

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

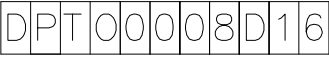


PROGETTO DEFINITIVO

COD. TO08

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL</i> <i>Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:		

04 – IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica opere minori

CODICE PROGETTO 	NOME FILE 04.17_P00_ID00_IDR_RE05_D	PROGR. ELAB. 04.17	REV. 	SCALA: -		
	CODICE ELAB. 					
D	ISTRUTTORIE CSLPP e VIA	Apr. 2021	Tecnital	Follera	Venturini	Renso
C	-					
B	-					
A	-					
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	1
2	IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....	1
2.1	Premessa	1
2.2	Rete acque di piattaforma.....	2
2.2.1	Descrizione del sistema di drenaggio.....	2
2.2.2	Pioggia di progetto.....	2
2.2.3	Verifica della rete	2
2.3	Verifiche di dimensionamento dei collettori	7
2.4	Invarianza idraulica	10
2.4.1	Stima delle portate efficaci	10
2.4.2	Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena	11
2.4.3	Determinazione del volume di invaso per la laminazione.....	11
2.4.4	Sistemi di laminazione	12
2.5	Trattamento delle acque	16
2.5.1	Impianti di progetto	16
2.5.2	Caratteristiche delle acque da trattare	16
2.5.3	Schema di funzionamento	18
2.5.3.1	Diagramma di flusso degli impianti di trattamento.....	18
2.5.3.2	Pozzetto scolmatore e ripartitore	19
2.5.3.3	Sedimentatori e disoleatori	19
2.5.3.4	Dimensionamento del comparto di sedimentazione e disoleazione	20
2.5.4	Vasca di sversamento.....	22
2.6	Trincee drenanti	23
3	FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI	24
3.1	Area sottesa	26
3.2	Portata nei fossi di guardia e tombini	27
3.3	Verifica idraulica fossi di guardia	29
3.4	Verifica idraulica tombini di attraversamento	29

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti idraulici relativi agli attraversamenti minori e l'idraulica di piattaforma relativi al progetto denominato *S.S. 28 del Colle di Nava Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir - 564 ed al casello A6 "Torino-Savona" - III Lotto (Variante di Mondovì)*.

Sono presenti quindi:

- la descrizione dei sistemi di drenaggio della piattaforma stradale in tutte le configurazioni possibili (in rilevato e trincea in curva e in rettilineo) e le relative verifiche idrauliche necessarie a dimensionare secondo la normativa vigente e le prescrizioni ANAS;
- i sistemi di raccolta e trattamento acque di prima pioggia;
- i sistema di accumulo degli sversamenti accidentali in galleria;
- il dimensionamento delle opere di attraversamento minori;

Tutte le modellazioni e le verifiche idrauliche fanno riferimento alle altezze di pioggia precedentemente calcolate nella relazione idrologica.

2 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

2.1 Premessa

Nel paragrafi che seguiranno verranno illustrati i criteri progettuali assunti nel dimensionamento delle reti di drenaggio delle acque provenienti dalle piattaforme stradali, le quali, vengono intercettate mediante caditoie grigliate e collettate verso lo scarico. La rete di drenaggio è composta da una serie di caditoie grigliate che raccolgono l'acqua che successivamente viene collettata attraverso tubature in PEAD di vario diametro. Lo scarico viene garantito da vasche di laminazione per rispettare l'invarianza idraulica. Successivamente verranno condotte in una vasca disoletrice prima di scaricare nel corpo riceettore finale.

La molteplicità di interventi e variazione morfologica, ha portato allo studio della rete di drenaggio in base alla sezione stradale presente. Infatti sono presenti tratti in rilevato, in trincea, in galleria artificiale e naturale.

Verrà presentato sia il dimensionamento sul tratto della nuova Tangenziale di Mondovì sia sull'opera secondaria a Rione Borgato. I dati di partenza, nonché le altezze di pioggia utilizzate per il dimensionamento, risultano essere quelle calcolate nella Relazione Idrologica cod. 04.03_P00_ID00_IDR_RE01.

L'intera progettazione ha previsto lo scarico delle acque di piattaforma nei rispettivi corpi idrici superficiali vicini alle opera, fiume Ellero e torrente Ermena. Prima di questo scarico sono stati previsti due disoleatori per trattare tutta l'acqua in continuo. Ancora più monte una vasca di laminazione per raccogliere tutte le acque proveniente dalla piattaforma stradale per avere un controllo sulla portata uscente, ovvero laminare le portate dello scarico dovute all'impermeabilizzazione di nuove superfici. Per il tratto in galleria naturale, è stata invece prevista una vasca di raccolta degli sversamenti accidentali collegata ai pozzetti tagliafuoco.

2.2 Rete acque di piattaforma

2.2.1 Descrizione del sistema di drenaggio

La rete delle acque di piattaforma è progettata per intercettare e portare a recapito le acque meteoriche ricadenti nella piattaforma stradale. La rete è costituita da opere di intercettazione dei deflussi costituiti da griglie carrabili e da tubazioni interrato di diametro variabile che convergono nel sistema di raccolta e poi scaricate nel corpo idrico ricettore.

2.2.2 Pioggia di progetto

Usando il metodo della regressione lineare è stato possibile determinare i parametri della nota formola monomia che lega l'altezza di pioggia alla durata dell'evento per ogni tempo di ritorno:

$$hd = a * t^n$$

Si riportano di seguito i dati riassuntivi delle altezze di pioggia già calcolate nella Relazione Idrologica cod. 04.03_P00_ID00_IDR_RE01.

Opere idrauliche	Tempo	Durata evento	Stazione	a	n
Rete di drenaggio acque meteoriche	50 anni	Attorno ai 5 min, comunque minori o uguali a 10 min	Mondovì 2017	51.70	0.402
Fossi di guardia	100 anni	Superiori ai 10 min	Roccaforte Mondovì 2017	89,37	0.551
Attraversamenti minori	200 anni	Superiori ai 10 min	Roccaforte Mondovì 2020	96.03	0.541

2.2.3 Verifica della rete

La verifica della rete è stata condotta mediante il metodo cinematico andando a ricavare i diametri delle condotte ipotizzando un passo delle caditoie grigliate che intercettano la portata. Il passo delle caditoie varia da 15m fino a 30m a seconda delle pendenze e dalle dimensioni del tratto di piattaforma drenata. Per quanto riguarda i parametri a ed n sono stati utilizzati quelli del tempo di ritorno di 50 anni per precipitazioni inferiori all'ora.

Calcolo del coefficiente di deflusso

Poiché la precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno, il coefficiente di deflusso esprime la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione, in conformità a quanto previsto dal Piano di Tutela della Acque della Regione Piemonte, ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	0.90
Superfici a verde piane	0.20

Detto φ il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

Calcolo dell'area scolante

Per determinare l'area scolante sul singolo tratto di tubazione si è tenuto in considerazione l'inclinazione stradale lungo l'asse principale e l'andamento dei cigli nella loro inclinazione laterale. Avendo questo progetto un'inclinazione principale vincolante lungo l'asse principale, si è determinata l'area scolante prendendo la larghezza stradale nel tratto di tubazione preso in esame con il precedente moltiplicando per la larghezza della careggiata.

La somma di tutte le aree scolanti comprende tutte le nuove aree impermeabilizzate dal seguente progetto.

Calcolo delle portate afferenti ai collettori

Gli eventi di pioggia più onerosi dal punto di vista della portata prodotta sono risultati essere quelli di durata inferiore all'ora (scrosci).

Il metodo razionale fornisce la seguente formula per il calcolo del coefficiente idrometrico:

$$u = \frac{\varphi \cdot h}{\tau}$$

dove:

- φ è il coefficiente di deflusso;
- h è l'altezza di precipitazione;
- τ è la durata della precipitazione.

La precedente relazione può essere riscritta anche come:

$$u = \varphi \cdot a \cdot t^{n-1}$$

dove:

φ	è il coefficiente di deflusso;
a, n	sono i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
t	è la durata della precipitazione;

e nella quale:

$$j = a \cdot t^{n-1}$$

è l'intensità di precipitazione.

Determinato il coefficiente di deflusso u, la portata Q sarà pari a :

$$Q = u \cdot S$$

in cui S è la superficie scolante.

Per il dimensionamento dei collettori basta impostare nelle relazioni, la condizione:

$$\tau = \tau_c$$

ovvero che la durata della precipitazione sia pari al tempo di corrivazione, condizione che, sulla base del metodo razionale adottato, consente di massimizzare il valore della portata di deflusso per un evento meteorico di assegnato tempo di ritorno.

Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura il tempo di corrivazione è dato da:

$$\tau_c = \tau_e + \tau_r$$

Dove: τ_e è il tempo di entrata in rete, ovvero il tempo di scorrimento nei bacini elementari di ingresso al manufatto di captazione;

τ_r è tempo di rete, ovvero il tempo di transito all'interno del collettore di raccolta, sia esso tubazione che fosso di guardia.

Per il calcolo del tempo di corrivazione e dei due elementi che lo compongono si è optato per l'utilizzo dell'espressione suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, adatta per i contesti fortemente impermeabilizzati.

Calcolo del tempo di accesso alla rete

L'espressione proposta fornisce il tempo di accesso in secondi, da valutarsi per i sottobacini drenanti dalle singole caditoie, tramite la seguente espressione:

$$t_c (s) = \left[26,3 \times \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{(1-n) \times 0,4} \times a^{0,4} \times i^{0,3}} \right]^{1/(0,6+0,4n)}$$

dove:

L [m] è la distanza tra il punto più lontano e la sezione di chiusura del bacino scolante considerato;

K_s 50 m^{1/3}/s è il coeff. di scabrezza di Gaukler-Strickler;

i % è la pendenza media del bacino scolante considerato.

a ed n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, con a espresso in mm/hⁿ.

Calcolo del tempo di rete

Il tempo di rete risulta essere stimabile con la seguente formula:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot v_{ri}}$$

con:

L_i lunghezza dell'i-esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame [m];

v_{ri} velocità di moto uniforme della corrente transitante nella i-esima tubazione con altezza pari al diametro interno della stessa (moto a sezione piena).

Verifica dei collettori

Con le precedenti formulazioni si è ottenuta la portata che deve essere collettata dalla rete di drenaggio. Data tale portata, la verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gaukler-Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

Q è la portata;

A è la sezione liquida;

KS	è il coefficiente di Strickler;
RH	è il raggio idraulico;
i	è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed una pendenza longitudinale i , si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, valore identificato per le tubazioni plastiche nelle condizioni di tubi incrostati e con depositi.

La verifica consisterà nel rispettare le condizioni dettate dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 11633 del 07/01/1974 contenente le istruzioni per la progettazione delle reti fognarie:

- $A_{rid} / A_c < 0,70$ il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,70; si è considerato un valore così basso in quanto tali condotte con il tempo e durante gli eventi di minore intensità possono essere soggette a fenomeni di deposito di inerti.
- $0,60 < v_{eff} < 5,00 \text{ m/s}$ relazione valida per le fognature bianche e miste.

Di seguito si riportano le verifiche di dimensionamento dei collettori.

2.3 Verifiche di dimensionamento dei collettori

Tabella 1: Prima parte del dimensionamento dei collettori della Nuova Tangenziale di Mondovì.

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
A1	A2	25.00	25.00	236	1.00%	60	51	400	1.44	37%
A2	A3	25.00	50.00	473	1.56%	77	87	400	1.94	44%
A3	A4	25.00	75.00	709	2.84%	90	117	400	2.62	44%
A4	A5	25.00	100.00	945	3.48%	99	147	400	3.00	47%
A5	A6	25.00	125.00	1181	4.12%	108	174	400	3.34	49%
A6	A7	25.00	150.00	1418	3.48%	115	200	500	3.25	40%
A7	A8	25.00	175.00	1654	3.48%	123	224	500	3.33	43%
A8	A9	25.00	200.00	1890	3.48%	130	246	500	3.41	45%
A9	A10	25.00	225.00	2126	3.48%	138	267	500	3.48	47%
A10	A11	25.00	250.00	2363	3.52%	145	287	500	3.56	49%
A11	A12	25.00	275.00	2599	3.48%	152	306	500	3.61	51%
A12	A13	25.00	300.00	2835	3.48%	159	324	500	3.65	53%
A13	A14	25.00	325.00	3071	3.48%	166	342	500	3.69	54%
A14	A15	25.00	350.00	3308	3.17%	172	359	500	3.60	57%
A15	B1	25.00	375.00	3544	1.75%	179	375	500	2.86	72%
B1	B2	25.00	400.00	3544	3.49%	188	363	500	3.75	56%
B2	B3	25.00	425.00	3544	3.49%	195	355	500	3.73	55%
B3	B4	25.00	450.00	3544	3.49%	202	347	500	3.71	55%
B4	B5	25.00	475.00	3544	3.49%	208	340	500	3.69	54%
B5	B6	25.00	500.00	3544	3.49%	215	333	500	3.68	53%
B6	B7	25.00	525.00	3544	3.49%	222	326	500	3.66	53%
B7	A16	25.00	550.00	3780	4.98%	229	341	500	4.24	49%
A16	A17	25.00	575.00	4016	4.04%	235	357	500	3.95	53%
A17	A18	25.00	600.00	4253	3.49%	241	371	500	3.77	57%
A18	A19	25.00	625.00	4489	3.49%	248	385	500	3.80	58%
A19	A20	25.00	650.00	4725	3.49%	254	398	500	3.83	59%
A20	A21	25.00	675.00	4961	2.88%	261	412	500	3.58	65%
A21	A22	25.00	700.00	5198	4.04%	268	424	500	4.11	59%
A22	A23	25.00	725.00	5434	3.49%	274	437	500	3.91	63%
A23	C1	25.00	750.00	5670	3.32%	280	449	630	3.89	45%
C1	C2	25.00	775.00	5906	3.48%	287	461	630	3.99	45%
C2	C3	25.00	800.00	6143	3.48%	293	472	630	4.01	46%
C3	C4	25.00	825.00	6379	3.44%	299	484	630	4.02	47%
C4	C5	25.00	850.00	6615	3.08%	305	495	630	3.88	49%
C5	C6	25.00	875.00	6851	2.72%	312	506	630	3.73	51%
C6	C7	25.00	900.00	7088	2.40%	318	516	630	3.56	54%
C7	P1	100.00	1000.00	7324	1.82%	346	505	630	3.19	57%
P1	A28	10.50	1010.50	7324	0.29%	350	502	800	1.57	69%

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
C8	C9	25.00	25.00	236	3.08%	51	57	630	2.01	15%
C9	C10	25.00	50.00	473	2.72%	63	98	630	2.37	22%
C10	C11	25.00	75.00	709	2.40%	74	133	630	2.48	26%

C11	C12	25.00	100.00	945	2.00%	84	163	630	2.50	31%
C12	C13	25.00	125.00	1181	1.64%	94	190	630	2.40	35%
C13	A27	28.50	153.50	1418	1.44%	106	211	630	2.36	38%
A27	A28	21.50	1032.00	8978	2.47%	350	615	800	3.77	41%
A28	A29	25.00	1057.00	9214	0.40%	356	624	1000	1.90	58%
A29	A30	24.00	1081.00	9450	0.40%	369	626	1000	1.90	58%
A30	A31	26.50	1107.50	9686	0.40%	383	626	1000	1.90	58%
A31	A32	30.00	1137.50	9923	0.40%	399	625	1000	1.90	58%
A32	P2	5.00	1142.50	10159	0.42%	401	637	1000	1.95	57%
A40	A41	25.00	42.32	236	1.04%	77	43	315	1.41	48%
A41	A42	25.00	67.32	354	1.04%	94	57	400	1.51	39%
A42	A43	25.00	92.32	473	1.04%	111	68	400	1.57	43%
A43	A44	25.00	117.32	591	1.04%	127	78	400	1.63	46%
A44	P5	13.00	130.32	709	0.50%	135	90	400	1.27	63%
P5	P6	12.00	142.32	827	0.50%	144	90	400	1.27	63%
P6	B8	13.00	155.32	945	0.50%	155	90	400	1.27	63%
B8	B9	12.50	167.82	1063	1.05%	164	90	400	1.70	50%
B9	B10	1360.14	1527.96	1181	1.05%	966	90	400	1.70	50%
B10	B11	25.00	1552.96	1299	1.05%	981	90	400	1.70	50%
B11	P2	53.00	1605.96	1418	0.34%	1012	90	500	1.11	49%
A34	A35	25.00	42.32	236	1.04%	77	43	315	1.41	48%
A35	A36	25.00	67.32	354	1.04%	94	57	400	1.51	39%
A36	A37	25.00	92.32	473	1.04%	111	68	400	1.57	43%
A37	A38	25.00	117.32	591	1.04%	127	78	400	1.63	46%
A38	B12	25.00	142.32	709	1.05%	142	87	400	1.68	49%
B12	B13	25.00	167.32	827	1.05%	157	87	400	1.68	49%
B13	B14	1360.14	1527.46	945	1.05%	966	87	400	1.68	49%
B14	B15	25.00	1552.46	1063	1.05%	981	87	400	1.68	49%
B15	P2	13.00	1565.46	1181	1.05%	989	87	400	1.68	49%
P2	P3	1.00	0.00	12758	0.65%	401	800	1000	2.43	58%
P3	V1	1.00	0.00	12758	0.65%	401	800	1000	2.43	58%

Tabella 2: Dimensionamento dei collettori del progetto stradale a Rione Borgato.

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m ²]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
A55	A56	14.00	14.00	135	2.74%	38	39	315	1.96	35%
A56	A57	14.00	28.00	280	2.74%	45	73	315	2.30	48%
A57	A58	11.50	39.50	403	2.74%	50	98	400	2.49	40%
A58	P8	1.00	40.50	527	2.74%	50	127	400	2.64	46%
P8	A59	19.00	59.50	527	6.76%	57	117	400	3.62	35%
A59	C17	23.50	83.00	668	6.76%	64	138	400	3.79	38%
C17	C18	25.00	108.00	772	6.76%	70	150	400	3.88	40%
C18	C19	25.00	133.00	895	6.76%	77	164	400	3.96	42%
C19	P10	25.00	158.00	1018	4.64%	83	177	400	3.50	48%
A60	P10	1.00	1.00	180	1.00%	51	43	315	1.38	48%
A45	A46	15.00	15.00	120	6.94%	24	46	315	2.92	31%
A46	P7	1.00	16.00	251	6.94%	25	96	315	3.49	44%
P7	A47	16.00	32.00	251	6.76%	29	86	400	3.37	31%
A47	C14	25.00	57.00	393	6.76%	37	116	400	3.61	35%
C14	C15	25.00	82.00	497	6.76%	44	132	400	3.73	37%
C15	C16	25.00	107.00	620	6.76%	50	150	400	3.88	40%
C16	P9	26.00	133.00	743	6.76%	57	165	400	3.96	42%
A49	A50	8.50	8.50	113	2.00%	53	26	315	1.58	31%
A50	A51	25.00	33.50	225	2.00%	69	44	315	1.81	40%
A51	P13	18.00	51.50	370	2.00%	79	67	315	2.00	50%
A52	P13	1.00	1.00	145	1.00%	43	39	315	1.35	45%
A48	P9	1.00	1.00	145	1.00%	43	39	315	1.35	45%
P9	P13	30.00	30.00	888	1.00%	65	182	500	1.98	54%
P13	P10	40.00	40.00	1403	1.20%	99	219	500	2.21	57%
A53	P10	13.00	13.00	145	1.00%	43	39	315	1.35	45%
P10	P11	28.00	28.00	2746	2.70%	111	396	500	3.46	64%
A54	A61	6.00	6.00	113	1.00%	57	25	315	1.20	36%
A61	P11	6.00	6.00	113	1.00%	62	24	315	1.19	35%
P11	P12	20.00	20.00	2859	2.50%	117	399	500	3.36	66%
P12	V6	1.00	1.00	2859	2.50%	117	398	500	3.35	66%

2.4 Invarianza idraulica

2.4.1 Stima delle portate efficaci

Per precipitazione efficace s'intende la frazione della precipitazione complessiva, non trattenuta dal terreno e dalla vegetazione, che partecipa alla formazione del deflusso superficiale. Il rapporto fra precipitazione efficace e precipitazione lorda prende il nome di coefficiente di afflusso.

Il valore della precipitazione efficace dipende principalmente da tre fattori:

- *il grado di saturazione del terreno superficiale al momento del verificarsi dell'evento meteorico*: maggiore è il grado di saturazione, legato ad eventi meteorici precedenti, minore è la capacità del terreno di assorbire altra acqua e di conseguenza maggiore è la frazione del volume d'acqua precipitato che va ad alimentare il deflusso superficiale;
- *la permeabilità delle litologie superficiali*: ovviamente una maggiore permeabilità dei terreni superficiali favorisce l'infiltrazione dell'acqua meteorica, comportando una conseguente diminuzione del deflusso superficiale;
- *l'uso del suolo*: la destinazione del suolo influisce notevolmente sul volume del deflusso superficiale: una fitta copertura vegetale, per esempio, tende a diminuirlo, un'intensa urbanizzazione, diminuendo la permeabilità superficiale del terreno, tende viceversa ad aumentarlo.

I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso vengono assunti come nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
Superfici impermeabili	0.90
Superfici permeabili inclinate (scarpate)	0.60
Superfici permeabili	0.20

Le superfici impermeabili sono la strada e le strutture, le superfici permeabili inclinate sono le scarpate, superfici permeabili sono le aree piane e i terreni limitrofi. Tali valori, seppur semplificati, sono congruenti con quanto riportato nella relazione idrologica (tabella 8).

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Detto φ il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori φ si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i \cdot S_i}{S}$$

2.4.2 Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena

L'incremento idrico dovuto alle opere stradali e alle altre opere in progetto è di notevole entità, quindi saranno necessarie misure compensative per non alterare l'attuale equilibrio idraulico che regimenta i flussi alla rete idrica superficiale.

Le misure compensative che si intendono adottare per mantenere invariato l'equilibrio idraulico dell'area consistono sostanzialmente nella realizzazione di vasche di laminazione, e che permetta l'accumulo temporaneo degli eccessi meteorici con progressivo rilascio nel corpo idrico ricettore, previo trattamento.

2.4.3 Determinazione del volume di invaso per la laminazione

Il dimensionamento degli invasi sarà effettuato con il metodo delle sole piogge che risulta essere il più cautelativo tra i metodi che si possono trovare in letteratura.

Il volume di laminazione sarà determinato dalla differenza tra il volume in ingresso e quello in uscita, integrando rispetto il tempo la portata in ingresso e quella in uscita ai bacini nel seguente modo:

- volume in ingresso al bacino di laminazione:
$$Vi(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qi(t) \cdot dt [m^3]$$

- volume in uscita al bacino di laminazione:
$$Vu(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qu(t) \cdot dt [m^3]$$

Il volume complessivo necessario per la laminazione sarà perciò dato dal valore massimo della seguente differenza variabile nel tempo:

$$\Delta V = Vi(t) - Vu(t) [m^3]$$

Il volume così determinato non sarà aumentato per tenere conto che tale metodo si basa su ipotesi semplificative e considera eventi di progetto isolati, in quanto per la conformazione dei bacini e del sistema di raccolta delle acque meteoriche si hanno comunque dei margini notevoli. Il tempo di ritorno di progetto dell'evento di progetto è di 50 anni.

Non essendo presente una normativa regionale che definisca i limiti allo scarico per i sistemi di laminazione, ma ritenendo importate prevedere per una nuova viabilità una protezione di questo tipo per il territorio attraversato, si è ragionato sul principio dell'invarianza idraulica, determinando il coefficiente udometrico naturale dei territori attraversati dalla nuova infrastruttura.

Per la portata in uscita si è ricavata dal coefficiente udometrico del bacino del fiume Ellero nel punto di attraversamento durante un evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni.

In questo caso a favore di sicurezza si è utilizzato il bacino imbrifero più grande, tra Ellero ed Ermena, e l'altezza di pioggia minore rispetto alle varie analisi pluviometriche usate.

	Tempo di ritorno	Tempo di corrivazione	Stazioni Arpa	AdB Po	TCEV
Sezione	[anni]	[h]	[mm]	[mm]	[mm]
Fiume Ellero	50	3.67	93	88	104

Dalle analisi effettuate si può affermare che il valore minimo di precipitazione nel caso del Fiume Ellero lo si ha con la regionalizzazione proposta dall' Autorità di Bacino del Fiume Po.

Si prosegue quindi col calcolo della portata col metodo SCS-CN e di seguito si riportano i risultati ottenuti:

Tabella 3: Valore di Portata al colmo per un T_r pari a 50 anni.

	Q_{200} [m^3/s]
	SCS-CN
Fiume Ellero	473

Essendo la superficie del bacino del Fiume Ellero alla chiusura pari a 153 km² il coefficiente udometrico naturale è pari a 30.92 l/s, che cautelativamente si approssima a 30 l/s.

2.4.4 Sistemi di laminazione

Per il calcolo dei volumi si sono presi in considerazione distintamente le aree scolanti prima e dopo la galleria naturale, per quanto riguarda la Tangenziale di Mondovì, e l'intera area che costituisce il progetto di Rione Borgato (Figura 1, Figura 2, Figura 3).

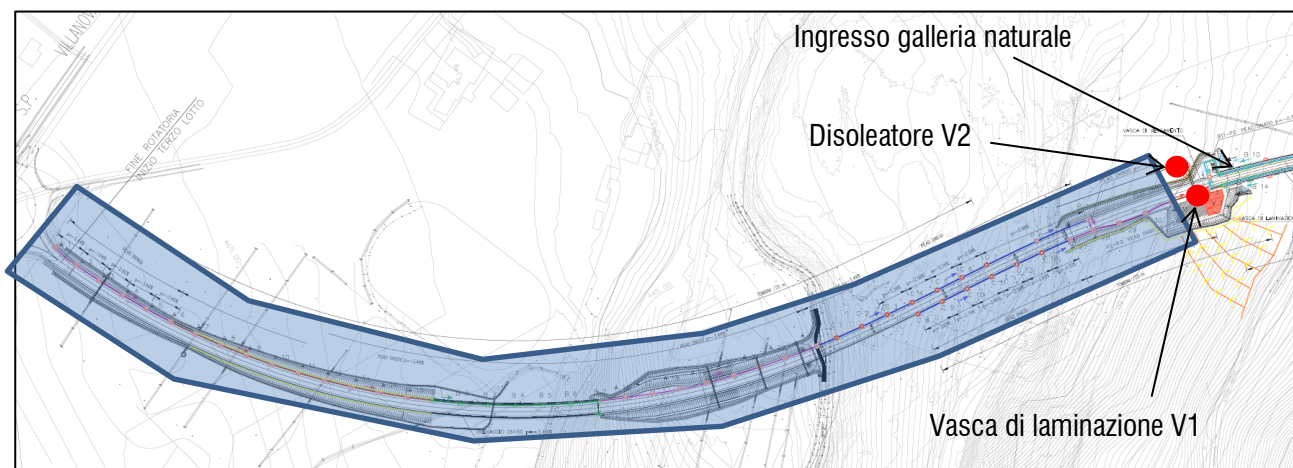


Figura 1: Area di progetto interessata alla laminazione della vasca V1.

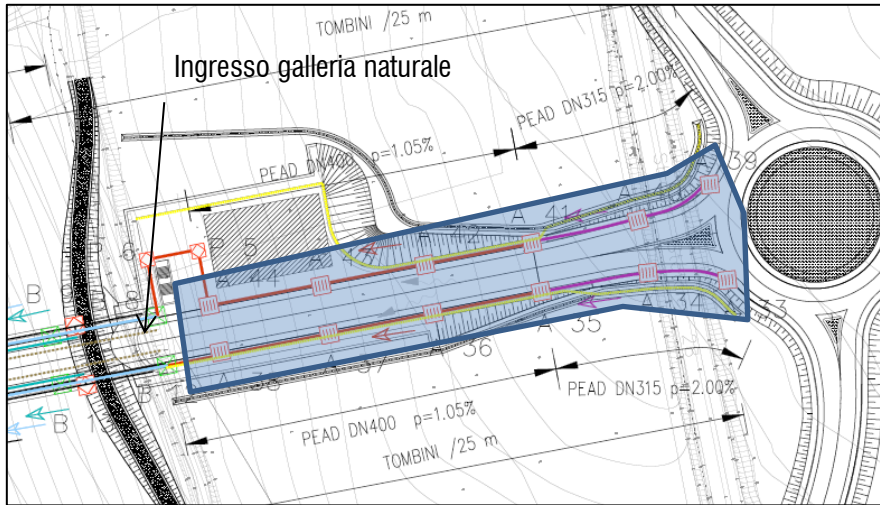


Figura 2: Area di progetto interessata alla laminazione dovuta alla vasca V1.

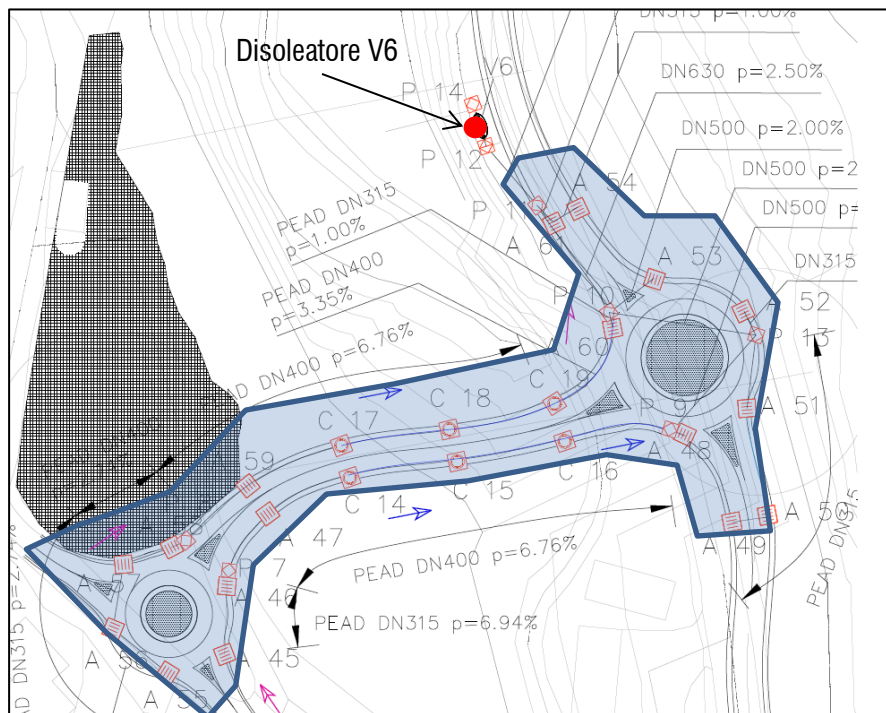


Figura 3: Area di progetto interessata al disoleatore di Rione Borgato.

Vasca di laminazione V1

L'area sottesa alla vasca di laminazione V1 riguarda una superficie equivalente pari a 10868 m² per la parte a ovest della galleria naturale (Figura 1) a cui c'è bisogno aggiungere 2600 m² per la parte a est (Figura 2). Per garantire una portata specifica in uscita di 30 l/s/ha, si dovrà avere allo scarico di fondo una portata non superiore a 40 l/s e un volume di laminazione pari a 643 m³, come mostrato in Figura 5. Per garantire una portata simile viene previsto

sul fondo un tubo in PEAD DN100 dove per gravità con un tirante idrico di 2 m può garantire una portata massima in uscita di 40 l/s. Il troppo pieno della vasca è da intendersi nel pozzetto in ingresso P3 dove è presente una deviazione diretta allo scarico.

La forma della vasca è irregolare visto la sua collocazione, tuttavia avrà un'area di 257 m² e una profondità di 2,5 m. Sarà divisa in tre camere di aree rispettivamente 100, 89 e 68 m³ a riempimento intervallato (come riportato da esempio Figura 4).

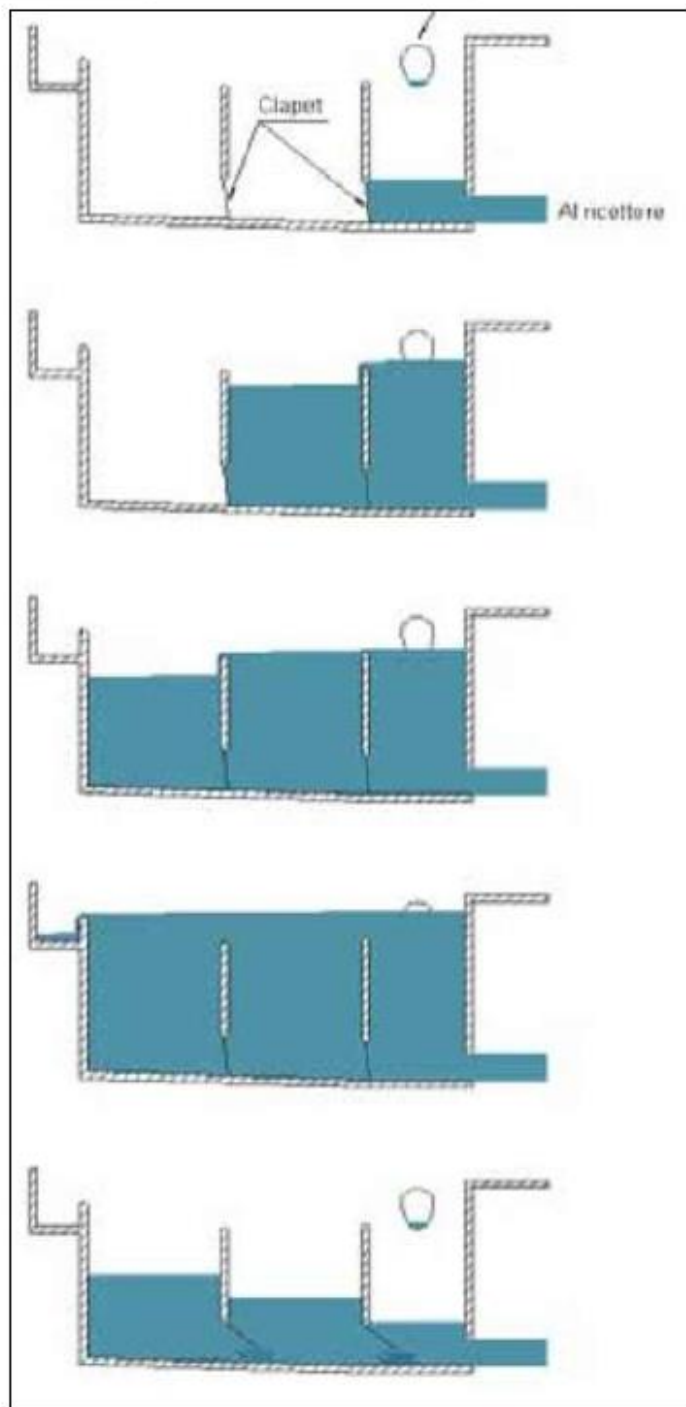


Figura 4: Esempio di funzionamento della vasca di laminazione V1.

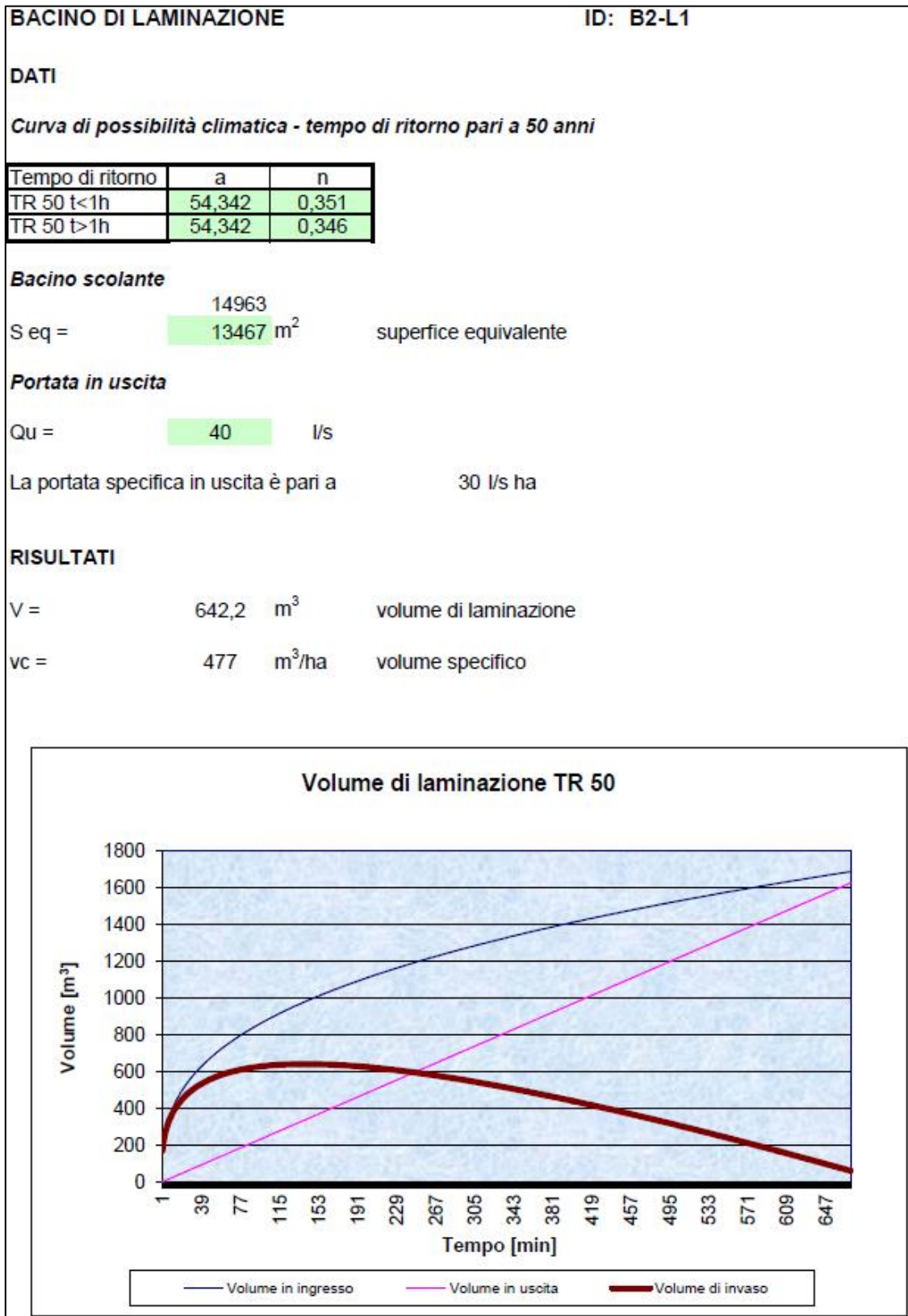


Figura 5: Calcoli per vasca di laminazione V1.

2.5 Trattamento delle acque

2.5.1 Impianti di progetto

In questo paragrafo si vuole fare una breve descrizione degli impianti previsti nel progetto elencandone le caratteristiche principali in forma tabellare. Si rimanda ai paragrafi successivi la descrizione del trattamento e i criteri utilizzati per il loro dimensionamento.

IMPIANTO	S eq. [m ²]	Q 1° Pioggia [l/s]	Potenzialità impianto istallato [l/s]
V2 - ASSE PRINCIPALE	13 467	30	40
V6 – RIONE BORGATO	2 859	16	20

Il disoleatore è previsto monte degli scarichi finali come ultimo presidio della rete di raccolta delle acque di piattaforma in quanto lo scarico sarà effettuato nel corpo idrico ricettore superficiale che è il fiume Ellero per la vasca V3, mentre sarà il torrente Ermena per le acque di piattaforma inerenti al ponte situato nei pressi di Rione Borgato.

Per rispettare le normative vigenti e l'abbattimento degli inquinanti, si è considerato di trattare tutta l'acqua in regime continuo. Il disoleatore V2 dell'asse principale dovrà garantire una portata di massima pari a 40 l/s pari alla massima portata in uscita dal bacino di laminazione V1.

L'impianto di Rione Borgato non avendo un bacino di laminazione a monte e prevedendo comunque un funzionamento in continuo, volendo trattare solo le acque di prima pioggia, pari complessivamente a 50 m³/ha, equivalenti a 5 mm caduti in 15 minuti. Mentre il disoleatore situato nei pressi di Rione Borgato, una portata di 20 l/s.

Questa tipologia di impianto oltre a non avere opere elettromeccaniche hanno il vantaggio di trattare in modo continuativo tutta la pioggia e quindi garantire una maggiore protezione allo scarico.

2.5.2 Caratteristiche delle acque da trattare

Tutte le acque di pioggia provenienti dalla piattaforma stradale sono trattate in continuo da un disoleatore prima di ogni scarico, che consente di abbattere gli eventuali inquinanti in ingresso. Queste acque sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti, spesso superiori addirittura a quelle che caratterizzano reflui "ordinari" civili e/o industriali. In conseguenza dell'evento pluviometrico, infatti, le acque meteoriche operano il dilavamento delle deposizioni secche dalle superfici urbane e stradali, causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti, quali solidi sedimentabili

(organici ed inorganici), sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc. Tale fenomeno si presenta con particolare intensità nelle prime fasi dell'evento pluviometrico stesso ed è noto con il termine di acque di prima pioggia (first flush).

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti dalle superfici urbane e stradali, risultano estremamente variabili e dipendenti dalla specificità del sito in esame ed in particolare dal regime pluviometrico, oltre che dalle caratteristiche climatiche e morfologiche dell'area drenata. I valori del carico inquinante variano in funzione, oltre che della natura dell'area esaminata (aree urbane, superfici stradali con intensità di traffico variabile ecc.), anche dell'intervallo di tempo intercorso dall'ultimo evento piovoso significativo che ha dato origine ad un fenomeno di dilavamento significativo e possono essere compresi tra 5 e 15 kg/ha/giorno di solidi sedimentabili.

Ciò premesso e facendo riferimento a dati medi riportati nella letteratura tecnica, le concentrazioni minime, medie e massime dei principali composti inquinanti che caratterizzano le acque di prima pioggia si possono così riassumere:

Tabella 4 - Valori minimi, massimi e medi delle concentrazioni dei nutrienti eutrofizzanti nel 2001

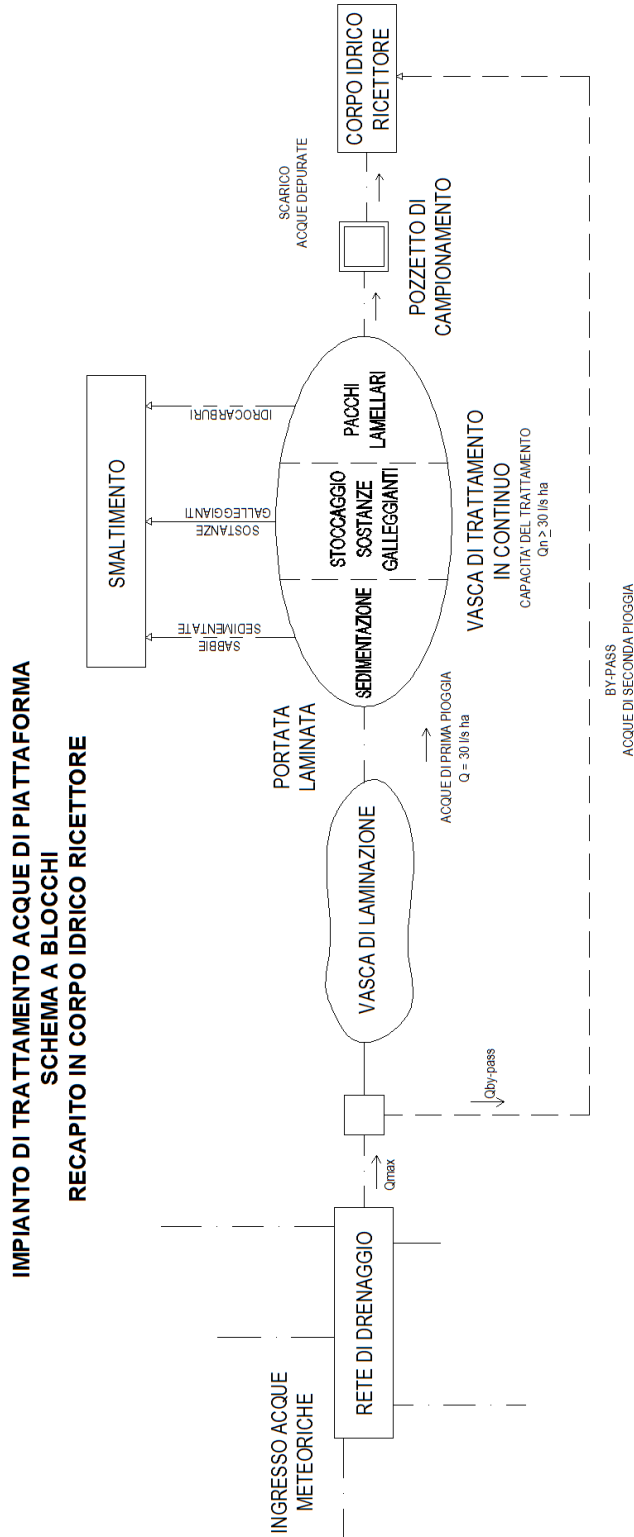
Parametro	Con. min. [mg/l]	Con. max. [mg/l]	Con. media [mg/l]	D.Lgs 152/99 [mg/l]
SS	200	435	320	80
COD	80	680	380	160
BOD	40*	340*	190*	20
TKN	2	88	24	
Cu	0,10	0,19	0,15	0,10
Pb	0,01	0,19	0,10	0,20
Zn	0,33	0,87	0,87	0,50

(*) I valori di BOD sono stati stimati sulla base dei risultati analitici relativi alla caratterizzazione sperimentale di acque di dilavamento di 7 punti vendita di carburanti a seguito di un evento meteorico, riportati nel manuale UNICHIM, che rileva un rapporto di BOD/COD massimo pari al 50%.

In linea generale si può affermare che il fenomeno del first flush si manifesta principalmente con i parametri SS, COD, Azoto e metalli pesanti (in particolare Cu, Zn e Pb), con un'entità tanto più pronunciata quanto maggiore è il periodo di tempo secco antecedente e quanto maggiore è l'intensità di precipitazione negli istanti iniziali dell'evento.

2.5.3 Schema di funzionamento

2.5.3.1 Diagramma di flusso degli impianti di trattamento



2.5.3.2 Pozzetto scolmatore e ripartitore

Tale pozzetto avrà la funzione di ripartire la portata in ingresso all'impianto di trattamento nei diversi comparti. La funzione di scolmatore in testa agli impianti è importantissima in quanto risulta essere una sicurezza contro i fenomeni di overflow che possono rimettere in circolo le sostanze inquinanti catturate. In testa all'impianto avviene perciò la separazione delle acque di prima pioggia da quelle di seconda pioggia.

Nel caso dell'impianto dell'asse interurbano sarà previsto un vero e proprio pozzetto di sfioro dotato di strozzatura per la regolazione delle portate in ingresso. Nel caso, invece, dell'impianto sul ramo I, le portate in gioco sono minori e il pozzetto di sfioro non avrà strozzatura perché la stessa potrebbe essere controproducente per la gestione dell'impianto. La regolazione delle portate sarà affidata alla valvola di chiusura automatica dell'impianto.

2.5.3.3 Sedimentatori e disoleatori

I trattamenti primari e secondari di dissabbiatura e disoleatura sono, come detto in precedenza, stati dimensionati per una portata pari a 56 l/s ha (5 mm in 15 minuti) per Rione Borgato e per trattare tutta la portata in uscita dalla vasca di laminazione per l'asse principale.

Di seguito si riporta il funzionamento di una tipologia di impianto di trattamento in continuo presenti nel mercato.

Il liquame in ingresso attraversa prima di tutto il sistema di limitazione e chiusura automatica a galleggiante che evita la fuoriuscita di oli in caso di mal funzionamento. Questo, per mezzo di uno speciale frangiflutti che distribuisce il carico in superficie arriva nel sedimentatore che può essere integrato o separato a secondo del modello e della grandezza. Grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, il liquame passa da un moto turbolento ad un moto laminare permettendo così una corretta separazione delle sostanze sedimentabili.

Successivamente il liquame grazie ad un percorso obbligato attraversa i pacchetti lamellari dove le gocce d'olio più grandi vengono rapidamente indirizzate verso la superficie mentre quelle più piccole vengono catturate grazie alla funzione coalescente e rilasciate solo una volta raggiunta la giusta dimensione. Gli oli ormai separati vengono trattenuti in superficie e l'acqua viene incanalata nel condotto di scarico sifonato avviandosi al corpo ricettore. Le piastre del pacchetto filtrante vengono sovrapposte grazie a speciali supporti distanziatori montati a fusione con una distanza di 4 mm una dall'altra. Grazie a questo sistema, ogni singola goccia d'olio dovrà risalire soltanto 4 mm per raggiungere un'altra lastra ed essere così catturata. La lunghezza delle lastre è variabile. Grazie alla speciale configurazione delle lastre ed al flusso laminare del liquame si crea così una continua collisione delle particelle d'olio per mezzo della quali le gocce d'olio coalizzano e risalgono più velocemente.

Quando una goccia d'olio arriva ad una delle piastre, questa aderisce e risulta quindi separata.

Grazie al peso specifico dell'olio inferiore a quello dell'acqua, questo risale lentamente attraverso gli appositi fori delle piastre fino alla superficie.

Il condotto di scarico, nella parte superiore a vista, è ispezionabile per consentire la campionatura dei liquami.

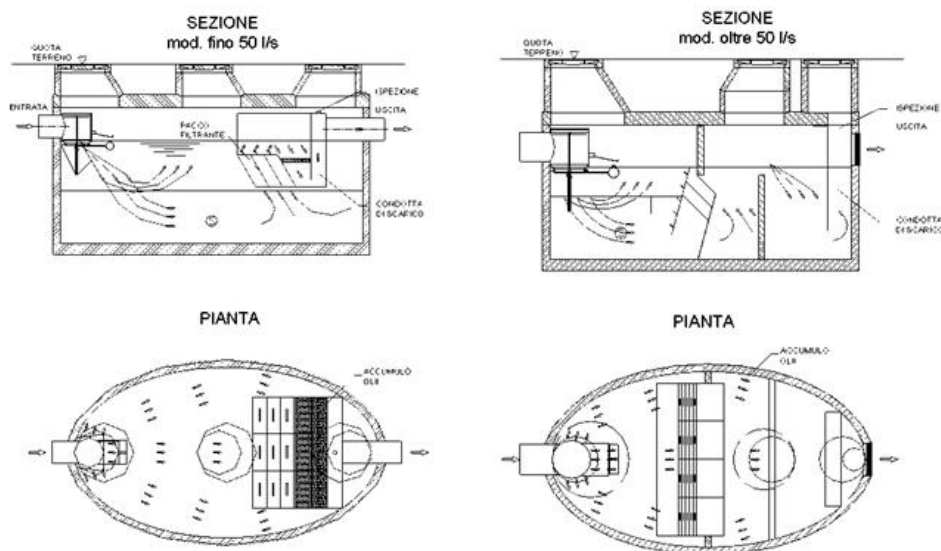
Tali trattamenti dovranno garantire una efficace separazione tra sabbie, che devono sedimentare e sostanze grasse che devono invece flottare e rimanere in superficie. Per impedire la fuoriuscita di queste sostanze si sono previsti

dei deflettori in uscita da entrambi i trattamenti. In ingresso al sedimentatore è stato previsto l'inserimento di una paratoia automatica e manuale che permetta l'interruzione del flusso in ingresso durante le operazioni di manutenzione.

I manufatti sono previsti in cemento armato prefabbricati.

Le sabbie sedimentate sul fondo della vasca vengono estratte manualmente ogni 6 mesi.

Le sostanze rimosse verranno trasportate in impianti centralizzati in grado di attuare un adeguato trattamento (smaltimento controllato).



Schema di flusso impianto in continuo

La manutenzione di queste vasche sarà fatta manualmente ogni circa 6 mesi; la manutenzione comporta l'asportazione degli oli, delle sostanze flottanti e delle sabbie depositate, nonché la pulizia e la raschiatura delle pareti e del fondo delle vasche.

2.5.3.4 Dimensionamento del comparto di sedimentazione e disoleazione

Il dimensionamento adottato per gli impianti è stato eseguito secondo le direttive delle NORME DIN 1999 e della Norma europea 858/1, assumendo i seguenti parametri:

- | | | |
|--|---|-------------------------------|
| - superficie | $S =$ | (variabile) mq |
| - quantità di pioggia caduta | $q =$ | 0,015 l/s x mq |
| - quantità totale di pioggia caduta | $Q_t =$ | $S \times q$ l/s |
| - altezza d'acqua di prima pioggia uniformemente distribuita | $h_{pp} =$ | 5 mm |
| - tempo considerato come durata di prima pioggia | $t_{pp} =$ | 15 min |
| - volume acque di prima pioggia | $V_{pp} =$ | $S \times h_{pp} / 1000 = mc$ |
| - portata istantanea di prima pioggia Q_i | $(V_{pp} \times 1000) / (t_{pp} \times 60) =$ | l/s |
| - tempo di decantazione | $t_{dec} =$ | 24 h |
| - tempo di svuotamento | $t_s =$ | 24 h |

- portata equalizzata $Q_e = V_{pp} \times 1000 / (24 \times 3600) \text{ l/s}$
- grandezza separatore oli adottata $NG = 2 Q_e$

Gli impianti di tipo continuo sono normalmente di tipo prefabbricato dimensionati secondo i criteri della normativa europea EN 858. Si ritiene opportuno prevedere degli impianti che siano realizzati con una combinazione di trattamenti del tipo S-II-I-P. Tali impianti prefabbricati devono essere accompagnati dalle certificazioni dei costruttori che attestano il rispetto della normativa vigente nazionale in materia degli scarichi.

Si riportano di seguito i criteri generali per il dimensionamento dei disoleatori secondo la EN 858.

Dimensionamento - EN 858

Secondo la EN 858 il dimensionamento di un disoleatore si basa sulla natura e la portata dei liquidi da trattare tenendo presente:

- la massima portata di pioggia (nel nostro caso si è preso un evento meteorico di progetto che portasse ad un coefficiente udometrico pari a 56 l/s ha, o si è tratto tutto l'evento avendo a monte una laminazione)
- la massima portata di effluente
- la densità del liquido oleoso
- la presenza di sostanze che possono impedire la separazione come i detersivi.
- La formula per il dimensionamento è la seguente: $NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$

Dove

- NS è la taglia nominale del separatore;
- Q_r è la massima portata di pioggia, in l/s;
- Q_s è la massima portata di refluo, in l/s;
- f_d è il fattore di densità per il tipo di olio;
- f_x è il fattore di impedimento.

La taglia nominale NS è un numero, espresso in unità, approssimativamente equivalente alla portata massima effluente in litri/sec del separatore sottoposto al test di cui al paragrafo 8.3.3. della EN. Una volta calcolato l'NS attraverso la formula si richiederà al fornitore un impianto avente la taglia nominale più vicina.

Qualora si debba trattare solo acqua di pioggia dall'equazione si toglierà il parametro f_x .Q_s. Il fattore di densità varia da 1 a 2 a seconda della densità degli idrocarburi e della combinazione dei componenti il separatore.

Densità g/cm ³	Fino a 0,85	da 0,85 fino a 0,90	da 0,90 fino a 0,95
Combinazione	Fattore di densità f _d		
S II P	1	2	3

S I P	1 a	1,5 a	2 a
S II I P	1 b	1 b	1 b
S per sludge trap; I o II per la classe del separatore; P per pozzetto di ispezione e prelievo.			
a Per i separatori di classe I che operano solo con la gravità si utilizza il fd della classe II.			
b Sia per la classe I che per la classe II.			

Per la raccolta del sedimento che potrebbe portare ad occludere le condotte del separatore si utilizza un'anticamera come parte integrante dello stesso oppure un contenitore a sé stante. Per il dimensionamento della "sludge trap" la EN 858, a seconda della prevedibile formazione di sedimento, richiede di moltiplicare la NS per un fattore 100, 200 o 300 e poi dividere il risultato per il fd. Il fattore 100 è consigliato per strade.

Il volume di raccolta dell'olio deve essere 10 volte la NS qualora il separatore sia munito di otturatori automatici per prevenire tracimazioni o di 15 volte la NS in caso contrario.

Qualora si tratti di realizzare un disoleatore in situ la EN 858 stabilisce alcuni requisiti che ricordano l'API 421. Per primo si parte da una NS 150 determinata attraverso il test oppure, più concretamente, costruendo il separatore in accordo con le seguenti linee guida:

Il rapporto tra profondità e lunghezza del separatore deve stare tra 1:1,5 e 1:5. ($L = 5W$ secondo API 421). La profondità minima H_{min} dell'acqua deve essere di 2,5 m compresa una profondità di 0,15 m per lo stoccaggio dell'olio e di 0,35 m per il sedimento.

La superficie minima orizzontale in mq si calcola con $A_{min} = 0,2 \times NS$.

Il volume minimo totale in mc si calcola con $V_{min} = H \times A = 0,5 \times NS$.

Il volume per l'olio in mc si calcola con $V_1 \text{ min} = 0,03 \times NS$

Per gli impianti in progetto sono stati previsti impianti di tipo prefabbricato di stazza pari a NS40 per l'asse principale e NS30 per Rione Borgato.

2.5.4 Vasca di sversamento

Per la vasca settica di accumulo degli sversamenti accidentali che possono capitare nel tratto della galleria naturale, il volume complessivo è pari a 40 m³. Dovrà essere mantenuta vuota durante il funzionamento normale dell'impianto e si potrà riempire solo durante il funzionamento anomalo.

Al verificarsi di uno sversamento accidentale entrerà in funzione una paratoia elettromeccanica normalmente chiusa in testa alla vasca che si aprendosi permetterà che lo sversamento sia convogliato all'interno della stessa.

Una volta riempito sarà cura del gestore provvedere al suo svuotamento e pulizia. Il refluo spurgato sarà poi convogliato a smaltimento. Tali operazioni potranno essere effettuate o dal personale specializzato del gestore o da ditte specializzate. La scelta di una o dell'altra soluzione, come la scelta della tipologia di smaltimento da effettuare, dovrà essere effettuata in ragione della tipologia di sversamento che si è verificata.

2.6 Trincee drenanti

Sono state previste delle trincee drenanti lungo il versante dell'ingresso ovest della galleria naturale e ai lati della careggiata in corrispondenza di sezioni in trincea. Le prime sono posizionate in corrispondenza di un possibile fenomeno deformativo superficiale e stagionale (creep o colata) individuato sul terreno in sede di progettazione e sul quale il Comune di Mondovì è intervenuto in passato tramite riprofilatura e piantumazione. La sua perimetrazione è riportata nella carta geomorfologica. In tale contesto il progetto definitivo è stato studiato in maniera tale da evitare l'area in dissesto, interponendo inoltre fra essa ed il tracciato una paratia di pali di grande diametro dimensionata sulla base di un approccio cautelativo al modello stratigrafico locale. Nell'ottica di favorire il drenaggio naturale dei terreni in un'area dove i piezometri rilevano una falda prossima a piano campagna, e con ciò migliorare la stabilità dei terreni superficiali, è stata prevista una trincea drenante che si sviluppa esternamente ed a monte rispetto ai lavori. La seconda tipologia riguarda quelle trincee drenanti che corrono lungo il tracciato stradale con sezione in trincea. Queste hanno la stessa funzione di intercettare la falda superficiale evitando il versamento di acque esterne sulla piattaforma stradale.

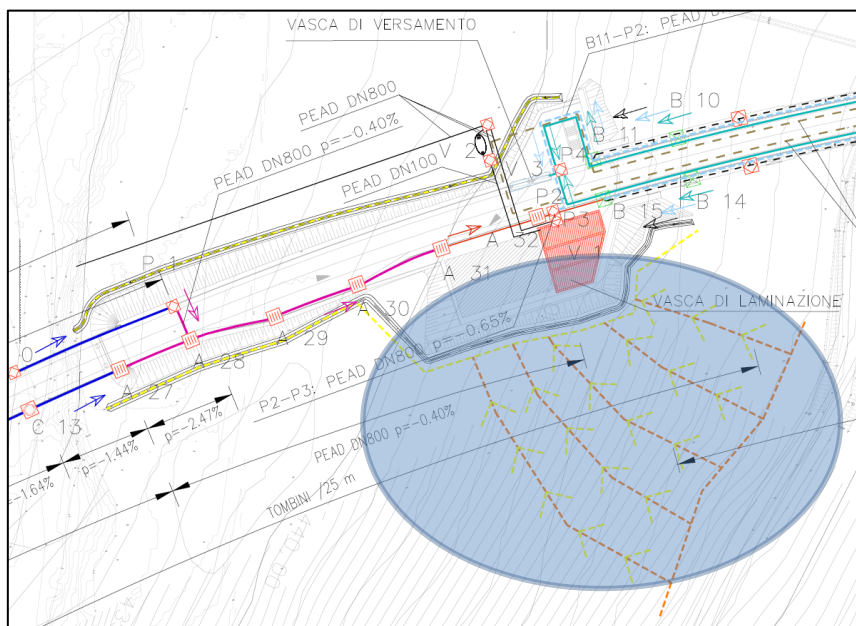


Figura 6. Indicazione e posizionamento delle trincee drenanti di versante per la mitigazione idraulica e intercettazione di falda.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione Geologica ed Idrogeologica.

3 FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI

I fossi di guardia corrono parallelamente lungo tutto il tracciato stradale con una sezione trapezoidale con base minore e altezza variabile da 0,5 a 0,75 m. Questi fossi intercettano a monte del nuovo tracciato scoli esistenti che corrono perpendicolarmente. Nell'intersezioni di questi fossi e nei tratti in rilevato è stato previsto l'installazione di un tombino in CLS DN1500 per garantire la loro continuità idraulica.

Nei casi in cui la strada si dovesse trovare in trincea i fossi hanno la funzione di gronda e devono proteggere la viabilità da eventuali trasbordi che potrebbero danneggiare le scarpate e sovraccaricare la rete di drenaggio.

Questo sistema di raccolta, essendo esterno, non intercetta le acque di piattaforma, ma soltanto le acque meteoriche cosiddette di versante.

Nella zona non è presente un vero e proprio reticolo idrico, ma solo piccoli scoli che hanno la funzione di drenare le superfici agricole.

A seguito del parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è stato deciso di applicare ai tombini, anche se di fatto non sono previsti per dare continuità al reticolo idrico, ma per dare trasparenza idraulica al rilevato rispetto alle al deflusso superficiale di applicare quanto prescritto dalla Circolare 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP.

La Circolare dice che restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino **ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti** e quindi pari a 200 anni.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

Richiesta

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;

Soluzione di progetto

I tombini di progetto sono a canna unica.

Richiesta

- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.

Soluzione di progetto

I tombini di progetto hanno un andamento rettilineo e garantiscono continuità altimetrica ripristinando le quote di scorrimento di monte valle dello scolo al quale danno la continuità. Nei casi lo scolo fosse eccessivamente obliquo rispetto alla viabilità si realizzano a monte e a valle dei tratti di fosso di raccordo.

Richiesta

- per sezioni di area maggiore a $1,5 \text{ m}^2$ è da garantire la praticabilità del manufatto;

Soluzione di progetto

I tombini hanno un diametro interno di 1,50 m e quindi un'area di 1.77 m^2 . L'altezza prevista di 1.5 m garantisce la possibilità di ispezionare il manufatto.

Richiesta

- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare $1,5 \text{ m/s}$;

Soluzione di progetto

I tombini di progetto hanno un funzionamento a gravità.

Richiesta

- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare $2/3$ dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di $0,50 \text{ m}$;

Soluzione di progetto

I tombini di progetto hanno un funzionamento a gravità e il grado di riempimento massimo al loro interno è pari al 14%, essendo il diametro interno pari a 1,50 m il massimo livello raggiunto sarà pari a 0.21 m , il franco risulta pari a 1.29 m . Il dimensionamento del tombino non è ottimizzato dal punto di vista idraulico per garantire il requisito di praticabilità dello stesso.

Richiesta

- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;

Soluzione di progetto

Le condizioni che si manifestano a monte e a valle nel caso di tombini di progetto sono le medesime perché non si hanno contributi aggiuntivi.

Richiesta

- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: $0,5 \text{ bar}$ rispetto all'estradosso o $1,5$ volte la massima pressione d'esercizio;

Soluzione di progetto

I tombini di progetto sono muniti di guarnizioni che consentiranno il collaudo idraulico degli stessi.

Richiesta

- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;

Soluzione di progetto

Essendo il livello all'interno del tombino pari a 21 cm mentre l'altezza del fosso è pari a 75 cm, con un livello massimo consentito di 60 cm, si può affermare che tombini non provocano rigurgiti sui fossi di monte.

Richiesta

- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;

Soluzione di progetto

I tombini servono per dare la continuità a piccole scoline di gestione dei campi attraversati della nuova infrastruttura e quindi ragionevole non aspettarsi il transito che le dimensioni dei detriti galleggianti possano ostruire i tombini, che comunque hanno un grado di riempimento minore del 50% come richiesto. I tombini sono ispezionabili dai manufatti ai due imbocchi.

Richiesta

- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Soluzione di progetto

I tombini consentono l'attraversamento dei fossi di guardia e di piccole scoline. Si prevede di proteggere tali elementi contro l'erosione in corrispondenza degli imbocchi rivestendoli in calcestruzzo per una lunghezza non minore di un metro.

Nei paragrafi seguenti si dimostra quanto enunciato.

3.1 Area sottesa

Per eseguire la verifica e un corretto dimensionamento, riportato nella relazione idraulica, è stata calcolata l'area sottesa, dai singoli attraversamenti o fossi. Si è deciso di considerare solo la parte più a sud in quando il terreno ha una pendenza naturale del 1-1,4% nella direzione sud-nord e quindi non scola verso la viabilità.

Si è stimata un'area cautelativa che andasse da una strada esistente presente a sud fino al fosso del tracciato (Figura 7). Lo stradello che si è preso come limite di inizio bacino imbrifero si trova in rilevato rispetto al piano campagna ed è privo di attraversamenti, impedendo di fatto la continuità del deflusso superficiale.



Stradello esistente

Le aree calcolate sono riportate in *Tabella 5*. Il bacino A1 scarica in un tombino che scarica nel fosso a nord, i bacini A2,A3, A4 e A5 finiscono nel fosso di gronda e da lì superano al galleria artificiale in calotta. Il bacino A6 scarica in tre tombini che danno la trasparenza ad altrettante piccole scoline.

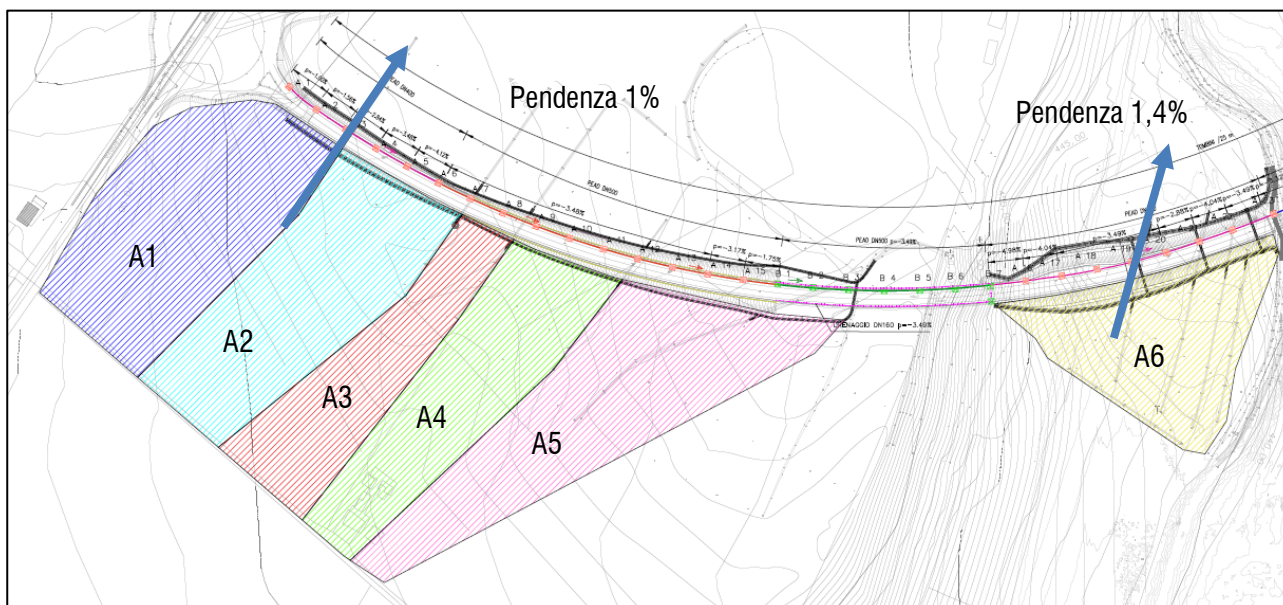


Figura 7: Aree sottese ai fossi i guardia

Tabella 5. Calcolo aree sottese ai fossi di guardia.

Area	m ²	pendenza %
A1	21352	1,0
A2	19312	1,0
A3	12568	1,0
A4	16212	1,0
A5	22652	1,0
A6	14745	1,4

3.2 Portata nei fossi di guardia e tombini

Per il calcolo della portata si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot A \cdot h_{tc}}{t_c \cdot 3,6}$$

dove:

- φ = coefficiente di deflusso;
- A = area sottesa [km²];
- h_{tc} = altezza di pioggia considerata con il tempo di corrivazione [mm];
- t_c = tempo di corrivazione [ore].

Per il calcolo dei fossi di guardia, considerano che tutte **le aree corrispondono a campi coltivati**, si è scelto un coefficiente di deflusso φ pari a 0,2. Per il calcolo del tempo di corrivazione si è scelto la formula di Kirpich:

$$t_c = 0,000325 \cdot \left(\frac{l \cdot 1000}{\sqrt{i}} \right)^{0,8}$$

con una lunghezza l pari al tratto che la goccia d'acqua deve percorrere dal punto più lontano fino alla sezione di chiusura (km) e una pendenza del 1 o 1,4%.

Calcolato il tempo di corrivazione, si è determinata l'altezza di pioggia con un tempo di ritorno di 100 anni, quindi la portata. L'utilizzo di un tempo di ritorno così elevato è dovuto alla necessità di garantire la sicurezza idraulica dei tratti di trincea.

Come riportato nella relazione idrologica per la verifica si è utilizzata la seguente curva di possibilità pluviometrica.

Opere idrauliche	Tempo	Durata evento	Stazione	a	n
Fossi di guardia	100 anni	Superiori ai 10 min	Roccaforte Mondovì 2017	89,37	0.551

Nella Tabella 6 si sono riportati i risultati delle portate.

Tabella 6. Risultati delle portate affluenti dalle zone coltivate ai fossi di guardia con Tr 100 anni.

Area	Area (km ²)	Area cumulata	φ	Tr	l (km)	tc (ore)	h (mm)	Q (m ³ /s)
1	0.0213	0.0213	0.2	100 anni	0.222	0.1545	31.94	0.25
2	0.0193	0.0406	0.2	100 anni	0.315	0.2044	37.26	0.41
3	0.0125	0.0531	0.2	100 anni	0.355	0.2249	39.28	0.52
4	0.0162	0.0693	0.2	100 anni	0.439	0.2666	43.14	0.62
5	0.0226	0.0921	0.2	100 anni	0.592	0.3386	49.21	0.74
6	0.0147	0.0147	0.2	100 anni	0.205	0.126	26.31	0.20

3.3 Verifica idraulica fossi di guardia

Per la verifica idraulica si sono considerate le dimensioni del fosso più piccolo, di forma trapezoidale, base 0,50m e altezza massima 0,5m situata nella sezione più gravosa quindi alla fine dell'area A5. Si è deciso per via cautelativa un riempimento inferiore all'80% della portata massima del fosso stesso per un tempo di ritorno di 100 anni.

Per il calcolo della portata massima si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = k_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- k_s coefficiente di scabrezza pari a 30;
- R_h raggio idraulico considerando una sezione trapezoidale;
- A l'area bagnata considerando l'altezza massima di 0,5 m;
- i pendenza media pari 1,0%.

Quindi per un'altezza massima pari a 0,6 m, la massima portata transitante risulta essere di 1.16 m³/s. Prendendo la sezione più gravosa, dopo l'area A5 e per un tempo di ritorno di 100 anni si ottiene una portata di 0.81 m³/s, pari un riempimento del 35%, quindi verificata.

3.4 Verifica idraulica tombini di attraversamento

I tombini utilizzati per l'attraversamento della sede stradale sono tutti in calcestruzzo con DN1500.

Come riportato nella relazione idrologica per la verifica si è utilizzata la seguente curva di possibilità pluviometrica, caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni.

Opere idrauliche	Tempo	Durata evento	Stazione	a	n
Attraversamenti minori	200 anni	Superiori ai 10 min	Roccaforte Mondovì 2020	96.03	0.541

All'ingresso e in uscita dai fossi di guardia è previsto un pozzetto di innesto. La pendenza minima da garantire è dell'1%. Con queste caratteristiche si è calcolata la portata massima transitante con un riempimento pari al 70%. Con la seguente formula:

$$Q = k_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- k_s coefficiente di scabrezza pari a 60;
- R_h raggio idraulico considerando una sezione circolare;
- A l'area bagnata considerando l'altezza massima di riempimento pari al 66% (2/3 richiesti dalla Circolare 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP);
- i pendenza media pari 1%.

risulta che la portata massima transitante da un tombino in cls DN1500, pendenza 1%, riempito al 70% sia di 6.16 m³/s.

Nella tabella che segue si riportano i risultati delle portate.

Risultati delle portate per i tombini di attraversamento

Area	Area (km ²)	Area cumulata	φ	Tr	l (km)	tc (ore)	h (mm)	Q (m ³ /s)
1	0.0213	0.0213	0.2	200 anni	0.222	0.1545	34.97	0.27
6	0.0147	0.0147	0.2	200 anni	0.205	0.126	31.41	0.20

Il tombino appare quindi verificato con un grado di riempimento pari al 14% e un franco di 1.29 m. Questa ampia sicurezza tiene in considerazione di eventuali intasamenti nel tempo dovuti al deposito del trasporto solido proveniente da fossi di guardia. I manufatti di imbocco hanno il fondo più basso della quota di scorrimento per ridurre il materiale all'interno della canna del tombino.

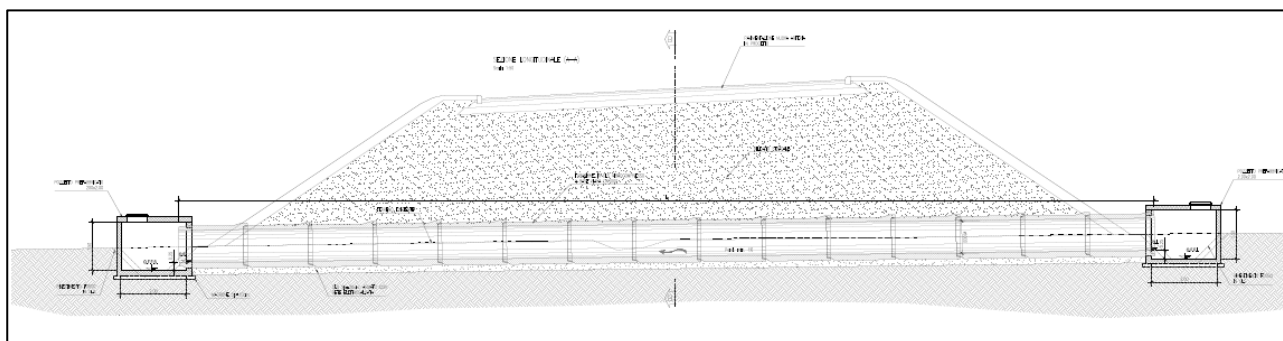


Figura 8. Attraversamento con un tombino in cls DN1500, pendenza 1%.