

COMMITTENTE**PROGETTAZIONE**

Infrarail srl –
Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Piazza della Croce Rossa n.1 - 00161 Roma

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
**ACCESSIBILITA' ALLA NUOVA STAZIONE AV BELFIORE
E NUOVO COLLEGAMENTO BELFIORE – FIRENZE SMN
FASE 1**
IDR**IDROLOGIA E IDRAULICA****Relazione sistema di drenaggio - Piattaforma ferroviaria**

IL PROGETTISTA

Infrarail srl - IFR
sede legale: Piazza della Croce Rossa n.1 – 00161 Roma.
PEC: infrarail.pec@legalmail.it
Codice fiscale e n. iscr. al Registro Imprese: 06956550484

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO	DISCIPLINA	PROGR.	REV.
0002	00	F	ZZ	RI	ID0000	002	B

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
A	EMISSIONE	CESARE	03/04/23	DE LORENZO	04/04/23	SORBELLO	05/04/2023
B	INSERIMENTO PROG. ROMITO	CESARE	26/06/23	DE LORENZO	27/06/23	SORBELLO	28/06/2023

File: 0002.00.F.ZZ.RI.ID0000.002.B

n. Elab.:

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE	1
1.	DIMENSIONAMENTO RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	2
1.1.	PREMESSA.....	2
2.	DATI PLUVIOMETRICI	2
1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA RETE	3
1.1.	CALCOLO DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA	4
1.2.	CALCOLO DELLA PORTATA PLUVIALE	6
1.2.1.	Metodo razionale	7
1.3.	CONCLUSIONI.....	20

1. INTRODUZIONE

L'accessibilità alla nuova stazione AV di Firenze Belfiore rappresenta un elemento di valenza strategica nell'ambito del programma generale di potenziamento del nodo AV di Firenze.

Nell'insieme l'accessibilità alla nuova stazione AV di Firenze Belfiore prevede i seguenti interventi:

- la nuova "Fermata Circondaria", da realizzarsi in corrispondenza della sottostante viabilità di Via Circondaria, che sarà a servizio di tutte le linee ferroviarie (regionali e Alta velocità), collegate alle stazioni di Firenze Rifredi, di Firenze Statuto, Firenze Campo di Marte e Firenze SMN;
- il People Mover, che permetterà il collegamento diretto tra la stazione di Firenze Santa Maria Novella e la futura stazione AV di Firenze Belfiore;
- l'integrazione del People Mover e della Fermata Circondaria con la Stazione AV di Firenze Belfiore.

La nuova fermata di Circondaria, da realizzarsi nell'ambito delle opere connesse all'AV, prevede, inoltre, l'integrazione intermodale con gli altri sistemi di trasporto pubblico, rafforzando così il legame tra la stazione e il proprio bacino di utenza.

Essa sarà costituita da 8 binari passanti, tra cui l'importante raddoppio Pisa/Pistoia, e 5 marciapiedi, di cui 3 intermedi e 2 laterali a standard metropolitano, con altezza di 55 cm sul PF e lunghezza di 250 m, escluso quello laterale lato Via Sighele di lunghezza pari a 200 m per evitare la pesante interferenza con un edificio residenziale.

L'accessibilità dalla viabilità esistente alla nuova Fermata avverrà tramite due sottopassi pedonali, uno realizzato ex novo, che permetterà il collegamento nei pressi dell'eventuale nuovo parcheggio in zona «Macelli», ex Centrale del Latte, di fronte la nuova stazione AV di Belfiore con ampia area pedonale, area di parcheggio, kiss&ride e nuova fermata dei bus. Il secondo sottopasso, in parte già realizzato, permetterà, da un lato, l'accesso da Via Circondaria/Via Sighele, mentre dall'altro, il collegamento con la futura stazione AV di Belfiore tramite un attraversamento a raso con pensilina di protezione nonché con un sistema di collegamenti verticali che permetteranno di entrare direttamente del piano primo della futura stazione AV (quota +51m.s.l.m). Da quest'ultimo sottopasso, i viaggiatori salgono alle banchine con un sistema di scale fisse e ascensori, protetti dalla pensilina ferroviaria.

Il collegamento tra la stazione AV di Belfiore e la fermata Circondaria sarà garantito da un sottopasso, un gruppo di scale/ascensori per i collegamenti verticali, e un sistema di passerelle pedonali aeree che attraverseranno la sottostante viabilità BUS e che permetteranno il collegamento con la futura stazione AV di Belfiore alla quota del primo piano (+51m). Il collegamento pedonale tra la fermata e le aree di interscambio è realizzato attraverso percorsi protetti e privi di ostacoli, facilitati dalla segnaletica tattile di orientamento per i viaggiatori (necessaria la riprogettazione complessiva dell'Area ex centrale del Latte).

Visti i tempi di realizzazione degli interventi sopra descritti, l'opera complessiva di accessibilità alla nuova stazione AV di Firenze Belfiore sarà realizzata per fasi funzionali.

La presente relazione fa, quindi, riferimento allo sviluppo del progetto di fattibilità della "prima fase funzionale", che nello specifico comprende:

- la realizzazione di 3 dei marciapiedi (il 1°, il 2° e parte del 3°) della configurazione finale, accessibili da due sottopassi;
- le pensiline ferroviarie insistenti sui nuovi marciapiedi 1°, 2° e 3°;
- il muro di contenimento lungo Via Cironi e Via Sighele;
- il prolungamento del sottopasso viario su Via Circondaria;
- l'adeguamento del piano del ferro esistente con adeguamento dei tracciati ferroviari coinvolti (Montevarchi AV, Direttissima, Indipendente e deposito locomotive del Romito);
- la realizzazione del nuovo sottopasso pedonale su via Cironi e l'adeguamento dell'esistente sottopasso pedonale su via Sighele;

1. DIMENSIONAMENTO RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

1.1. PREMESSA

Il presente progetto riguarda il dimensionamento della rete di smaltimento acque meteoriche delle porzioni scoperte dei binari della fermata Circondaria.

Per il calcolo delle portate ci si è riferiti solo alle portate di pioggia

Le acque meteoriche di prima pioggia (AMPP) sono per definizione acque corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di cinque millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio; ai fini del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di deflusso si assumono pari ad 1 per le superficie coperte, lastricate od impermeabilizzate ed a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate;

Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari ad 1, assumendo le superfici come impermeabili.

Per il calcolo della portata pluviale si fa riferimento alla curva di probabilità pluviometrica riportata nella "Relazione Idraulica-0002.00.F.ZZ.RI.ID0000.001".

2. DATI PLUVIOMETRICI

Per la determinazione della curva di probabilità pluviometrica si è fatto riferimento a dati di pioggia relativi al comune di Firenze, dove è installata la stazione pluviometrica più vicina a via Circondaria, Firenze Università.

Il bacino imbrifero in cui è posizionata tale stazione è quella dell'Arno, ad una quota media di 84 m s.l.m.m. I dati rilevati risalgono al periodo che va dal 1999 al 2017 e sono riportati nelle seguenti tabelle:

OSSERVAZIONE PLUVIOGRAFO COD. TOS01001096					
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI: FIRENZE UNIVERSITA'					
BACINO: ARNO					
QUOTA: 84m					
Anni di osservazione 17					
WGS84 [°]: LAT 43.799 LON 11.251					
Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1999	25,3	38,8	55,4	68,8	71,4
2001	28	31,4	32,6	38	45
2002	31,2	37,6	37,8	37,8	45,6
2003	50,2	72,8	78	79,8	96,2
2004	22,4	27,4	33	33,4	35
2005	25,4	41,6	47	47,2	58,2
2006	23,2	25	33,6	41,8	49
2007	21,8	37,2	52	52	52
2008	28,8	29,2	35	41,6	41,6
2009	17,4	25,6	27,6	36,4	45,8
2010	34,4	25,8	34,6	47	47,8
2011	28,8	42,6	56,8	56,8	60,6
2012	33,8	57,2	66,6	73,4	110,2
2013	22,4	28	47,2	47,6	47,6

2014	29	33,6	33,6	35,8	53
2015	34,6	40,8	40,8	40,8	48,8
2016	25,8	39,4	43,6	44	52,8
2017	29,2	36,8	41,4	44,8	50,6
media	28,43	37,27	44,26	48,17	56,18

Seguono i dati di pioggia relativi a durate inferiori l'ora:

OSSERVAZIONE PLUVIOGRAFO COD. TOS01001096								
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI: FIRENZE UNIVERSITA'								
BACINO: ARNO								
QUOTA: 84m								
Anni di osservazione 17								
WGS84 [°]: LAT 43.799 LON 11.251								
Anno	5	10	15	20	25	30	35	40
1999			16,4			24,4		
2001			13,8			26,2		
2002			13			20		
2003			23,8			34,6		
2004			11,8			20,2		
2005			16,8			19,6		
2006			13,6			17,4		
2007			15,4			18,2		
2008			12,4			23,6		
2009			10,6			12,8		
2010			23,4			25,8		
2011			13,8			20,2		
2012			11,2			18,6		
2013			12,6			18,8		
2014			14,2			17,2		
2015			14,8			21,6		
2016			12,4			20,2		
2017			11,6			22,4		
media	0	0	14,53	0	0	21,21	0	0

1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA RETE

Oltre alla presente relazione si fa riferimento all'elaborato "0002.00.F.ZZ.P8.ID0000.001.A - Planimetria schematica del sistema di drenaggio - Piattaforma ferroviaria" per l'individuazione delle aree, dei collettori e dei sistemi di trattamento proposti.

Le aree individuate sono state ipotizzate come impermeabili (coefficiente deflusso $\varphi=1$) in considerazione della presenza dello strato di Sub-Ballast al di sotto della sede ferroviaria.

Per un'ottimale distribuzione delle velocità del fluido, si è imposta una pendenza dei tratti di progetto dell'1%.

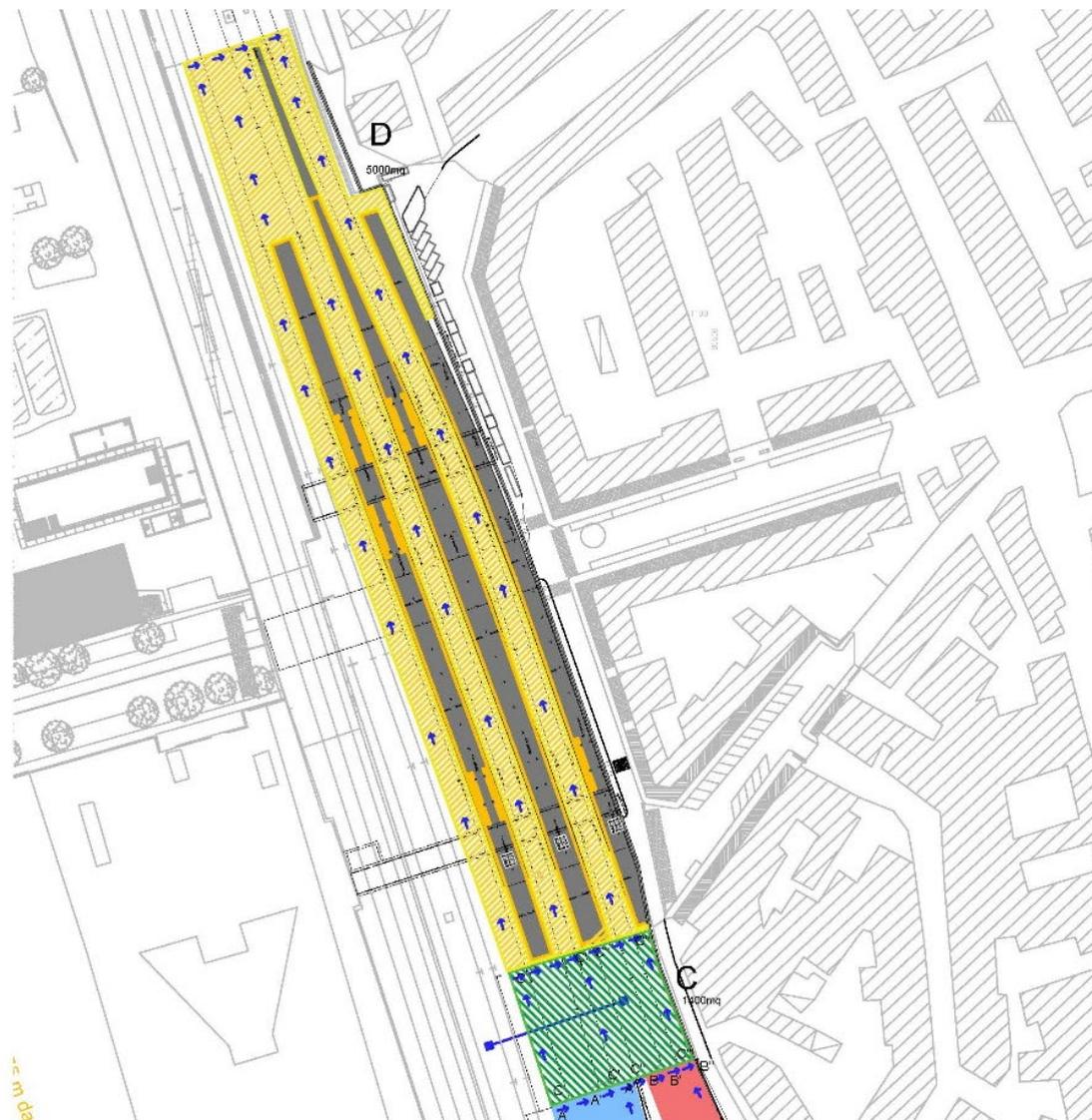
La superficie scolante è stata suddivisa in 4 aree denominate A-B-C-D. Per ciascuna area sarà previsto un sistema di smaltimento delle acque attraverso una rete di canali e tubazioni convoglianti tutti alle vasche di laminazione e sedimentazione prima dell'immissione nelle condotte di scarico delle acque grigie.

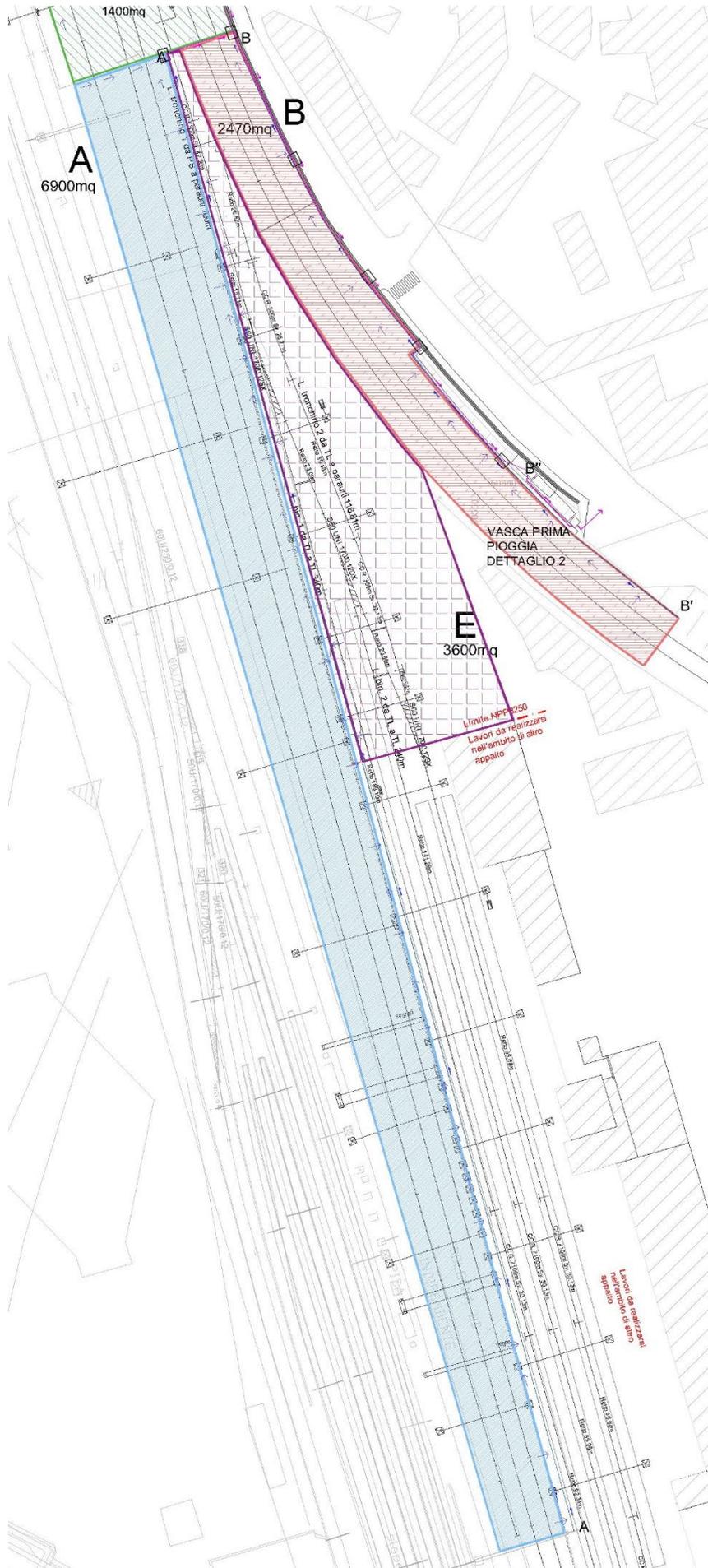
1.1. CALCOLO DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA

Il sistema idraulico di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche prevede il loro convogliamento dalle superfici esposte alle condutture di adduzione e ai corpi recettori tramite opportuni dispositivi (griglie, caditoie, ecc...). Il dimensionamento del sistema idraulico può avvenire secondo criteri climatologici o geometrici che consistono nell'identificazione delle aree e nel dimensionamento della rete di deflusso delle acque. Le superfici da computare sono tutte quelle orizzontali pavimentate: strade, parcheggi, piazzali, viabilità ed aree pavimentate in genere.

Nel nostro caso abbiamo suddiviso la superficie di scorrimento dei binari in 5 zone afferenti a due aree di trattamento.

Nelle immagini di seguito è possibile visualizzare le aree differenziate con 5 diverse colorazioni e denominazioni.





Il volume delle acque di prima pioggia (V_{app}) si ha moltiplicando l'intera superficie per il tirante idrico pari a 5 mm.

$$V_{app} = Stot \times 0,005m$$

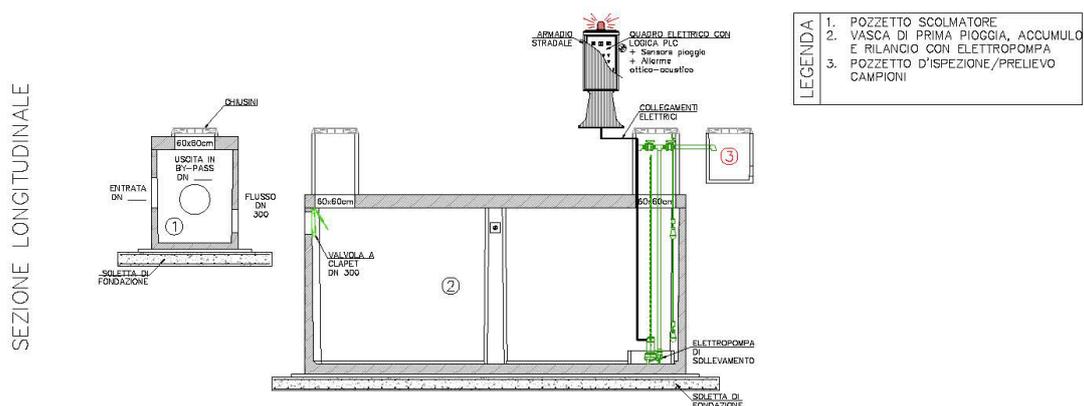
SUP. SCOLANTI	A	B	C	D	E
SUP.AFFERENTE m ²	6900	2470	1400	5000	3600
SUP.AFFERENTE[hmq]	0,690	0,247	0,140	0,5	0,36
COEFF.DEFLUSSO φ	1	1	1	1	1
V(app) [mc]	34,5	12,35	7	25	18
Vvasche [mc]	A+B+C+E=71,85			25	

Le vasche di prima pioggia modulari o monolitiche prefabbricate vengono utilizzate per accumulare i primi 5 mm delle acque di dilavamento uniformemente distribuite sulla superficie. La funzione di queste vasche è di stoccare l'acqua inquinata e di impedire che venga convogliata direttamente allo scarico. Le acque stoccate nelle vasche vengono smaltite, mediante pompa di scarico alla fognatura comunale.

L'immissione delle acque di prima pioggia negli impianti comunali dovrebbe avvenire entro 24-48 ore dopo la fine dell'evento meteorico e comunque secondo le prescrizioni dell'ente gestore della fognatura e del depuratore. Questo considerando che i depuratori comunali durante le precipitazioni atmosferiche devono già smaltire le acque provenienti dalle fognature miste e si troverebbero quindi a dover trattare enormi quantitativi superiori alla loro capacità di trattamento

Nel nostro caso si ipotizza l'installazione di due vasche con volumi minimi calcolati di 75mc e 25mc di volume utile.

Di seguito sezione tipologica di una vasca di prima pioggia.



1.2. CALCOLO DELLA PORTATA PLUVIALE

I dati di pioggia raccolti negli ultimi 17 anni dal pluviometro registratore hanno consentito di definire, con un approccio di tipo probabilistico, la curva di probabilità pluviometrica relativa al territorio in questione.

Per il progetto in questione si dovrebbe far riferimento, come detto, alla curva calcolata nella "Relazione Idranlica-0002.00.F.ZZ.RI.ID0000.001", che ha per equazione:

$$h = 29,107 \cdot t^{0,97} \quad [\text{mm}] \quad \text{per } t > 1h$$

Dato che il valore di n è superiore al range di riferimento $0,2 \div 0,6$ si è preferito utilizzare una curva media di equazione:

$$h = 50 \cdot t^{0,5} \quad [\text{mm}] \quad \text{per } t > 1h$$

Le suddette relazioni monomie esprimono il legame tra la massima altezza di pioggia h , che si verifica nel bacino in esame, con un periodo di ritorno T di 5 anni e un evento meteorico di durata t .

In particolare, T è stato stabilito mediante considerazioni di carattere tecnico-economico, riguardanti l'entità delle opere in progetto e il rischio giudicato accettabile di malfunzionamento dei canali o di eventuali danni, nel caso di superamento dei valori di massima altezza di pioggia adoperati nel dimensionamento degli specchi.

L'espressione dell'intensità di pioggia per il bacino in esame è:

$$i = \frac{50}{t^{0,50}} \quad \left[\frac{\text{mm}}{h} \right] \quad \Leftrightarrow \text{per } t > 1h$$

Dopo aver preparato i dati necessari alla progettazione, si procede con il dimensionamento dei collettori, che può essere effettuato con il metodo razionale o con il metodo dell'invaso.

1.2.1. Metodo razionale

Dimensionamento con il metodo razionale (detto anche cinematico o del ritardo di corrivazione).

È un metodo diretto per il calcolo della portata di massima piena secondo cui dimensionare i collettori fognari.

Il primo parametro da analizzare è il **tempo di corrivazione** t_c , che la particella caduta nel punto più lontano dell'area scolante impiega per raggiungere la sezione di chiusura, può essere espresso dalla seguente relazione:

$$t_c = t_r + t_p$$

dove:

- t_r rappresenta il **tempo di ruscellamento**, che dipende dalla pendenza del terreno (si riduce all'aumentare della pendenza) e dall'area di pertinenza (aumenta all'aumentare dell'area). Il suo valore generalmente è compreso fra 5 e 15 minuti, a seconda del grado di urbanizzazione dell'abitato.

Nel nostro caso t_r è stato posto pari a **10 minuti**.

- t_p rappresenta il **tempo di percorrenza** ($t_p = L/v$), ossia il tempo necessario affinché la particella d'acqua, che si muove con velocità uniforme v , percorra il tratto di tubazione di lunghezza L , fino alla sezione di calcolo.

D'altro canto, nel caso in cui il tratto abbia delle confluenze a monte, t_c verrà posto pari alla somma del proprio tempo di percorrenza e del maggiore tra il tempo di ruscellamento sul proprio bacino e i tempi di corrivazione dei tratti confluenti.

Nell'ipotesi di intensità di pioggia costante, la **portata pluviale di massima piena** risulta:

$$Q_P = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{360} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

in cui, oltre al coefficiente di afflusso φ , i è l'intensità di pioggia (in mm/h) relativa a una durata pari al tempo di corrivazione t_c , A è l'area (in ha) del bacino a monte della sezione di calcolo.

Il dimensionamento può essere effettuato con la velocità V imposta o con la pendenza i fissata oppure con la tensione tangenziale τ imposta.

Procediamo dimensionando con velocità **V imposta, $V=1\text{m/S}$**

COLLETTORE A-A'

Il collettore A-A' sarà un canale rettangolare a pelo libero in cls, per il quale ipotizziamo un coefficiente di riempimento del 50%.

L	[m]	360		t_r (FISSATO)	[s]	600
S	[hm ²]	1,05		t_p (L/V)	[s]	360
φ	-	1		t_c=t_r+t_p	[s]	960
K_s	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,266
V	[m/s]	1		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	25,98

Dimensionamento con il metodo razionale (detto anche cinematico o del ritardo di corrivazione).

È un metodo diretto per il calcolo della portata di massima piena secondo cui dimensionare i collettori fognari sulla base della relazione:

$$Q_{max} = 2,78 \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{t_c}$$

in cui $[S] = \text{hm}^2$, $[h] = \text{mm}$, $t_c[\text{ore}] = e$ e $[Q] = \text{l/s}$.

$$Q_{max} = 2,78 \frac{1 \times 1,05 \times 25,98}{0,266} = 285,09 \text{ l/s} = \mathbf{0,285 \text{ mc/s}}$$

Per eseguire il dimensionamento si fa riferimento alla formula di Chezy per canali a superficie libera con sezione rettangolare:

$$Q = A \cdot V = A \cdot \chi \sqrt{R} \cdot i = L \cdot h \cdot \chi \sqrt{\frac{A}{c} \cdot i} = L \cdot h \cdot \chi \sqrt{\frac{L \cdot h}{L+2h} \cdot i}$$

VERIFICA

Data la forma e le dimensioni della sezione trasversale di un alveo di nota scabrezza e pendenza i , determinare il valore di portata Q corrispondente ad un assegnato valore del tirante idrico di moto uniforme h

Per sezione rettangolare con coefficiente di Chezy χ calcolato con Strikler si ha:

$$\chi = k \cdot R^{\frac{1}{6}} = 90 \cdot \left[\frac{L \cdot h}{L+2h} \right]^{\frac{1}{6}}$$

con k (coeff. di scabrezza Strikler) pari a **90** nel caso di pareti di cemento perfettamente lisce

TABELLA 17.1. - Coefficienti di scabrezza per i canali.

Tipo di canale	Scabrezza omogenea equivalente ϵ (mm)	Bazin γ_B (m ^{1/3})	Kutter m_K (m ^{1/3})	Gauckler-Strickler k_S (m ^{1/3} s ⁻¹)	Manning n (m ^{-1/3} s)
1 - Pareti di cemento perfettamente lisciate. Pareti di legno piallato. Pareti metalliche, senza risalti nei giunti. - Idem ma con curve.	0,15 ÷ 0,2 0,2 ÷ 0,4	0,06 0,10	0,12 0,18	100 ÷ 90 90 ÷ 85	0,011 0,012
2 - Pareti di cemento non perfettamente lisciate. Muratura di mattoni molto regolata. Pareti metalliche con chiodatura ordinaria.	0,4 ÷ 1,0	0,16	0,20 ÷ 0,25	85 ÷ 75	0,013
3 - Pareti di cemento in non perfette condizioni. Muratura ordinaria più o meno accurata. Pareti di legno grezzo, eventualmente con fessure.	2 ÷ 5	0,23 ÷ 0,36	0,35 ÷ 0,55	70 ÷ 65	0,014 ÷ 0,015
4 - Pareti di cemento solo in parte intonacate; qualche deposito sul fondo. Muratura irregolare (o di pietrame). Terra regolarissima senza vegetazione.	8	0,46	0,55 ÷ 0,75	60	0,018
5 - Terra abbastanza regolare. Muratura vecchia, in condizioni non buone, con depositi di limo al fondo.	15 ÷ 30	0,60 ÷ 0,85	0,75 ÷ 1,25	50	0,020 ÷ 0,022
6 - Terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari.	70	1,30	1,50	40	0,025
7 - Terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia.	120 ÷ 200	1,75	2,00	35	0,030
8 - Canali in abbandono con grande vegetazione. Corsi d'acqua con alveo in ghiaia e movimento di materiali sul fondo, oppure scavati in roccia con sporgenze.	300 ÷ 400	2,0 ÷ 2,3	3,00	30	0,035

$$Q = L \cdot h \cdot k \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot i} = L \cdot h \cdot k \cdot R^{1/6} \cdot R^{1/2} \cdot i^{1/2}$$

Nel nostro caso però supponiamo di avere L=0,40m, h=0,40 ed i=0,01m/m (pendenza 1%) ed un riempimento max del 50%

Ricaviamo Q e confrontiamo con Qmax

$$Q=0,376mc/s$$

Verifico la velocità inserendo la portata massima ed il valore di Area bagnata ottenuto con la sezione rettangolare semplice

$$A=Lxh=0,4x0,4=0,16mq$$

$$V=Q_{max}/A$$

$$V=0,285/0,16=1,56 \text{ m/s la velocità è quindi verificata}$$

COLLETTORE B-B'

Collettore rettangolare in CLS (canale a pelo libero)

L	[m]	176		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,250		t_p (L/v)	[s]	176
φ	-	1		t_c =t _r +t _p	[s]	766
K_s	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,212
V	[m/s]	1		h =50 · t _c ^{0,5}	[mm]	23,02

$$Q_{max} = 2,78 \frac{\phi \cdot S \cdot h}{tc}$$

$$Q_{max} = 2,78 \frac{1x0,250x 23,02}{0,212}=75,47 \text{ l/s}=0,075 \text{ mc/s}$$

Verifica

Nel nostro caso però supponiamo di avere L=0,30m, h=0,30 ed i=0,01m/m (pendenza 1%)

Ricaviamo Q e confrontiamo con Qmax

$$Q = L \cdot h \cdot k \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot i} = L \cdot h \cdot k \cdot R^{1/6} \cdot R^{1/2} \cdot i^{1/2}$$

$$Q=0,174\text{mc/s}$$

Verifico la velocità inserendo la portata massima ed il valore di Area bagnata ottenuto con la sezione rettangolare semplice

$$A=Lxh=0,3x0,30=0,09\text{mq}$$

$$V=Q_{\text{max}}/A$$

$V=0,075/0,09=0,84/\text{s}$ la velocità effettiva rientra nel range tra 0,3 e 2m/s.

COLLETTORE A'-B

In questo caso rispetto ai precedenti, le acque saranno convogliate all'interno di una condotta in PEAD che raccoglierà l'acqua della canaletta delle aree A ed E, convogliandola tramite un pozzetto fino alla canaletta B.

L	[m]	17		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	1,05		t_p (L/V)	[s]	11,33
φ	-	1		t_c=t_r+t_p	[s]	611,33
K_s	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,169
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	20,60

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **V=1,5m/s: Qp=0,354mc/s**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,5$ per una portata **Qp=0,354mc/s**, Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 10,909$.

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a specchi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è assunto, inoltre, $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{K_r} = \frac{0,354}{\sqrt{0,01}} = 10,909 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

$D=0,655$ scelgo quindi un diametro commerciale **D=555,2mm interno (φ 630)**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{\max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{\max} risulta pari a 2,07

$$\frac{|v_{\max}-v|}{v} = |2,07 - 1,5|/1,5=0,38$$

La V ha un errore del 38%, reiteriamo il calcolo.

Scelgo $V=2,07$ ed ottengo con lo stesso diametro **$D=555,2\text{mm}$ interno ($\phi 630$)** un delta velocità pari a 0%.

COLLETTORE C-C'

In questo caso rispetto ai precedenti, le acque saranno convogliate all'interno di una condotta forata posta al di sotto dello strato di super compatto in grado di raccogliere le acque trasversalmente all'area di riferimento.

L	[m]	38		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,140		t_p (L/V)	[s]	25,33
φ	-	1		t_{c=t_r+t_p}	[s]	625,33
Ks	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,173
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	20,84

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **$V=1,5\text{m/s}$: $Q_p=46,69\text{ l/s}$**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,5$ per una portata **$Q_p=0,0467\text{ mc/s}$** ,

Si utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 10,909$.

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a specchi circolari con diametro $D_r=1\text{ m}$, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70\text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nel caso di tubi in CLS già usurati. Si è assunto, inoltre, $K = 70\text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{Kr} = \frac{0,0467}{\sqrt{0,01}} = 10,909 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

D=0,306 m, diametro commerciale scelto **D=400mm**, procedo alla verifica delle velocità inserendo nell'equazione

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{Kr} \quad \text{il Diametro commerciale appena scelto e ricavo } \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$$

$$0,0467/0,1 = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} 0,4^{8/3}$$

$$\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 5,375$$

$$\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$$

Vedo nella tabella la corrispondenza di questo valore e ricavo la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella (23,242 m/s) con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro commerciale, si ricava la velocità della corrente Vmax:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{Kr}$$

$$V_{max} = 12,5 \times (0,4)^{2/3} \times 1 \times 0,1 = 1,26$$

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = |1,26 - 1,5|/1,5 = 0,158$$

La V ha un errore troppo alto quindi procedo ad una nuova iterazione.

$$\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$$

Pongo V1=1,26 m/s e lascio h=50% quindi $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 10,909$.

Calcolo Qp ed ottengo di nuovo D=0,306.

Scelgo D=400 interno ed ottengo Vmax=1,252 con un delta pari a 0.0006 ovvero errore pari a 0%

Quindi verifica le condizioni.

COLLETTORE D-D'

In questo caso rispetto ai precedenti, le acque saranno convogliate all'interno di una condotta forata posta al di sotto dello strato di super compatto in grado di raccogliere le acque trasversalmente all'area di riferimento.

L	[m]	28,5		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,5		t_p (L/V)	[s]	28,5
φ	-	1		t_c=t_r+t_p	[s]	628,5
Ks	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,174
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	20,86

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **$V=1,5\text{m/s}$: $Q_p=0,167\text{mc/s}$**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,5$ per una portata **$Q_p=0,167\text{mc/s}$** , Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 10,909$.

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a spechi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nel caso di tubi in CLS già usurati. Si è assunto, inoltre, $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{K_r} = \frac{0,167}{\sqrt{0,01}} = 10,909 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

$D=0,495$ scelgo quindi un diametro commerciale **$D=500\text{mm}$ interno**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} (10,64)$ si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella (27,661m/s) con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{max} risulta pari a 1,74

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = |1,74 - 1,5|/1,5=0,16$$

La V ha un errore del 16%, reiteriamo il calcolo.

Scelgo $V=1,74$ ed ottengo con lo stesso diametro interno ($D500\text{mm}$) un delta velocità pari a 0%.

COLLETTORE C'-B''

In questo caso le acque saranno convogliate all'interno di una condotta in PEAD che raccoglierà le acque della superficie B convogliandola in un pozzetto ricettore delle due aree scolanti A e B.

L	[m]	35		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,14		t_p (L/V)	[s]	23,33
φ	-	1		t_c=t_r+t_p	[s]	623,33
Ks	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,173
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	20,80

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **V=1,5m/s: Q_p=0,467 mc/s**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,5$ per una portata **Q_p=0,467 mc/s**, Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 10,909$.

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a spechi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è assunto, inoltre, $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ con $Q_{tot}=Q_p$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$D=0,306$ scelgo quindi un diametro commerciale **D=355mm con diametro interno 312,8mm**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (10,37) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{max} risulta pari a 1,263

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = 0,157$$

La V ha un errore del 16% quindi dobbiamo reiterare e scegliamo una **V1 pari a 1,26 m/s**.

Calcoliamo di nuovo Q_p ed il Diametro.

Lascio quindi un diametro commerciale **φ=355mm con diametro interno 312,8mm**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (10,33) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{\max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{\max} risulta pari a 1,263

$$\frac{|v_{\max}-v|}{v} = 0,002$$

COLLETTORE B-B''

In questo caso il collettore in PEAD B-B'' raccoglierà le acque delle 4 aree, A-B-C-E dal pozzetto in B fino alla vasca di prima pioggia da 75mc.

L	[m]	130		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	1,437		t_p (L/V)	[s]	86,66
φ	-	1		t_{c=t_r+t_p}	[s]	686,66
K_s	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,190
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	21,83

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **V=1,5m/s: Qp=0,431 mc/s**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,7$ per una portata **Qp=0,431 mc/s**, Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 18,267$.

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a specchi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è assunto, inoltre, $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ con $Q_{tot}=Q_p$ si ricava il diametro della condotta:

$D=0,582$ scelgo quindi un diametro commerciale **φ=710mm con diametro interno 625,8mm**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (15,05) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{\max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{Kr}$$

La V_{\max} risulta pari a 2,19

$$\frac{|v_{\max}-v|}{v} = 0,46$$

La V ha un errore del 46% quindi dobbiamo reiterare e scegliamo una **V1 pari a 2 m/s**.

Calcoliamo di nuovo Q_p ed il Diametro.

Lascio quindi un diametro commerciale $\phi=710\text{mm}$ con diametro interno 625,8mm

La V_{\max} risulta pari a 2,19

$$\frac{|v_{\max}-v|}{v} = 0,09 \text{ e quindi verificata.}$$

COLLETTORE D'-D''

In questo caso le acque saranno convogliate all'interno di una condotta in PEAD che convoglierà le acque di pioggia verso la vasca di sedimentazione e trattamento.

L	[m]	49,5		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,5		t_p (L/V)	[s]	33
φ	-	1		t_c =t _r +t _p	[s]	633
Ks	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,175
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h =50 · t _c ^{0,5}	[mm]	20,966

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **V=1,5m/s: Qp=0,165mc/s**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,7$ per una portata **Qp=0,165 mc/s**, Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 18,267$

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a specchi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza Kr , pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è assunto, inoltre, $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$$

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ (1,65) con $Q_{tot}=Q_p$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{K_r} = \frac{0,166}{\sqrt{0,01}} = 18,267 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

D=0,406 scelgo quindi un diametro commerciale **D=500mm con diametro interno 440mm**

$$\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \qquad \frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$$

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (14,79) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella (29,874 m/s) con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{max} risulta pari a 1,73

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = |1,73 - 1,5|/1,5=0,158$$

La V ha un errore del 15% quindi dobbiamo reiterare e scegliamo una velocità pari a 1,7m/s

Ricalcolo la D ed ottengo 0,407 e lasciando **D=500mm con diametro interno 440mm** la V_{max} risulta pari a 1,728 e quindi il delta

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = 0,016 \text{ ovvero un errore quasi nullo.}$$

COLLETTORE D''-D'''

In questo caso le acque saranno convogliate all'interno di una condotta in PEAD che convoglierà le acque di pioggia verso la vasca di sedimentazione e trattamento.

L	[m]	9		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,5		t_p (L/V)	[s]	6
φ	-	1		t_{c=tr+tp}	[s]	606
Ks	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,168
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h=50 · t_c^{0,5}	[mm]	20,51

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità v della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **V=1,5m/s: Qp=0,169mc/s**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $hr=0,7$ per una portata $Q_p=0,169$ mc/s, Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 18,267$

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a spechi circolari con diametro $D_r=1$ m, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a 70 m^{1/3}/s. Si è assunto, inoltre, $K = 70$ m^{1/3}/s.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ (1,65) con $Q_{tot}=Q_p$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{K_r} = \frac{0,166}{\sqrt{0,01}} = 18,267 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

$D=0,409$ scelgo quindi un diametro commerciale **D=500mm con diametro interno 440mm**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (15,124) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella (30,034m/s) con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{max} risulta pari a 1,73

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = |1,73 - 1,5|/1,5=0,158$$

La V ha un errore del 15% quindi dobbiamo reiterare e scegliamo una velocità pari a 1,7m/s

Ricalcolo la D ed ottengo 0,410 e lasciando **D=500mm con diametro interno 440mm** la V_{max} risulta pari a 1,737 e quindi il delta

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = 0,022 \text{ ovvero un errore quasi nullo.}$$

COLLETTORE D^{III}-D^{IV}

In questo caso le acque saranno convogliate all'interno di una condotta in PEAD che convoglierà le acque di pioggia verso la colonna discendente posta fronte ascensore che convoglierà le acque in un pozzetto a terra già predisposto per le acque di pioggia della pensilina.

L	[m]	172		t_r (imposto)	[s]	600
S	[hm ²]	0,5		t_p (L/V)	[s]	114,66
φ	-	1		t_c =t _r +t _p	[s]	714,55
K_s	[m ^{1/3} /s]	70		t_c	[ore]	0,198
V_{primo tentativo}	[m/s]	1,5		h =50 · t _c ^{0,5}	[mm]	22,27

Nell'applicazione di questo metodo, non essendo noti né il diametro dello speco né la portata defluente, non è possibile definire a priori la velocità della corrente.

Si considera, allora, un valore v_1 di primo tentativo (**1,5 m/s**), che permette di determinare il tempo di corrivazione, l'intensità di pioggia, la portata di piena e quindi quella totale. La scala di deflusso specifica permette, inoltre, di definire la velocità minima e quella massima della corrente, che non dovranno superare i limiti di 0,5 - 5 m/s. Il processo viene reiterato fino al raggiungimento della convergenza tra l'ultima velocità ottenuta e quella di tentativo che ne ha permesso il calcolo tramite la scala di deflusso.

Calcolo Q_p in funzione della velocità imposta **$V=1,5\text{m/s}$: $Q_p=0,155\text{mc/s}$**

Nota la pendenza i del tratto (1m/m), si fissa il grado di riempimento $h_r=0,7$ per una portata **$Q_p=0,155\text{ mc/s}$** , Si

utilizzano le scale di deflusso tabellate e si ricava la portata specifica $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} = 18,267$

Tali scale sono state redatte per delle tubazioni a spechi circolari con diametro $D_r=1\text{ m}$, pendenza unitaria e considerando un coefficiente di scabrezza K_r , pari a $70\text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Si è assunto, inoltre, $K = 70\text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Calcolato anche il rapporto $\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}}$ (1,65) con $Q_{tot}=Q_p$ si ricava dalla seguente espressione il diametro della condotta:

$$\frac{Q_{tot}}{\sqrt{i}} = \frac{Q_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{8/3} \times \frac{K}{K_r} = \frac{0,166}{\sqrt{0,01}} = 18,267 \times \left(\frac{D}{1}\right)^{8/3} \times 1$$

Ricavo D e lo confronto con i diametri commerciali.

$D=0,397$ scelgo quindi un diametro commerciale **$D=500\text{mm}$ con diametro interno 440mm**

In base al rapporto ottenuto con il diametro commerciale $\frac{Q_r}{\sqrt{i_r}}$ (13,927) si ricava la quantità $\frac{V_r}{\sqrt{i_r}}$ da tabella (29,444 m/s) con la quale, dalla seguente espressione, noto il diametro, si ricava la velocità della corrente:

$$\frac{V_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{V_r}{\sqrt{i_r}} \times \left(\frac{D}{D_r}\right)^{2/3} \times \frac{K}{K_r}$$

La V_{max} risulta pari a 1,73

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = |1,7 - 1,5|/1,5=0,13$$

La V ha un errore del 13% quindi dobbiamo reiterare e scegliamo una velocità pari a 1,7m/s

Ricalcolo la D ed ottengo 0,410 e lasciando **$D=500\text{mm}$ con diametro interno 440mm** la V_{max} risulta pari a 1,708 e quindi il delta

$$\frac{|v_{max}-v|}{v} = 0,004 \text{ ovvero un errore quasi nullo.}$$

Per ottimizzare lo spazio dove installare la tubazione discendente fino al pozzetto, predisponiamo una diramazione del tratto e dividiamo in due le colonne, utilizzando due tubazioni con $\phi=280\text{mm}$.

Di seguito tabella riepilogativa dei tratti e relative caratteristiche:

TRATTO	LUNGHEZZA	TIPOLOGIA	DIMENSIONE	VELOCITA'	RIEMPIMENTO	PENDENZA
A-A'	360m	Canaletta cls rettangolare	0,4x0,8m	1m/s	50%	1%
B'-B	176m	Canaletta cls rettangolare	0,3x0,6m	0,84m/s	50%	1%
A'-B	17m	PEAD	Ø 630esterno	1,74m/s	50%	1%
C-C'	38m	CLS microforata	Ø 400interno	1,25m/s	50%	1%
D-D'	28,5m	CLS microforata	Ø 500interno	1,74m/s	50%	1%
C'-B	35m	PEAD	Ø =355mm	1,26m/s	50%	1%
B-B''	130m	PEAD	Ø =710mm	2,08m/s	50%	1%
D'-D''	49,5m	PEAD	Ø =500mm	1,72m/s	70%	1%
D''-D'''	9m	PEAD	Ø =500mm	1,73m/s	70%	1%
D'''-D ^{IV}	172m	PEAD	Ø =500mm	1,7m/s	70%	1%

1.3. CONCLUSIONI

Le acque di prima pioggia di dilavamento confluiranno nelle vasche per i primi 15 minuti dell'evento meteorico per permettere una decantazione e filtratura degli elementi ritenuti inquinanti presenti sulla superficie scolante.

Una valvola di chiusura automatica devierà le acque di seconda pioggia direttamente nelle tubature fino al corpo ricettore, in questo caso le acque grigie della fognatura pubblica.

I pozzetti di prelievo fiscali permetteranno agli enti preposti il campionamento delle acque all'uscita dell'impianto di depurazione previsto.

Le acque accumulate e trattate saranno convogliate al refluo tramite una pompa temporizzata che svuoterà il serbatoio con un tempo di ritardo scelto tra le 48 e le 96 or così da permettere la separazione con i solidi in sospensione.

La rete di drenaggio a servizio delle aree della piattaforma ferroviaria è stata dimensionata per raccogliere le acque tramite un sistema di canalette in cls rettangolari, tubazioni in cls microforata e tubazioni in pead.

Tutte le tubazioni sono state verificate con velocità tali da permettere il corretto deflusso delle acque ed un coefficiente di riempimento non superiore al 70%.

Ogni 30 metri di condotte saranno posizionati pozzetti di ispezione sulla rete, così come nei punti di cambio quote o direzione o materiali costruttivi impiegati.

Nella planimetria "0002.00.F.ZZ.PZ.ID0000.001, Planimetria schematica del sistema di drenaggio - Piattaforma ferroviaria" sono riportati i risultati ottenuti ed il progetto della rete completa.