura dell'area, può essere posto pari a 0.15 uniformemente su tutta la superficie così come indicato dal RU.

Conseguentemente il volume d'acqua prodotto dalla variazione di permeabilità è stimato in 152 mc, valore leggermente superiore a quello precedentemente determinato.

A favore di sicurezza, tra i due volumi calcolati con i due differenti metodi, scegliamo di dimensionare la vasca di invarianza idraulica secondo il maggiore dei due.

7 PREDIMENSIONAMENTO DEL POZZETTO RIPARTITORE

Da ultima, dovrà essere opportunamente dimensionata la sezione della bocca tarata in uscita dalla rete di drenaggio, installata all'interno di apposito pozzetto per l'ispezione e la pulizia. Il pozzetto ripartitore è stato introdotto anche nel modello Autodesk Storm and Sanitary Analysis SSA2019 quale applicativo di calcolo che implementa al suo interno il modello EPA SWMM 5.1 verificandone il funzionamento in corrispondenza dell'evento meteorico critico a base di progetto della rete fognaria.

A tal fine è necessario predeterminare la massima portata affluente dalla rete per l'evento pluviometrico critico. Diversamente dai calcoli eseguiti per determinare il volume di invaso della vasca di laminazione che considerano una durata dell'evento pluviometrico tale da massimizzare tale volume, in questo caso è necessario considerare l'evento pluviometrico critico tale da massimizzare la porta al colmo defluente dalla rete fognaria di monte.

Convenzionalmente la durata critica dell'evento di pioggia che massimizza la portata è determinata considerando la combinazione di due fattori: da una parte il tempo necessario alle acque piovane a defluire sulle superfici scolanti ed i canali di gronda sino ad immettersi nella rete di drenaggio in corrispondenza delle caditoie; oltre ad un secondo fattore determinato dal tempo necessario alle acque raccolte per defluire all'interno della rete di drenaggio. I valori per i due tempi sopra menzionati possono essere assunti da letteratura pari a 5 minuti per l'ingresso in rete e 10 minuti per il deflusso interno alla rete.
La durata della pioggia critica è così assunta convenzionalmente pari a 15 minuti, valore indicativamente confermato anche dall'analisi allegata per il dimensionamento della rete di fognatura mediante il software di calcolo SSA2019.

Il tempo di ritorno da considerare a base progettuale è invece convenzionalmente assunto pari a 30 anni per i sistemi di fognatura bianca.

Dalle relazioni delle curve di possibilità pluviometrica indicate ai paragrafi precedenti è facilmente determinabile l'altezza di pioggia in corrispondenza dell'evento pluviometrico TR30 e di durata 15 minuti, pari a h=30 mm

È pertanto possibile determinare la massima portata liquida in arrivo dalla rete fognaria di monte mediante la formula razionale:

$$Q_{max} = \frac{h}{1000} * S * \varphi_{progetto} * \frac{1}{15 minute} = 0.15\ mc/s$$

È ora necessario assicurare che la soglia di sfioro di bypass, che entra in funzione in caso di malfunzionamenti o di eventi pluviometrici superiori a quelli a base di progetto, presenti una luce minima sopra la soglia pari al valore determinato mediante la formula per il calcolo delle luci a stramazzo in parete grossa:

$$Q = 0{,}385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} = 1{,}705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

Facendo riferimento all'allegata tavola progettuale, la luce a stramazzo in questione è stata posta di larghezza pari a 1.5 m, pertanto dalla precedente relazione determiniamo un valore minimo della luce da lasciare libera sopra la soglia pari a 15 cm. Come desumibile dagli allegati elaborati progettuali, la luce libera disponibile è pari a 25cm.

Analogamente deve essere determinata la luce libera tra la soglia di sfioro verso la vasca di laminazione, pari al dislivello che deve essere creato tra tale soglia e quella relativa al bypass.
In questo caso la portata da considerare a base di calcolo è pari a quella massima decurtata della frazione che può essere scaricata direttamente mediante la luce a battente stabilita dal RU in 50 l/s/ha pari a 0.05 mc/s/ha. La superficie globale del lotto è pari a 1 ha, pertanto la portata da considerare è pari a 0.1 mc/s, la larghezza della soglia è pari a 1.5 m, pertanto il dislivello tra le due soglie è fissato in 15 cm.
Per finire è necessario dimensionare la luce a battente sul fondo del pozzetto impiegando la formula:

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

Dove la portata da assumere a base di calcolo è quella massima ammessa in uscita dal sistema di laminazione e pari cioè a 50 l/s/ha (0.05 mc/s/ha) come stabilito dal RU., il coefficiente μ è pari a 0.61 mentre h, carico sulla bocca tarata, è imposto da limiti geometrici scelti per ridurre al minimo l'entità di rialzamento della quota di progetto rispetto al piano campagna attuale e pari a 0.55 m.

Sotto tali condizioni la bocca tarata assume diametro pari a 180 mm ed è semplicemente ottenibile installando una piastra d'acciaio forata a misura a copertura di un foro più ampio lasciato all'interno del getto.

La restituzione dei volumi invasati dalla vasca di laminazione è infine ottenuta mediante una luce a battente quadrata di almeno 25 cm di lato e dotata di valvola di non ritorno comunque posta a monte della bocca tarata.

Al fine di scongiurare ogni possibilità di rigurgito delle acque defluenti nel ricettore finale verso la rete di drenaggio in progetto, anche la bocca tarata dovrà essere dotata di valvola di non ritorno di tipo a clapet.

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda all'elaborato tecnico allegato relativo al dimensionamento geometrico del pozzettone ripartitore, in cui le quote indicate sono tutte riferite al rilievo planoaltimetrico.

Tutte le considerazioni e verifiche qui svolte e nell'allegata relazione di dimensionamento della rete fognaria sono da ritenersi valide solo nel caso in cui sia effettuata regolare manutenzione di tutti i manufatti e nell'ipotesi di non limitata capacità ricettiva del corso d'acqua superficiale che costituisce il recapito finale.

Qualsiasi modifica progettuale, planoaltimetrica o di impermeabilizzazione, nonché difformità del rilievo fornito invalidano automaticamente l'analisi svolta, e in tal caso dovranno essere eseguite nuovamente le verifiche qui presentate.

7.1 Collegamento idraulico pozzetto ripartitore

E' da realizzare un unico scarico tra il pozzetto ripartitore rappresentato in planimetria e l'affluente del Rio Santa Maria, cartografato nel reticolo idrografico ai sensi della LR 79/2012 e aggiornato con DGRT 1357/2017, (ID MV36011) confinante con l'area in progetto lungo il lato ovest. L'immissione è prevista nella medesima sezione cui si immetteva la scolina campestre che si prevede di sopprimere con il presente progetto, di cui più ampiamente discusso al paragrafo "*Ubicazione dell'intervento e ricostruzione del reticolo".*

Tale collegamento potrà avvenire indifferentemente a mezzo di una condotta lunga circa 5m, con diametro 500mm, o a mezzo di un tratto a cielo aperto, adagiata tra il fondo del pozzetto ripartitore ed il fondo del ricettore.

Per quanto riguarda la vasca di laminazione si precisa che non è necessario realizzare uno scarico diretto verso il ricettore. Al contrario il collegamento tra il pozzetto ripartitore e la vasca è bidirezionale realizzato anch'esso mediante una condotta con diametro 500mm come indicato nell'apposito schema del pozzetto ripartitore.

Facendo riferimento a tale schema infatti, si osserva che tra la camera dedicata all'ingresso fognario e quella dedicata al collegamento con la vasca di laminazione, è presente la soglia di sfioro che permette l'invaso delle acque verso la vasca al crescere del carico sulla luce a battente (incaricata di limitare le portate in uscita ad un massimo di 50l/s/ha). Al di sotto di tale soglia sfiorante è ubicata una seconda luce a battente dotata di valvola a clapet, che una volta raggiunta la fase discendente dell'onda, permette ai volumi laminati il rientro verso la camera dedicata all'immissione.

In tal modo si assicura che tutti i volumi drenati siano regolati dalla bocca tarata; diversamente, se dotassimo la vasca di laminazione di un proprio collettamento di scarico indipendente da quello "diretto", le due portate dovrebbero essere sommate, e non sarebbe assicurato il rispetto del limite di 50l/s/ha se non implementando un più costoso sistema di sollevamento meccanico.

Quanto alla verifica delle quote di scarico, si faccia riferimento a quanto indicato nell'elaborato grafico a valle dei profili 1 e 4. Su di esso sono riportate le principali quote da rispettare in fase esecutiva, in particolare è indicata la quota "+24 m slm quota di fondo del fosso esistente = quota del fondo del pozzettone ripartitore". E' peraltro da osservare che il pozzettone ripartitore è dotato di un approfondimento del fondo pari a 20cm onde impedire l'occlusione della bocca tarata e/o della valvola clapet a seguito di deposito di materiale. Pertanto, come evidente dal medesimo schema, la quota del fondo delle condotte all'ingresso nel pozzettone, così come la quota di fondo della vasca di laminazione, sono poste a quota 24.10 m slm.

Le dimensioni e le quote di progetto di tutta la rete fognaria sono state stabilite a ritroso a partire dalla minima quota di fondo alveo del ricettore, sino a determinare la quota finita minima di progetto da rispettare (25.3 m slm) per assicurare il funzionamento a gravità della rete fognaria.

8 IL BACINO IDRAULICO E LA RETE FOGNARIA

L'area oggetto di intervento è situata in prossimità di altri complessi scolastici esistenti e compresa tra Via Raffaello Sanzio a nord, Via Bonistallo ad est, la ferrovia a sud e via Rio di Santa Maria ad ovest.



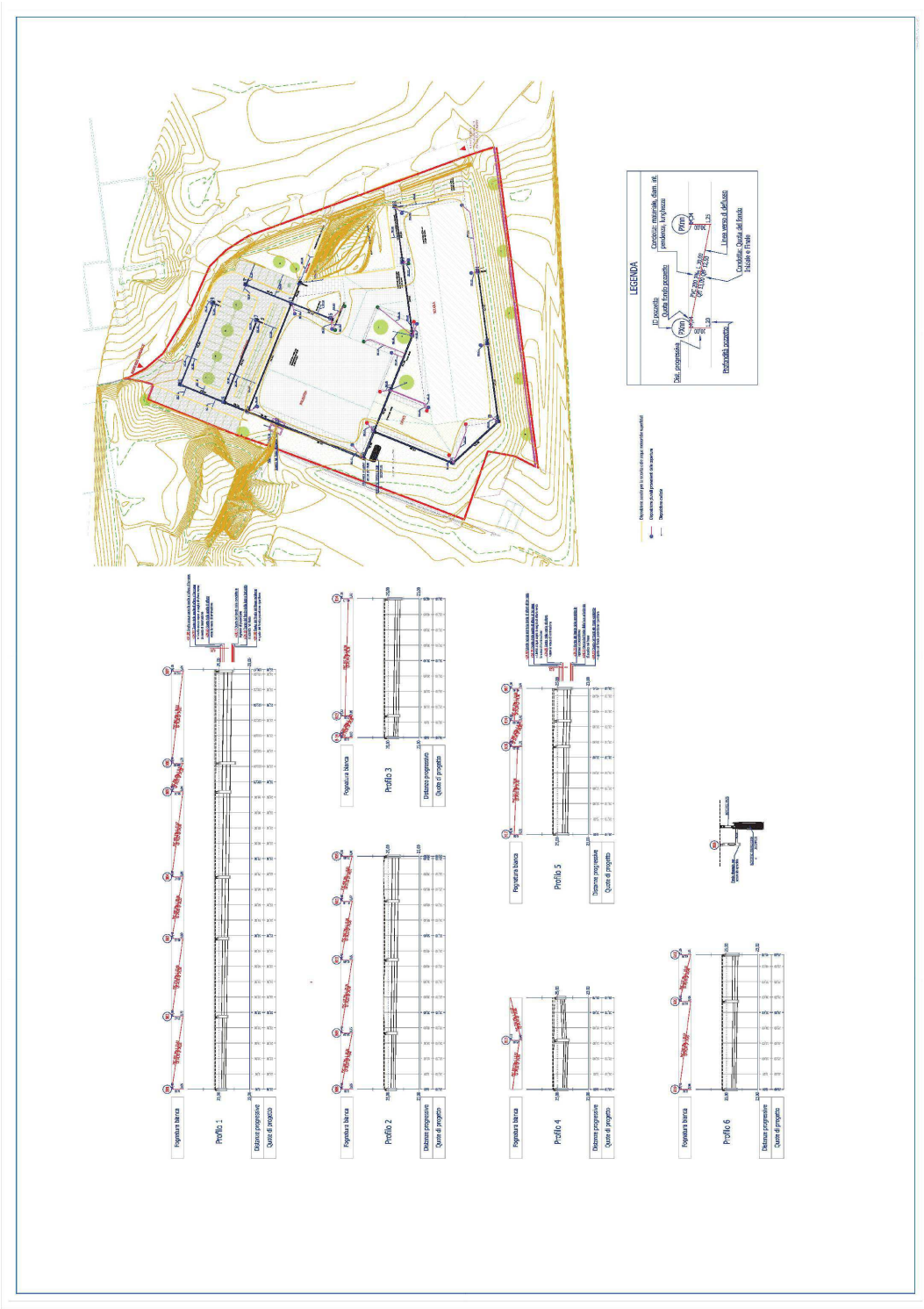
Si riporta di seguito una miniatura della tavola progettuale di planimetria



Scopo del presente studio è quello di determinare l'entità delle portate idrauliche aventi TR30 e provenienti dal bacino, su ciascun tratto di condotta fognaria di progetto e la successiva verifica della relativa sezione scolante.

Per questo motivo sono stati individuati e studiati i vari bacini sottesi ai relativi tratti di condotta fognaria, e per ciascun bacino è stata determinata la superficie scolante e gli altri parametri dimensionali necessari alle opportune verifiche.

Si faccia riferimento agli elaborati grafici allegati di cui si riporta una miniatura.



Come è possibile osservare, il progetto prevede in realtà due differenti reti fognarie entrambe recapitanti indipendentemente tra loro nel sistema di laminazione e da qui nel limitrofo corso d'acqua superficiale, assimilato a recapito di capacità infinita in virtù della diversa durata di pioggia critica per i due sistemi: fognatura e reticolo idraulico secondario, e dell'assenza di dati a riguardo.

Per ciascun tratto di fognatura il progetto prevede l'impiego di condotta in PVC SN4 con diametri da Ø250 a Ø500.

Per quanto riguarda le pendenze di posa delle condotte si è scelto di adottare per tutte le condotte la pendenza minima dello 0.3% in modo da ridurre al minimo il dislivello necessario tra la caditoia più remota ed il recapito finale in condizioni di funzionamento a gravità.

Sono stati individuati i bacini di competenza di ciascun tratto di condotta della rete fognaria; per ciascun bacino è stata poi fatta distinzione tra le aree verdi e quelle pavimentate.

La perimetrazione di ciascun bacino è stata determinata mediante aree di influenza, particolarmente per individuare le aree di competenza dei tetti spettanti a ciascun tratto di fognatura, basandosi sul posizionamento dei relativi discendenti pluviali.

9 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

Per la verifica in esame si è scelto di adottare, nei rapporti degli eventi meteorici di progetto, un valore di tempo di ritorno trentennale TR30, valore comunemente adottato in progetto per le opere di fognatura.

10 DEFINIZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO

Il regime pluviometrico della zona in esame è stato determinato con riferimento allo studio a carattere regionale "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME – LSPP – Aggiornamento al 2012" redatto grazie alla collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, e disponibile sul sito del Settore Idrologico Regionale.

Il sistema ha provveduto alla definizione dei parametri a, n ed m descrittivi delle LSPP secondo una maglia regolare di lato 1km, e permette così di individuare i valori più appropriati dei tre parametri, semplicemente introducendone latitudine e longitudine.

Attraverso l'utilizzo del metodo statistico TCEV (Two Component Extreme Value) il citato studio definisce per il campo delle durate di pioggia minori e maggiori ad un'ora le curve di possibilità pluviometrica nella forma trinomia convenzionale

$$h = a \cdot t^n \cdot T_R{}^m$$

In questo caso sono presi in considerazione solo i parametri della curva di possibilità pluviometrica definiti per il campo delle durate di pioggia superiori ad un'ora. Il parametro m non è disponibile ma sono diversificati i valori a ed n per i diversi tempi di ritorno.

Per la presente analisi, in accordo con quanto riportato nel documento "Guida all'uso" allegato allo stesso studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" già citato, si è provveduto mediante tecnologia GIS a caricare i files forniti dallo studio riportanti i parametri georeferenziati a ed n, ed a ritagliare tale dato secondo il perimetro del bacino considerato. Così facendo si è individuata un'unica cella della maglia ricadente all'interno di tale perimetro.

Di seguito si riportano quindi i valori dei due parametri per la cella individuata:

	"a"	"n"
TR2	23,213	0,24139
TR5	32,747	0,2379
TR10	39,555	0,24773
TR20	46,586	0,26146
TR30	50,739	0,26906
TR50	56,055	0,27744
TR100	63,275	0,28716
TR150	67,607	0,29205
TR200	70,611	0,29472
TR500	80,536	0,30137

Per il campo di durate di pioggia inferiori a mezzora, la curva di possibilità pluviometrica assume parametri "a" ed "n" differenti.

Il succitato studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME" e la relativa "Guida all'uso", infatti, non definiscono le curve nel campo di durate inferiori all'ora, né indicano una metodologia da seguire.

Tuttavia l'adozione del parametro n per il campo di durate inferiori ad un'ora pari a quello indicato dallo studio condurrebbe a consistenti sovrastime delle altezze di pioggia, come comunemente dimostrato in letteratura.

Lo stesso studio indica però la possibilità di estendere la curva sino alle durate di pioggia di 30 minuti senza incorrere in eccessivi errori, lasciando al professionista la scelta della curva per durate inferiori.

Nel presente studio si è scelto allora di adottare, per piogge di durata inferiore a 30 minuti, per il parametro "n" il valore di 0,48 in accordo con vari studi sperimentali (CSDU 1997[2]). Il parametro "a" valido al di sotto dei 30 minuti è invece determinato per ciascun tempo di ritorno come:

$$a_{<30min} = a_{>30min} * 0.5^{n_{>30min}} / 0.5^{0.48}$$

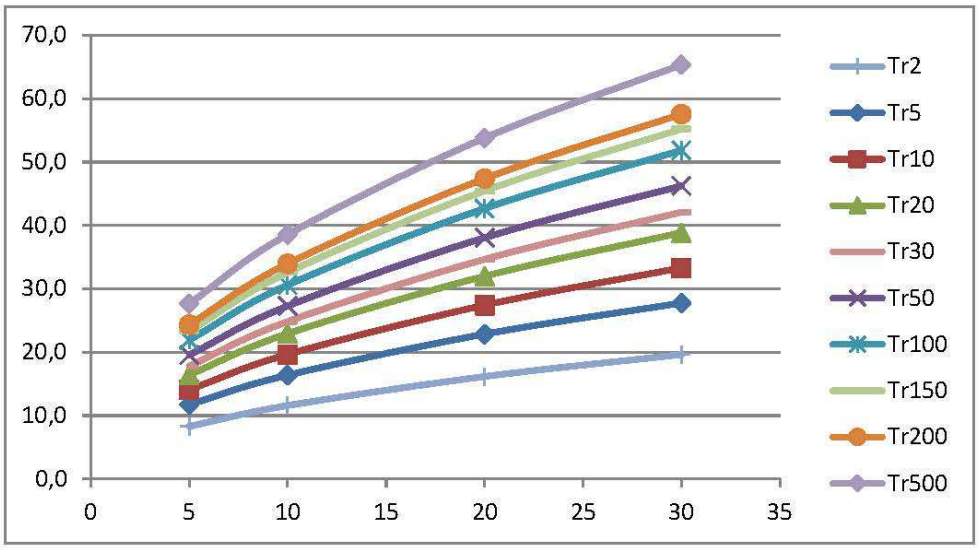
In definitiva le curve di possibilità pluviometriche adottate sono le seguenti.

	TR30	
	Parametro "a"	Parametro "n"
Durate di pioggia < 0.5 ore	54,205	0,480
Durate di pioggia > 0.5 ore	46,586	0,26146

[2] Centro Studi Deflussi Urbani, Milano.

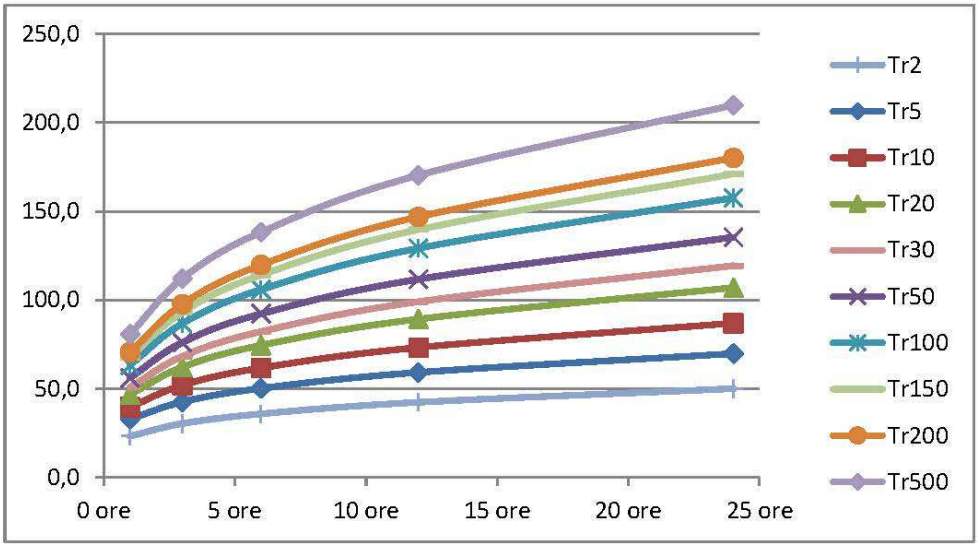
Durata inferiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	5 minuti	10 minuti	20 minuti	30 minuti	
2 anni	8,3	11,6	16,2	19,6	mm
5 anni	11,8	16,4	22,9	27,8	mm
10 anni	14,1	19,7	27,4	33,3	mm
20 anni	16,4	22,9	32,0	38,9	mm
30 anni	17,8	24,9	34,7	42,1	mm
50 anni	19,6	27,3	38,1	46,2	mm
100 anni	21,9	30,6	42,7	51,9	mm
150 anni	23,4	32,6	45,5	55,2	mm
200 anni	24,4	34,0	47,4	57,6	mm
500 anni	27,7	38,6	53,8	65,4	mm



Durata superiore a 1 ora: altezza di precipitazione in funzione di durata e tempo di ritorno

	1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	
2 anni	23,2	30,3	35,8	42,3	50,0	mm
5 anni	32,7	42,5	50,2	59,1	69,7	mm
10 anni	39,6	51,9	61,7	73,2	86,9	mm
20 anni	46,6	62,1	74,4	89,2	106,9	mm
30 anni	50,7	68,2	82,2	99,0	119,3	mm
50 anni	56,1	76,0	92,2	111,7	135,4	mm
100 anni	63,3	86,7	105,8	129,2	157,6	mm
150 anni	67,6	93,2	114,1	139,7	171,0	mm
200 anni	70,6	97,6	119,7	146,9	180,2	mm
500 anni	80,5	112,1	138,2	170,3	209,9	mm



11 IETOGRAMMA DI PROGETTO

Le curve di possibilità pluviometrica forniscono i volumi integrali di pioggia attesi in funzione della durata e per un prefissato periodo di ritorno, mentre non forniscono alcuna indicazione sulla distribuzione temporale della pioggia, che rappresenta un elemento fondamentale nel processo di trasformazione afflussi-deflussi.

D'altronde la modalità con cui l'intensità di pioggia varia durante un dato evento pluviometrico è da ritenersi del tutto casuale e quindi il suo studio dovrebbe essere caratterizzato da opportune indagini statistiche atte ad individuare la forma dello ietogramma.

Nella pratica progettuale si ovvia alla mancanza di dati statistici che permettano la ricostruzione dello ietogramma, mediante l'adozione di ietogrammi detti sintetici, tali cioè da non rappresentare il reale andamento dell'evento pluviometrico, ma in grado di introdurre nelle procedure di trasformazione afflussi-deflussi una variabilità temporale della pioggia che dia luogo a risultati che si possano ritenere cautelativi. La legge di distribuzione che si introduce rappresenta, in tal modo, quello che viene definito lo ietogramma di progetto.

Tuttavia, data la brevità del tempo di corrivazione e l'estensione dei bacini in esame, la variabilità temporale dello ietogramma è del tutto trascurabile, perciò si è scelto di adottare ietogrammi di forma rettangolare, tali cioè da avere intensità costante durante tutto l'evento di pioggia.

La determinazione della portata massima nei vari condotti sarà quindi ottenuta come indicato più avanti secondo il metodo cinematico per la verifica delle condotte.

12 QUANTIFICAZIONE DELLA PIOGGIA NETTA

Per quantificare la pioggia netta nello stato di progetto, ovvero la quota parte del volume di pioggia che va a produrre deflusso superficiale, quindi afflusso in fognatura, si stimano le perdite idrologiche che avvengono per intercettazione della vegetazione, detenzione superficiale, immagazzinamento nelle depressioni superficiali, evapotraspirazione e infiltrazione.

A favore di sicurezza, per le aree impermeabili si è scelto di trascurare tali fattori sia per tenere conto di quelle portate liquide che seppur non piovono su superfici impermeabili collegate alla rete fognaria, per deflusso superficiale le raggiungono, sia per tenere conto della ridotta capacità di infiltrazione che si manifesta in corrispondenza di eventi meteorici di brevissima durata ed elevata intensità, particolarmente su superfici già sature da presedenti piogge.

Per quanto riguarda le aree permeabili, invece, il metodo applicato è quello Curve Number (CN), che valuta istante per istante il quantitativo di pioggia che va a produrre deflusso superficiale in funzione della litologia del suolo, del suo uso e del grado di imbibizione iniziale (AMC). Sotto l'aspetto litologico i suoli sono distinti in 4 gruppi, indicati in Tabella 1, a cui sono legati, in funzione dell'utilizzazione, i parametri CN riportati in Tabella 2. La Tabella 2 riporta i valori di CN per la classe di imbibizione iniziale II, per passare alle altre classi si utilizzano i valori riportati nella Tabella 3.

Tabella 1 - Classificazione litologica dei suoli secondo il Soil Conservation Service (SCS)

GRUPPO	*DESCRIZIONE*
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi, meno profondi rispetto al gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alte. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi, anche se in quantità minore del gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 2 - Parametri CN relativi alla classe AMC II di umidità iniziale, per le quattro classi litologiche e per i vari tipi di uso del suolo

Tipo di copertura (uso del suolo)				
TERRENO COLTIVATO				
Senza trattamenti di conservazione	2	1	8	1
Con interventi di conservazione	2	1	8	1
TERRENO DA PASCOLO				
Cattive condizioni	8	9	6	9
Buone condizioni	9	1	4	0
PRATERIE				
Buone condizioni	0	8	1	8
TERRENI BOSCOSI o FORESTATI				
Terreno sottile sottobosco povero di foglie	5	6	7	3
Sottobosco e copertura buoni	5	5	0	7
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	9	1	4	0
Condizioni normali con copertura erbosa intorno al 50%	9	9	9	4
AREE COMMERCIALI				

(impermeabilità 85%)	9	2	4	5
DISTRETTI INDUSTRIALI				
(impermeabilità 72%)	1	8	1	3
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media (%)				
65%	7	5	0	2
38%	1	5	3	7
30%	7	2	1	6
25%	4	0	0	5
20%	1	8	9	4
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI	8	8	8	8
STRADE				
Pavimentate, con cordoli e fognature	8	8	8	8
Inghiaiate o selciate con buche	6	5	9	1
In terra battuta (non asfaltate)	2	2	7	9

Tabella 3 - Conversione dei valori del CN a seconda delle condizioni AMC di umidità iniziali.

CLASSE AMC			*CLASSE AMC*		
I	II	III	I	II	III
100	100	100	40	60	78
87	95	98	35	55	74
78	90	96	31	50	70
70	85	94	22	40	60
63	80	91	15	30	50
57	75	88	9	20	37
51	70	85	4	10	22
45	65	82	0	0	0

Così facendo si ottiene il valore CNII 61

Come di pratica comune, per tenere conto della situazione più cautelativa in cui l'evento critico possa presentarsi in corrispondenza di una condizione satura del suolo, si è scelto di adottare per l'esame in oggetto il valore relativo alla classe AMC III, ottenendo il parametro di progetto CN III pari a 80.

13 PREDIMENSIONAMENTO SECONDO IL METODO CINEMATICO O DELLA CORRIVAZIONE

Il metodo più comunemente adottato in Italia per il calcolo delle massime portate dei collettori di fognatura pluviale è quello cinematico o della corrivazione. Questo metodo può essere convenientemente impiegato per il predimensionamento di reti anche più complesse per le quali sono impiegati anche raffinati software di calcolo idraulico.

Si riporta perciò la descrizione di tale metodologia puro omettendone i risultati. Le verifiche della rete sono state svolte infatti mediante l'applicativo prodotto da Autodesk Storm And Sanitary Analysis SSA2019 che implementa al suo interno il noto solutore SWMM 5.1 (Storm Water Management Model) prodotto dalla Environmental Protection Agency (EPA) americana.

Il metodo cinematico si basa sull'ipotesi che la massima portata nella sezione terminale di un determinato collettore sia dovuta ad una pioggia di intensità costante (pluviogramma rettangolare) e di durata pari al tempo di corrivazione relativo alla stessa sezione del collettore in esame, ed è data dalla:

$$Q_{max} = \Psi * l * A = \frac{\Psi * h * A}{T_c}$$

Dove:

Qmax è la massima portata di calcolo nella sezione in esame

I è l'intensità di pioggia

h è l'altezza di pioggia calcolata dalle LSPP per il TR preso in considerazione e la durata di pioggia pari al tempo di corrivazione

A è la superficie del bacino sotteso alla sezione in esame

Tc è il tempo di corrivazione della sezione in esame

La determinazione del tempo di corrivazione dei collettori fognari può essere effettuata mediante la:

$$T_C = t_c + \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Dove tc rappresenta il tempo di ingresso in rete, mentre la sommatoria al secondo membro è estesa a tutti i collettori che fanno parte del percorso idraulico necessario per giungere fino alla sezione di calcolo considerata.

L'espressione sopra riportata risulta fisicamente basata; infatti essendo Li la lunghezza del generico collettore e Vi la relativa velocità, che per la linearità della scala di deflusso risulta costante al variare del grado di riempimento e quindi del tempo, ciascun termine della sommatoria al secondo membro risulta pari al tempo di percorrenza del collettore stesso.

Il tempo di ingresso in rete tc rappresenta il tempo necessario, a partire dall'inizio della pioggia, che le particelle liquide, scorrendo sulle superfici di tetti, piazzali ecc. e successivamente lungo la rete elementare di allacciamento, impiegano per giungere alla rete dei collettori veri e propri. Tale tempo è convenzionalmente posto variabile tra 5 e 10 minuti.

Per i bacini afferenti alla fognatura in esame esso è assunto pari a 5 minuti nel caso delle coperture dei fabbricati, e pari a 10 minuti nel caso delle superfici asfaltate dell'area a parcheggio.

Il calcolo della portata massima Qmax secondo l'espressione sopra riportata può essere effettuato allora soltanto per successive iterazioni, poiché risulta a priori incognito il tempo di corrivazione Tc, non essendo nota la velocità Vi che si ha nel collettore in fase di calcolo.

Il procedimento iterativo converge, peraltro pressochè immediatamente all'aumentare del numero di collettori che si trovano a monte di quello di calcolo, giocando su Tc un ruolo sempre più trascurabile il termine Li/Vi relativo a tale collettore.

13.1 SCALA DI DEFLUSSO

Onde semplificare il processo iterativo di calcolo conviene procedere al dimensionamento facendo riferimento ai valori specifici di portata e velocità; occorre perciò fare alcune precisazioni riguardo la scala di deflusso e la capacità di smaltimento di sezioni chiuse comunemente adoperate per i collettori fognari.

Una sezione di forma chiusa, infatti, funzionando col massimo grado di riempimento (cioè a sezione piena), ma non in pressione, presenta i seguenti valori di velocità Vp e di portata Qp.

$$V_p = K * R^{2/3} * i^{1/2}$$
$$Q_p = \Omega * K * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Dove R e Ω rappresentano i valori del raggio idraulico e dell'area corrispondenti alla sezione piena, K il coefficiente della formula di Gauckler-Strickler e i la pendenza motrice, coincidente a moto uniforme con la pendenza di fondo e con la pendenza piezometrica.

Considerato che in una sezione di forma chiusa circolare l'area è funzione del solo raggio, una volta noti la pendenza i e il coefficiente K, i valori di Vp e di Qp dipendono esclusivamente dal raggio della sezione.

Risulta quindi conveniente fare riferimento ai valori $V_p/\sqrt{i}$ e $Q_p/\sqrt{i}$, detti rispettivamente velocità specifica e portata specifica, che rappresentano la velocità e la portata che si avrebbero a sezione piena, qualora la pendenza assumesse un valore pari a 1, e per un assegnato valore di K.

Nei collettori fognari le perdite di carico per attrito risultano molto maggiori di quelle che si avrebbero con acqua chiara, tanto che le caratteristiche delle acque, sia quelle bianche che quelle nere, giocano sull'entità delle perdite un ruolo più importante della stessa scabrezza della sezione nella quasi totalità dei casi.
Per tale motivo generalmente nel dimensionamento dei collettori fognari, anche se di materiale molto liscio, come quelli di materiali plastici, si assume prudenzialmente un valore K=70 $m^{1/3}s^{-1}$ della formula di Gauckler-Strickler.

Pertanto per i collettori a sezione circolare, è possibile ricavare:

$$\frac{V_p}{\sqrt{i}} = 70 \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}$$
$$\frac{Q_p}{\sqrt{i}} = 70 \frac{\pi D^{8/3}}{4^{5/3}}$$

Si riportano allora i valori di portata specifica e velocità specifica corrispondenti ai diversi diametri commerciali delle condotte in PVC alta resistenza SN4 previste in progetto.

Ø esterno	Spessore	Ø interno	Ø est. bicchiere	Peso	$\frac{Q_P}{\sqrt{i}}$	$\frac{V_P}{\sqrt{i}}$
mm	mm	mm	mm	kg/m		
110	3,2	103,6	128,4	1,78	0,052	6,128
125	3,2	118,6	145,4	2,04	0,074	6,706
160	4	152	184,6	3,21	0,144	7,912
200	4,9	190,2	228,6	4,92	0,261	9,188
250	6,2	237,6	287,8	7,83	0,473	10,657
315	7,7	299,6	361	12,19	0,877	12,438
400	9,8	380,4	451,2	19,69	1,658	14,584
500	12,3	475,4	568,6	30,93	3,004	16,921
630	15,4	599,2	-	48,92	5,568	19,744

13.2 DETERMINAZIONE DEL GRADO DI RIEMPIMENTO

Poiché i collettori fognari hanno, a sezione piena, una capacità di deflusso superiore a quella necessaria, la portata Q di calcolo per il generico collettore sarà smaltita con un riempimento parziale del collettore stesso e quindi anche con una velocità V diversa da quella Vp che si avrebbe a sezione piena.

Detti allora r e ω rispettivamente il raggio idraulico e l'area liquida corrispondente a un generico grado di riempimento parziale, V e Q i corrispondenti valori della velocità e della portata, risulta:

$$V = K * r^{2/3} * i^{1/2}$$
$$Q = \omega * K * r^{2/3} * i^{1/2}$$

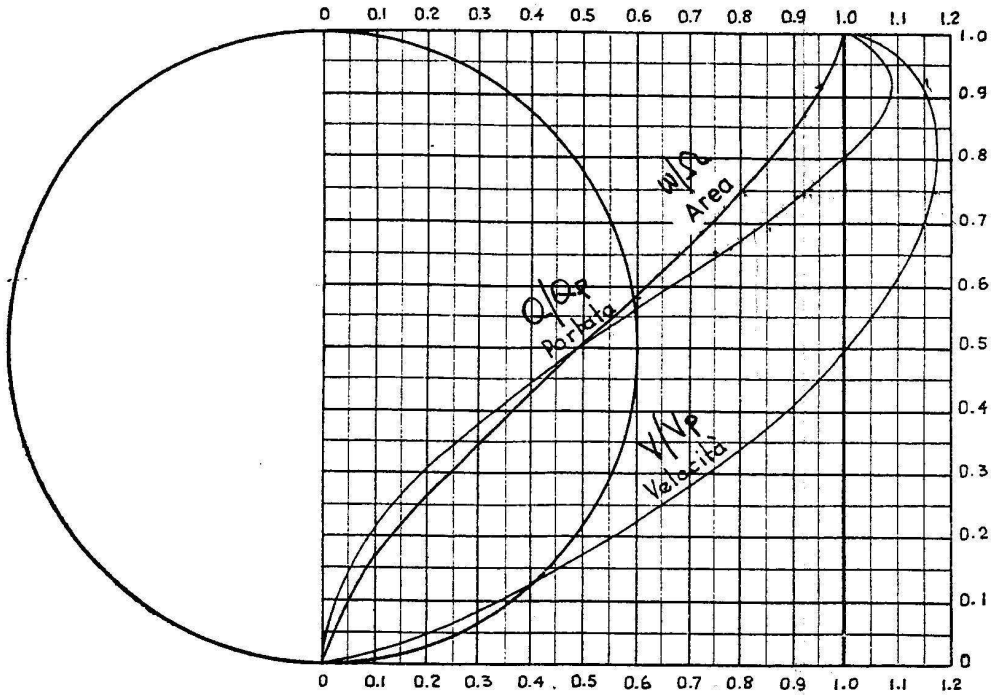
Da cui:
$$\frac{V}{V_p} = \frac{r^{2/3}}{R^{2/3}}$$

$$\frac{Q}{Q_P} = \frac{\omega * r^{2/3}}{\Omega * R^{2/3}}$$

Risulta perciò importante determinare l'altezza di riempimento del collettore, soprattutto per calcolare il valore effettivo della velocità che per fognature bianche non deve superare i 5 m/s, preferibilmente inferiore a 2.5 m/s. Il valore della velocità serve inoltre, come visto, per calcolare il tempo di corrivazione Tc in modo iterativo.

L'altezza di riempimento di un collettore avente sezione di assegnata dimensione è facilmente determinabile, infatti, essendo noti i valori della portata specifica $Q/\sqrt{i}$ da smaltire e quella $Q_p/\sqrt{i}$ che il collettore è in grado di far defluire a sezione piena, si può determinare il rapporto Q/Q_p che dipende esclusivamente dal rapporto h/H tra l'altezza liquida e l'altezza totale della sezione.

Nella immagine seguente è riportata la relazione tra le grandezze in gioco valida per condotte di sezione circolare, da cui è possibile determinare i valori di h, ω e V per un dato collettore che smaltisce una portata Q<Qp.



13.3 PROCEDIMENTO ITERATIVO DI VERIFICA

Per verificare il dimensionamento di un collettore fognario per il quale è perciò definita la forma della sezione, la lunghezza del collettore, la pendenza di fondo, l'area scolante del bacino sotteso ed il coefficiente medio pesato PSI, nonché la rete di condotte a monte, occorre definire un valore di Tc di primo tentativo e procedere al calcolo iterativo.

Determinata quindi la portata Q che il collettore deve far defluire, supposto che il moto sia uniforme, si calcola la relativa portata specifica $Q/\sqrt{i}$.

Occorre allora verificare che il collettore in oggetto rispetti la diseguaglianza $Q_p/\sqrt{i} \geq Q/\sqrt{i}$, o altrimenti adeguarne la sezione individuando il corretto diametri all'interno della tabella sopra riportata.

Calcolato allora il rapporto Q/Qp, utilizzando il grafico poco sopra riportato, si determinano i valori dell'altezza h/H di riempimento, di ω/Ω, quindi di ω e della velocità V.

Si calcola quindi un nuovo valore del tempo necessario allo scorrimento nel condotto, e conseguentemente un nuovo valore di Tc.

Il processo iterativo si arresta quando lo scarto tra due valori successivi di Tc rientra nel limite di approssimazione solitamente posto pari a 1 minuto.

Verificato così che il diametro della condotta oggetto di verifica sia sufficiente a far defluire la portata di progetto, è necessario assicurarsi che la velocità di scorrimento permanga all'interno del range di velocità 0.5 – 2.5 m/s, onde evitare da un

lato la formazione di depositi sul fondo della condotta, dall'altro una eccessiva velocità di scorrimento che potrebbe comportare un rapido deterioramento del materiale costituente la condotta.

14 VERIFICA DELLA RETE CON EPA SWMM 5.1

Mediante il software di modellazione BIM delle infrastrutture civili prodotto da Autodesk Civil3D 2019 si è provveduto alla modellazione morfologica di progetto del terreno e dell'intera rete fognaria.

Successivamente si è proceduto all'implementazione di un modello di calcolo per la verifica del sistema di fognatura, mediante l'applicativo prodotto da Autodesk Storm And Sanitary Analysis SSA2019 che implementa al suo interno il noto solutore SWMM 5.1 (Storm Water Management Model) prodotto dalla Environmental Protection Agency (EPA) americana. L'impiego di tale applicativo assicura la perfetta coerenza tra gli elaborati progettuali ed il modello di calcolo, sollevando il progettista dall'onere di inserimento manuale dei parametri dimensionali, a tutto vantaggio di una maggiore qualità ed affidabilità del modello idraulico.

Il modello di calcolo così implementato permette di affinare l'analisi ed il dimensionamento delle condotte, introducendo anche i bacini a verde precedentemente trascurati per motivi di brevità, ed il sistema di laminazione delle piogge. Il sistema di recupero delle acque meteoriche non è invece implementato nell'analisi, a favore di sicurezza, supponendolo già pieno al verificarsi dell'evento meteorico critico. Esso è infatti costituito da una vasca di accumulo in derivazione alla rete, dotata di valvola a galleggiante all'ingresso, ed il cui svuotamento è ottenuto esclusivamente per sollevamento meccanico.

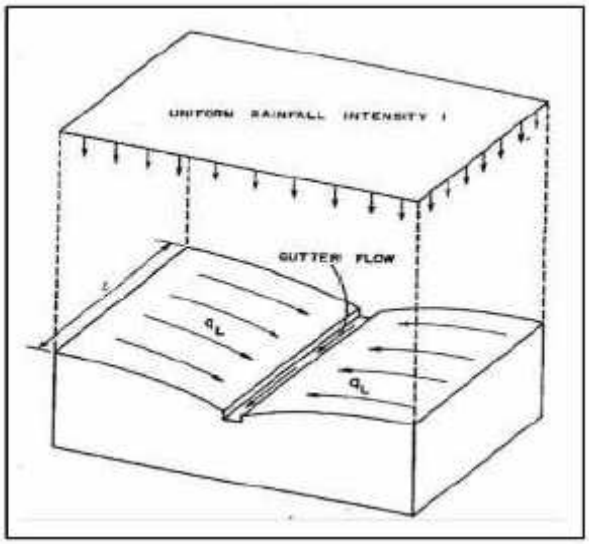
Per la stima della portata in uscita dal bacino, il software SWMM utilizza l'equazione di continuità e le equazioni complete di De Saint Venant approssimate al modello cinematico.

Il comportamento del bacino in occasione di eventi meteorici viene schematizzato come il deflusso lungo due superfici piane inclinate (overland flow plane), definite attraverso la scabrezza e la larghezza (width).

La larghezza(W) è definita, per un bacino di forma rettangolare, in funzione della lunghezza del percorso delle particelle fluide che scorrono lungo le superfici inclinate (Lunghezza di overland flow: Lof) e dell'area delle superfici come:

$$W = \frac{A}{L_{of}}$$

Il programma calcola il deflusso lungo tali superfici per poi immettere la portata nei collettori.



Le equazioni utilizzate per il trasferimento di massa liquida all'interno dei piani inclinati e all'interno dei collettori è l'equazione dell'onda cinematica:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \alpha \cdot m \cdot A^{(m-1)} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} = q$$

in cui A èp l'area liquida della sezione di deflusso, q è la portata in ingresso lungo l'ascissa x, a e m sono due parametri determinati dalla geometria e dalla scabrezza della sezione di deflusso.

Una volta definito l'idrogramma in ingresso, il software SWMM, effettua il calcolo idraulico in moto vario attraverso l'applicazione delle equazioni di De Saint Venant, espressa dalle seguenti equazioni:

Equazione di continuità:

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0$$

Equazione di conservazione Quantità di moto:

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial Q^2/A}{\partial x}+\frac{g\cdot A\cdot \partial H}{\partial x}+g\cdot A\cdot S_f+g\cdot A\cdot h_L=0$$

in cui:

x è la distanza misurata lungo il condotto,t è il tempo, A è l'area della sezione della condotta, Q è la portata, H il carico idraulico, Sf è la pendenza della linea dell'energia, hL è la perdita locale di energia per unità di lunghezza del condotto e g l'accelerazione di gravità pari a 9.81.

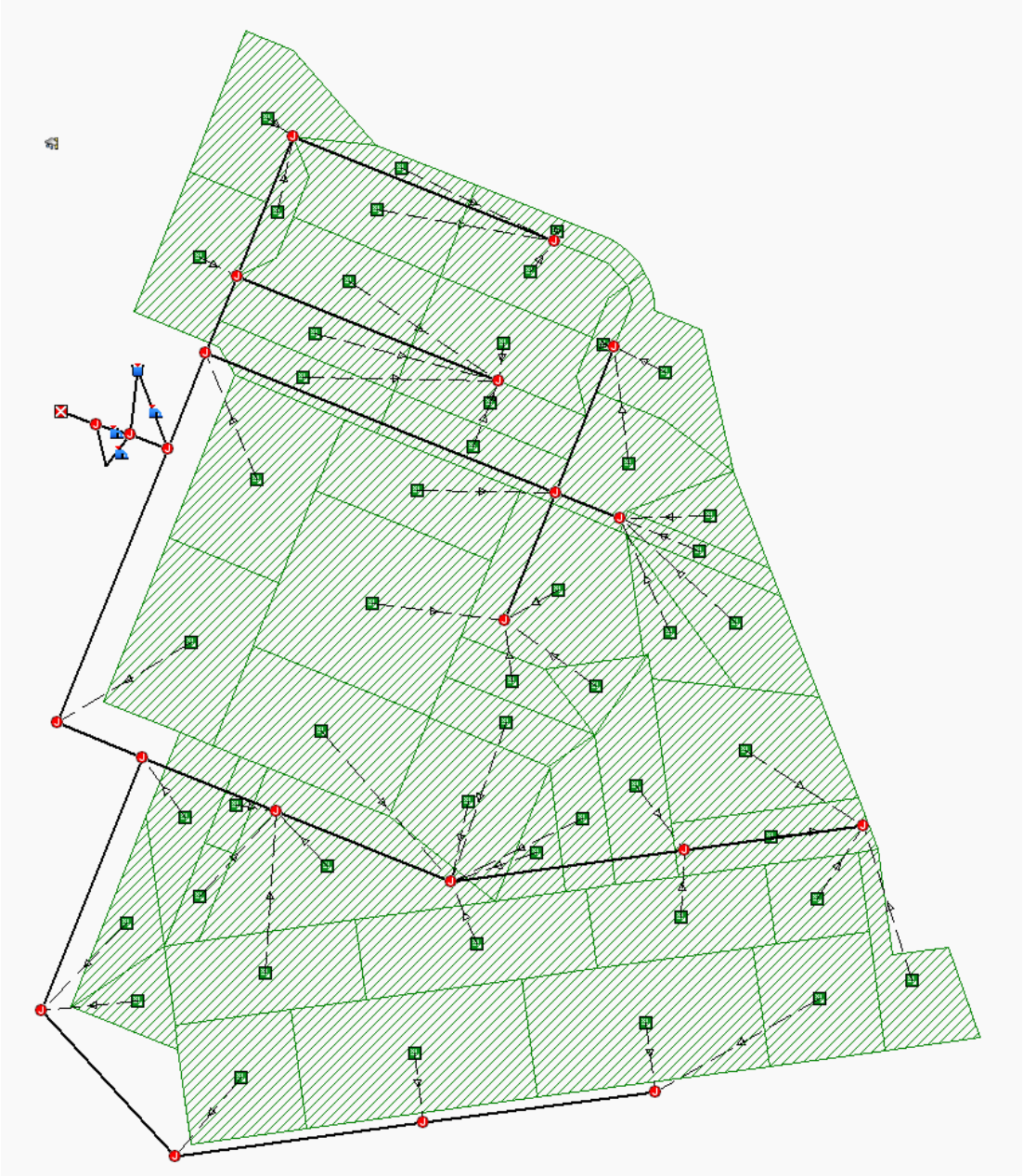
Tutte le tubazioni sono state schematizzate con valore di scabrezza n di Manning pari a 0,013 e perdite all'imbocco e a allo sbocco pari rispettivamente a 0,5 e 0,7.

Per quanto riguarda i valori degli invasi superficiali si sono adottati i seguenti valori:
Aree a verde: 7 mm
Tetti impermeabili: 2 mm
Tetti verdi: 5 mm
Marciapiedi in autobloccanti: 3 mm
Parcheggi inghiaiati: 4 mm

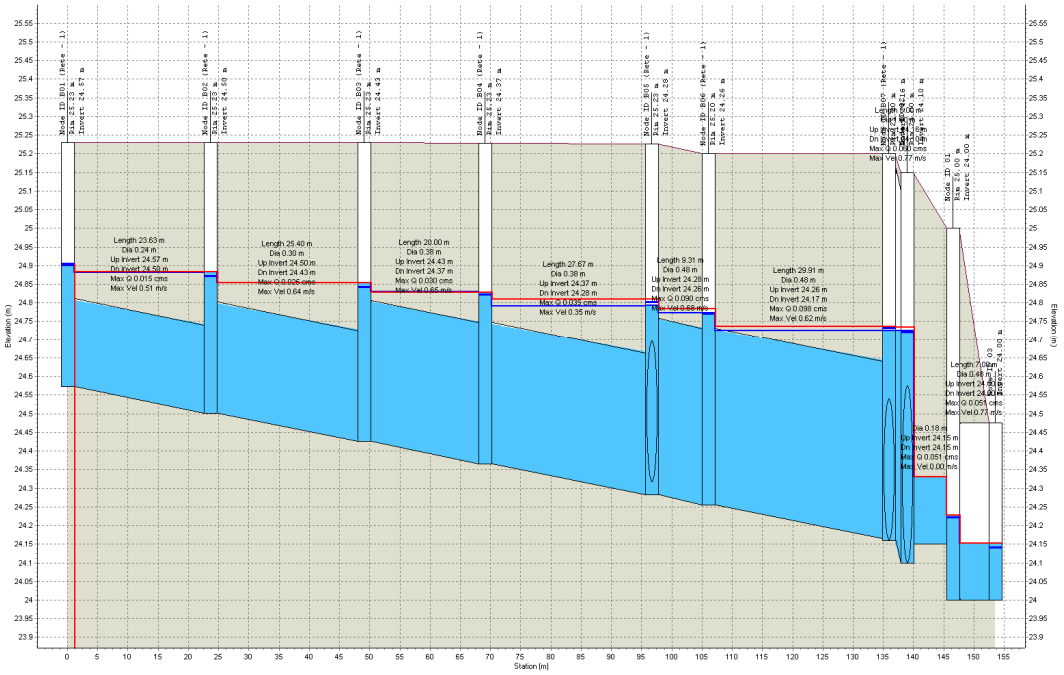
Per finire il valore del coefficiente manning assunto pari a:
Aree a verde: 0.130
Tetti impermeabili: 0.011
Tetti verdi: 0.100
Marciapiedi in autobloccanti: 0.020
Parcheggi inghiaiati: 0.024

La verifica della funzionalità del sistema, è sempre effettuata in moto vario attraverso l'ausilio del software SWMM, per durate di 10 min, 15 min, 20 min, 30 min e 60 min, verificando che la condizione più critica si verifica per durate pari a 15 min.

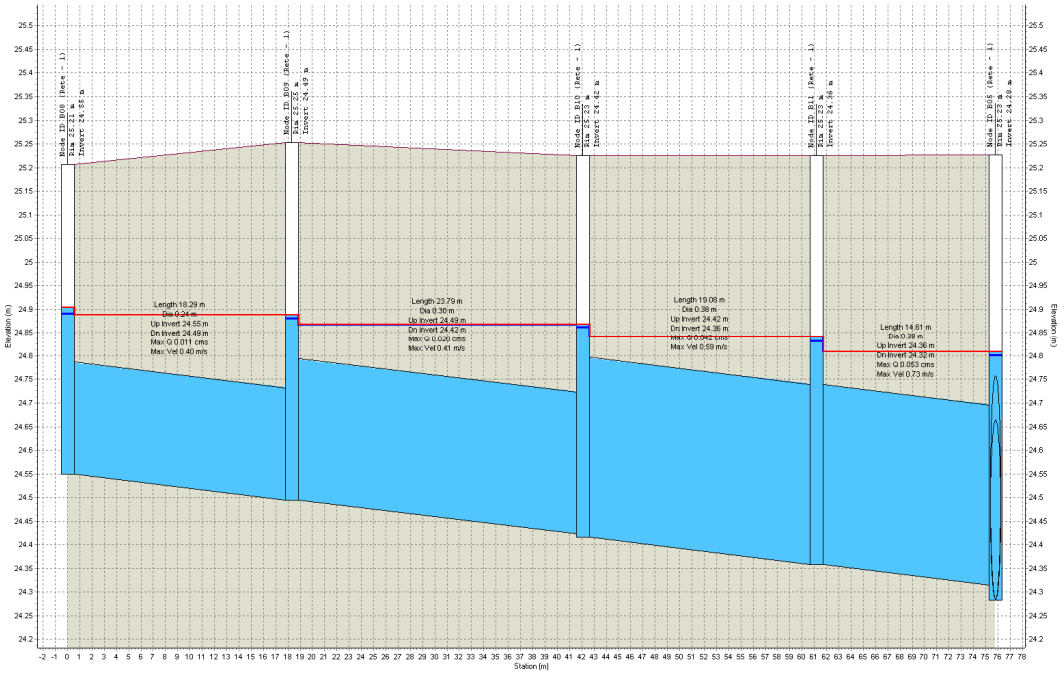
Si riporta lo schema planimetrico, i profili e l'idrogramma in uscita dalla vasca di laminazione della rete fognaria e dei relativi bacini costruito sul software SWMM, completa del sistema di laminazione dimensionato secondo la relativa relazione ed elaborati tecnici allegati.



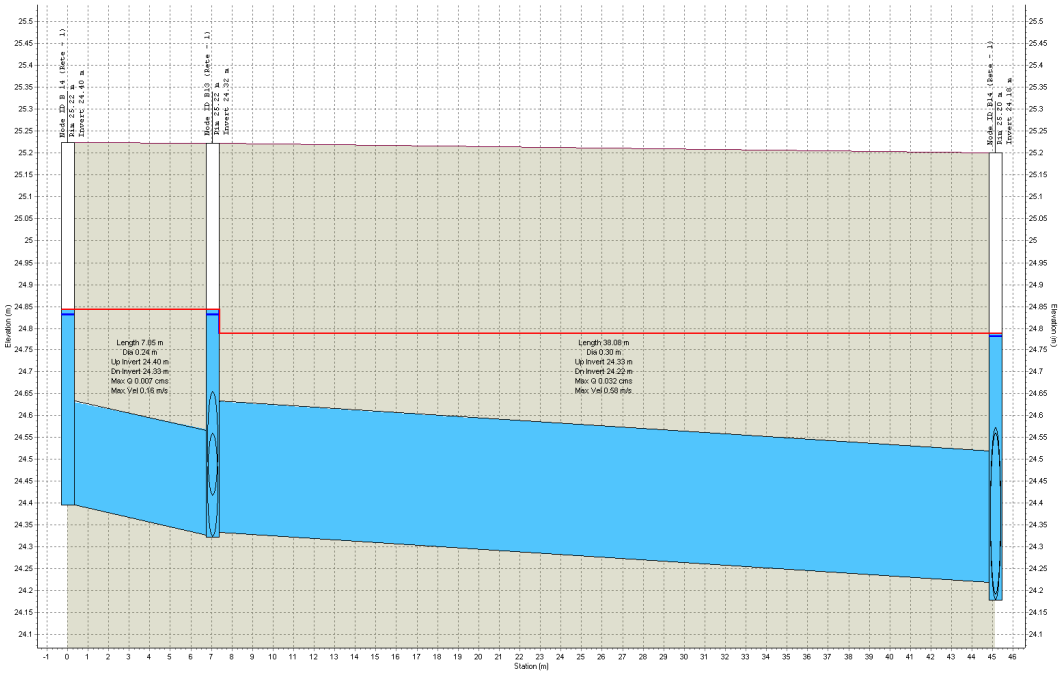
Profilo 1:



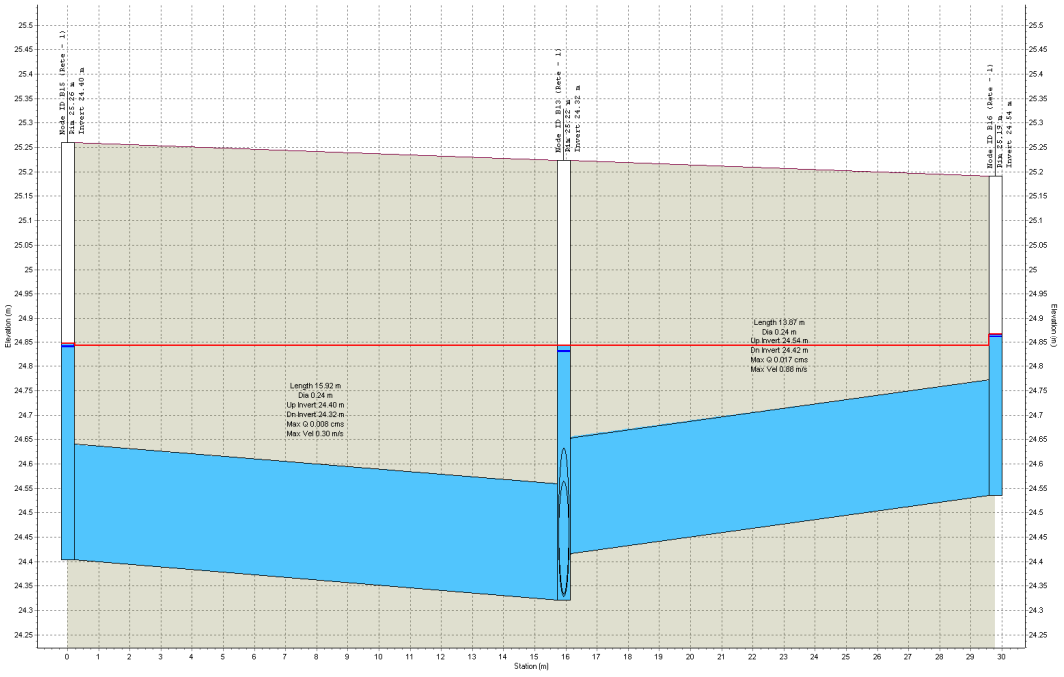
Profilo 2:



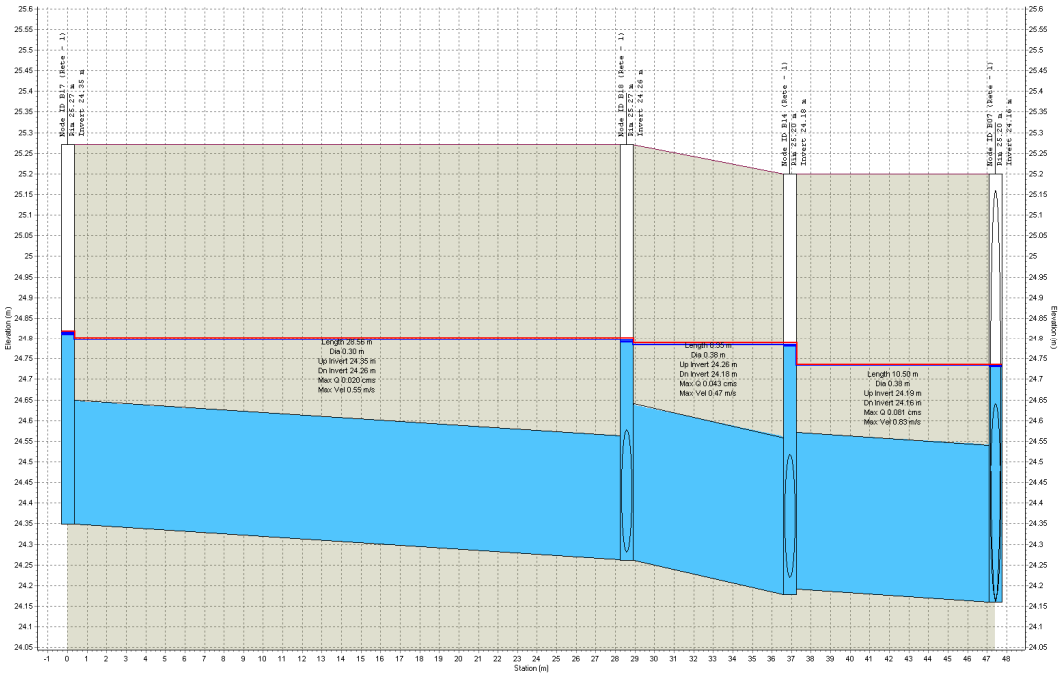
Profilo 3:



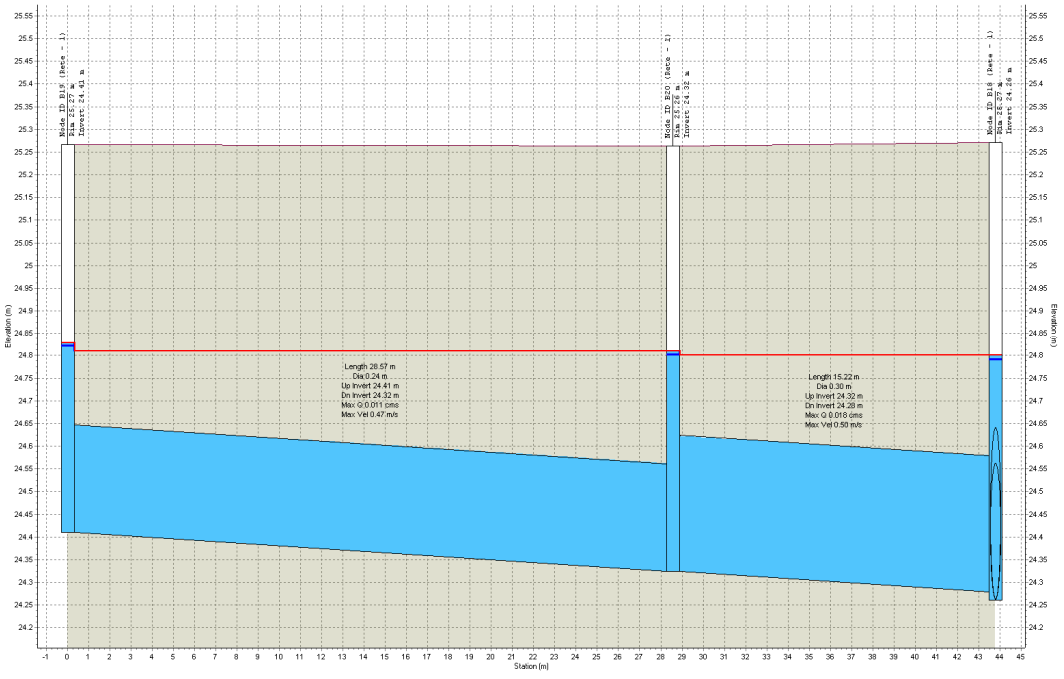
Profilo 4:



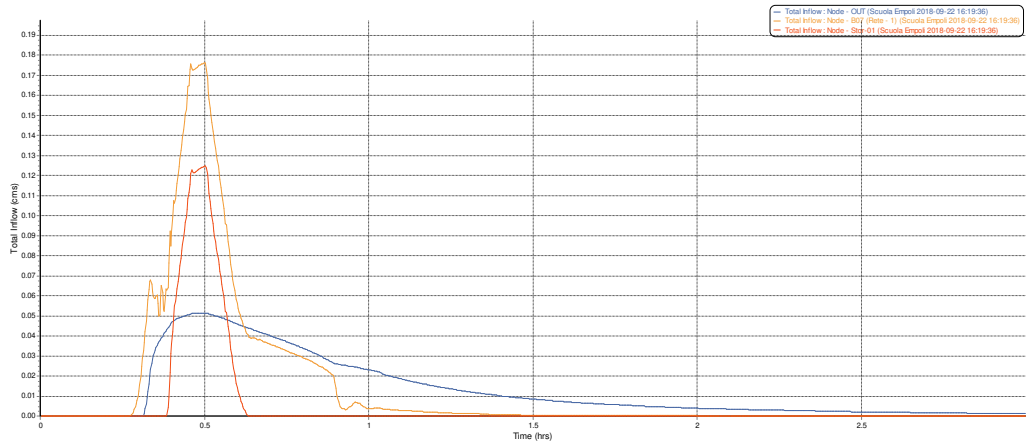
Profilo 5:



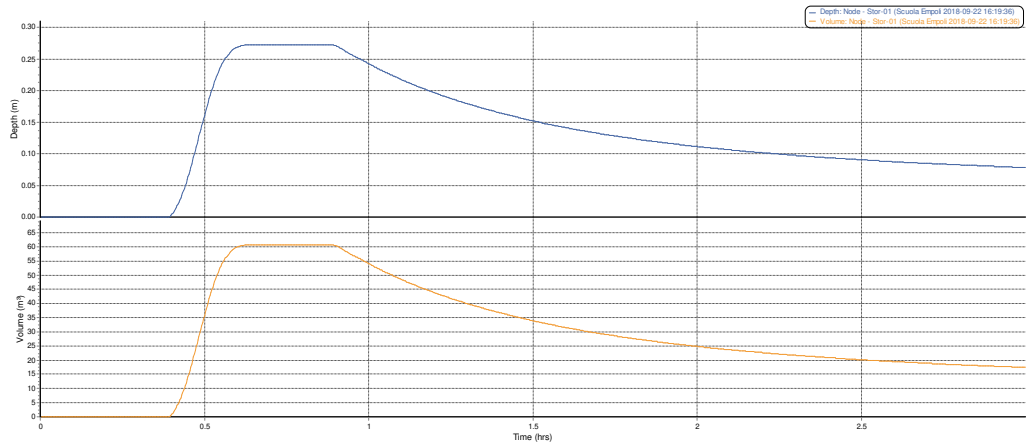
Profilo 6:



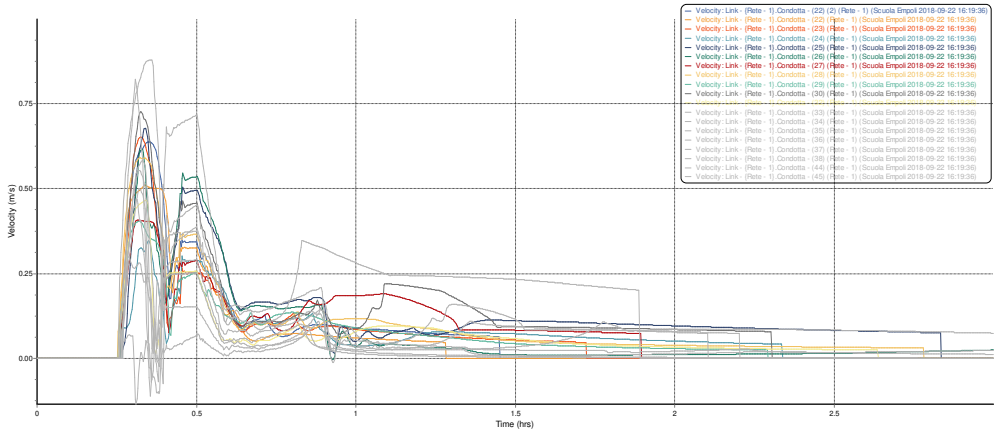
Idrogramma in uscita dalla rete fognaria verso il sistema di laminazione, idrogramma sfiorato verso la vasca di laminazione ed idrogramma laminato verso il ricettore, si osservi che lo sfioro di bypass non entra in funzione per l'evento critico a base di progetto, rimanendo una misura di sicurezza per eventi meteorici più gravosi:



Altezza liquida e volume invasato nella vasca di laminazione:



Velocità della corrente in condotta, si osservi che per tutte le condotte è ampiamente rispettato il limite massimo di 2.5 m/s:



15 DISOLEATORE

Si prevede di raccogliere e convogliare le acque meteoriche provenienti dalle coperture mediante un sistema di pluviali e canali interrati di fognatura bianca. La stessa fognatura raccoglierà anche le acque delle superfici impermeabili mediante un sistema di griglie metalliche, zanelle e relative caditoie.

Della superficie totale del lotto, infatti, una porzione è destinata alla realizzazione di un'area destinata a parcheggio auto (1.430 mq) che sarà servita da rete di fognatura separata che fa capo ad un pozzetto scolmatore che indirizza le prime piogge ad un impianto di trattamento off line con scarico verso il pozzettone ripartitore per la laminazione delle piogge a seguito di adeguato trattamento, ed i volumi eccedenti verso la rete AMD servita da vasca di laminazione.

Tutte le acque bianche vengono infatti indirizzate verso una vasca volano della capienza di 152 mc realizzata in opera ed interrata al di sotto di un'area adibita a parcheggi, dove vengono temporaneamente trattenute, grazie alla taratura della portata in uscita ad un valore tale da non aggravare il regime idraulico della rete esistente a valle dell'impianto, perseguendo così il principio di invarianza idraulica.

Inoltre, le AMDNC raccolte dalle varie coperture sono servite da una vasca di recupero per usi non potabili di irrigazione, prima di scaricare le eccedenze nella rete AMD.

Trattandosi del progetto di parcheggio auto per il quale è prevista la possibilità di impermeabilizzazione futura delle superfici, le acque meteoriche dilavanti sono ritenute inquinanti in quanto, specialmente durante i primi minuti di pioggia, trascinano sostanze quali idrocarburi, oli, grassi, metalli pesanti, polveri di varie origini, sabbie, che hanno un forte potenziale di contaminazione.

Per questo motivo per queste acque si prevede un trattamento fisico, articolato in accumulo, sedimentazione, disoleatura e filtrazione a coalescenza prima di recapitarle nel successivo sistema di laminazione delle portate meteoriche.

Ai sensi del D.Lgs 152/2006, della L.R. 20/2006 e del relativo regolamento di attuazione DPGR 46/R/2008 sono previsti idonei trattamenti depurativi al fine di garantire il rispetto dei valori limite di concentrazione degli inquinanti riportati in tabella 3 dell'allegato 5 del D.Lgs 152/2006.

Il trattamento previsto è di tipo fisico statico al fine di rimuovere i due componenti principali di inquinamento: i solidi sospesi (sabbie, polveri ecc) e i liquidi leggeri (idrocarburi, lubrificanti, grassi, ecc). Come previsto dalla norma, oltre alla realizzazione dell'invaso, adibito anche a sedimentazione e flottazione, è disposto un filtro a coalescenza in grado di trattenere gli idrocarburi.

L'impianto è dimensionato in base all'effettiva superficie scolante potenzialmente in grado di produrre Acque Meteoriche Dilavanti Contaminate, mentre non vengono considerate ai sensi dell'allegato 5 del DPGR 46/R le superfici di copertura non interessate dal trascinamento di importanti inquinanti.

Le acque meteoriche precipitate sulle coperture confluiranno infatti in una rete di drenaggio indipendente da quella di raccolta delle acque contaminate del piazzale e non saranno interessate dal trattamento depurativo ma inviate direttamente al recettore ambientale previo trattenimento nella vasca volano prevista ai fini di garantire l'invarianza idraulica sull'area.

L'impianto così realizzato si definisce perciò di tipo in derivazione, pertanto il dimensionamento è effettuato unicamente sulla base delle superfici dei piazzali, non rendendo necessario il trattamento in continuo delle portate di picco dell'evento pluviometrico di progetto.

L'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia contaminate è composto da tre sezioni principali: accumulo, disoleatura e filtrazione a coalescenza, e tutte trovano posto nella vasca di prima pioggia. Il prefabbricatore dovrà garantire mediante certificazione l'efficienza del sistema installato e dovrà fornire un prodotto rispondente alle caratteristiche riportate nella scheda tecnica allegata.

Sono allegate schede tecniche dei manufatti così come fornite dalla ditta produttrice.

Riepilogando, i dispositivi previsti per il trattamento delle acque meteoriche contaminate sono:

- Dispositivo di separazione delle prime piogge all'entrata della sezione di accumulo;
- Sezione di accumulo
- Pompa sommergibile di sollevamento;
- Sedimentazione e flottazione;
- Filtro a coalescenza in poliuretano;
- Centralina elettronica con temporizzatore per l'azionamento delle pompe di svuotamento;
- Sensore di pioggia;

In un pozzetto scolmatore passivo prefabbricato in c.a. individuato negli elaborati relativi alla rete fognaria con la sigla B14, avviene la separazione delle acque di prima pioggia e lo sfioro delle acque successive.

Poiché il pozzetto di bypass è in questo modo realizzato in opera, si fa presente che al momento dell'ordine dovrà essere esplicitato al fornitore la necessità di escludere dalla fornitura il pozzetto di bypass prefabbricato.

L'acqua in arrivo dalla rete di drenaggio del piazzale entra nel pozzetto cui è collegato il sistema di prima pioggia immettendosi in esso. Una volta riempito il serbatoio d'accumulo la valvola a galleggiante posta al suo ingresso ne chiude l'immissione, forzando così la deviazione delle seconde acque attraverso la tubazione di rete fognaria in uscita dallo stesso pozzetto, che le convoglia verso il sistema di laminazione.

L'accumulo avviene in un'unica vasca modulare, nervata, in polietilene lineare ad alta densità di volume sufficiente a contenere le acque di prima pioggia ossia 5 lt per ogni mq di superficie captante, nel primo quarto d'ora dell'evento meteorico così come indicato dalla normativa vigente, ovvero per una volumetria utile di:

$$1430\ m^2 \times 5\ lt/m^2 = 7{,}15\ m^3$$

che risulta essere inferiore alla volumetria di invaso dell'impianto di trattamento IPP1500DOFC, pari a 8 mc.

Il serbatoio, dotato di tubazioni d'ingresso e d'uscita, è dotato di pompa di rilancio sommersa comandata da un apposito quadro elettrico che automatizza tutto il processo.

Durante il tempo di detenzione del refluo nell'accumulo si ha un'efficiente dissabbiatura e sia gli oli minerali che gli idrocarburi hanno tempo di coalescere e separarsi per flottazione. Dopo questo tempo la centralina di controllo comanda lo svuotamento del serbatoio, inviando l'acqua in una sezione interna di separazione degli idrocarburi dove avviene lo smorzamento della turbolenza dovuta al pompaggio e la separazione degli idrocarburi.

L’accesso è reso possibile dalla presenza di passi d’uomo così da poter accedere comodamente all’interno e poter compiere le operazioni di pulizia e manutenzione previste dalle norme di buona tecnica.

Con cadenza massimo annuale verificare i collegamenti elettrici e la funzionalità della pompa sommersa; compiere le normali opere di pulizia del pozzetto scolmatore di testa e della vasca di accumulo dai detriti. Eseguire il lavaggio del deoliatore (lo effettuano le ditte specializzate di autospurgo) e verificare che le sezioni di passaggio siano sgombre.

Per il separatore idrocarburi la pulizia del pacco lamellare si esegue tramite lavaggio con acqua in pressione.

Per la pulizia del comparto inferiore del separatore di idrocarburi (ultima camera) operare come segue.

- Scollegare la tubazione in PE in entrata fissata alla parete del sedimentatore tramite raccordi Maschio-Femmina; inclinare il sedimentatore ed estrarlo dalla sede.
- Effettuare la pulizia del comparto.
- Ripristinare il montaggio iniziale.

Al termine del trattamento effettuato dalla vasca di prima pioggia è posto il pozzetto di campionamento che sarà utilizzato dalle autorità competenti per il controllo dello scarico.

Le specifiche tecniche e le pratiche di manutenzione e controllo menzionate in merito all’impianto di trattamento delle acque meteoriche dilavanti contaminate assieme alle schede tecniche allegate alla presente relazione costituiscono il programma di gestione e manutenzione dell’impianto così come indicato dall’articolo 43 comma 1 del DPGR 46/R e relativo allegato 5.

Il gestore dell’impianto provvederà a costituire il registro degli impianti, su cui registrerà tutte le operazioni effettuate di ispezione e manutenzione, le date di intervento e i dati delle imprese esecutrici.

16 CONCLUSIONI

Il progetto fornitoci in copia riguarda la realizzazione di due edifici maggiori a due piani, collegati tra loro da altrettanti edifici minori; i primi sono adibiti ad aule scolastiche l'uno e palestra l'altro, mentre i secondi ospitano prevalentemente uffici. Completano il progetto un'area destinata a parcheggio pubblico a servizio del plesso scolastico ed alcune sistemazioni esterne e aree vegetate.

Studiato l'andamento planimetrico della rete fognaria, le condotte, i loro diametri e profili di posa sono state dimensionate secondo due differenti metodi di calcolo. Il primo di tipo speditivo di predimensionamento ha permesso di determinare in prima approssimazione i diametri da assegnare a ciascuna condotta, mantenendo il controllo tangibile sul funzionamento della rete, il secondo, sviluppato mediante il software di calcolo SWMM 5.1 (Storm Water Management Model) prodotto dalla Environmental Protection Agency (EPA) americana, ha permesso di verificare i diametri di predimensionamento, affinare il calcolo ed adeguare quei pochi casi in cui si è valutato di implementare una condotta di maggior diametro.

Questa doppia tipologia di analisi è stata richiesta anche dall'esigenza di ridurre ai minimi termini il dislivello di carico necessario al funzionamento tra il piano di progetto ed il ricettore finale.

L'intera rete, così come la morfologia del terreno minima di progetto, è stata modellata mediante il software di modellazione BIM delle infrastrutture civili prodotto da Autodesk Civil3D 2019. Ciò ha anche permesso di fornire l'estrazione a curve di livello della superficie morfologica di progetto, in modo da garantire la massima coerenza tra gli elaborati progettuali qui allegati e quelli prodotti mediante il software di disegno architettonico Revit da questi impiegato.

L'analisi è stata svolta per varie durate di pioggia sino ad individuare quella critica pari a 15 minuti per un tempo di ritorno trentennale TR30 come comunemente adottato nelle verifiche e progetti delle reti di fognatura pluviale. La verifica ha coinvolto anche il sistema di laminazione delle portate che ha dimostrato un comportamento adeguato.

Il ricettore finale della rete fognaria è costituito dal limitrofo corso d'acqua superficiale, assimilato a recapito di capacità infinita in virtù della diversa durata di pioggia critica per i due sistemi: fognatura e reticolo idraulico secondario, e dell'assenza di dati a riguardo.

Il sistema di fognatura e laminazione così implementati sono perciò in grado di:

smaltire l'evento meteorico critico con TR30 senza il verificarsi di fenomeni esondativi in alcun tratto della rete;

limitare la massima portata recapitata verso il ricettore finale al valore di 50 l/s*ha prescritto dal vigente Regolamento Urbanistico, mediante un sistema di laminazione delle portate con invaso temporaneo;

assicurare il non superamento del valore limite per la velocità in condotta pari a 2.5 m/s per la durabilità;

margine aggiuntivo di sicurezza offerto dalla soglia di bypass al sistema di laminazione, non attivo per critico di progetto;

ricoprimento minimo sulle condotte pari a 40 cm al di sotto delle aree pedonali, 60 cm al di sotto di quelle carrabili;

alimentazione del sistema in derivazione di riuso delle acque meteoriche a scopo irriguo.

Per ciascun tratto di fognatura il progetto prevede l'impiego di condotta in PVC SN4 con diametri da Ø250 a Ø500.

Tulle le considerazioni e verifiche qui svolte e nell'allegata relazione di invarianza idraulica sono da ritenersi valide solo nel caso in cui sia effettuata regolare manutenzione di tutti i manufatti e nell'ipotesi di capacità ricettiva del corso d'acqua superficiale che costituisce il recapito finale.

Qualsiasi modifica progettuale, planoaltimetrica o di impermeabilizzazione, nonché difformità del rilievo fornito invalidano automaticamente l'analisi svolta, e in tal caso dovranno essere eseguite nuovamente le verifiche qui presentate.