

AUTOSTRADA (A14) BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: ANCONA SUD - PORTO S.ELPIDIO


SVINCOLO DI POTENZA PICENA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICO

<h3>Svincolo di Potenza Picena</h3> <h2>Idrologia e Idraulica</h2> <h3>Parte generale</h3> <h3>Relazione idrologica-idraulica</h3>
--

VERIFICA a cura di: IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Paolo De Paoli Ord.Ingg. Pavia N.1739 T.L. IDRAULICA	RIESAME a cura di: IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord.Ingg. Avellino N.933	VALIDAZIONE INTERNA a cura di: IL DIRETTORE TECNICO Ing. Gianluca Salvatore Spinazzola Ord.Ingg. Milano N.26796 T.A. STRADE
---	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo		Rev.
T0979	0000	FT	SV	IDR	GE000	00000	R	IDR	0700	00	SCALA -

	ENGINEERING COORDINATOR:	REVISIONE		
		n.	decrizione	data
		0		LUGLIO 2023
	SUPPORTO SPECIALISTICO:			
	TECNE			

CODIFICA ASPI	Codice Commessa	Fase	Origine	Disciplina	W B S	Tipo	Progressivo	Classe	Status	Rev.
	A1_14	FT	TECN	IDR	GE000	REL	000001	1	APD	00

VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Geom. Claudio Cerbarano	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle infrastrutture e dei trasporti
--	---

Sommario

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	4
2.2	NORMATIVA REGIONALE	4
2.3	PIANIFICAZIONE DI BACINO	5
3	IDROLOGIA	9
3.1	INQUADRAMENTO IDROLOGICO DELL'AREA	9
3.2	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	10
3.2.1	<i>Il regime pluviometrico delle aree di interesse</i>	10
3.3	DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO	20
4	IL SISTEMA DI DRENAGGIO	22
4.1	REQUISITI PRESTAZIONALI	22
4.2	ELEMENTI DI RACCOLTA E CONVOGLIAMENTO	23
4.3	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	24
4.4	PRESIDI IDRAULICI.....	25
4.4.1	<i>Manufatti di controllo delle portate</i>	26
4.4.2	<i>Impianti di trattamento delle acque di prima pioggia</i>	27
4.4.3	<i>Presidio idraulico per deposito del sale</i>	28
4.5	METODOLOGIA PROGETTUALE DI DIMENSIONAMENTO	30
4.5.1	<i>Elementi di raccolta</i>	30
4.5.2	<i>Elementi di convogliamento</i>	31
4.6	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI RACCOLTA.....	32
4.6.1	<i>Embrici</i>	32
4.6.2	<i>Canaletta asolata continua in cls vibrocompresso (CAR/DN)</i>	32
4.6.3	<i>Sistema di drenaggio su cavalcavia – caditoie grigliate puntuali</i>	33
4.6.4	<i>Canaletta monoblocco in cls polimerico</i>	34
4.6.5	<i>Caditoia grigliata discontinua in PEAD (CG/DN)</i>	34
4.7	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO	35
4.7.1	<i>Collettori circolari in PEAD e PP</i>	35
4.7.2	<i>Fossi di guardia</i>	35
4.7.3	<i>Canaletta di drenaggio in corrispondenza delle barriere FOA</i>	36
4.7.4	<i>Mezzo tubo in lamiera ondulata</i>	36
4.8	LAMINAZIONE DELLE PORTATE SCARICATE NEI RICETTORI.....	37
5	ANALISI DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE CON LE OPERE IN PROGETTO	44
6	DRENAGGIO DELL'AREA DI CANTIERE	49
	ALLEGATO 1: VERIFICHE STATICHE DEI COLLETTORI IN PEAD	50
	ALLEGATO 2: VERIFICHE IDRAULICHE DEI COLLETTORI	62
	ALLEGATO 3: VERIFICA INTERASSE EMBRICI E GRIGLIE	65

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 2-1: SVINCOLO DI PROGETTO SU ORTOFOTO CON PERIMETRAZIONI PGRA	6
FIGURA 2-2: SVINCOLO DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA PAI.....	7
FIGURA 2-3: COMPENSORI DEL CONSORZIO DI BONIFICA MARCHE E UBICAZIONE DELL'INTERVENTO	8
FIGURA 3-1: SVINCOLO DI PROGETTO SU ORTOFOTO.....	9
FIGURA 3-2: INQUADRAMENTO DELLO SVINCOLO SU CTR MARCHE 1:10000	10
FIGURA 3-3: POSIZIONE STAZIONI PLUVIOMETRICHE CONSIDERATE	11
TABELLA 3-1: MASSIMI ANNUALI DI PRECIPITAZIONE PER DIVERSE DURATE - STAZIONE PLUVIOMETRICA DI RECANATI	12
TABELLA 3-2: MASSIMI ANNUALI DI PRECIPITAZIONE PER DIVERSE DURATE - STAZIONE PLUVIOMETRICA DI PORTO S. ELPIDIO.....	13
TABELLA 3-3: PARAMETRI CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PER LA STAZIONE DI RECANATI	14
TABELLA 3-4: PARAMETRI CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PER LA STAZIONE DI PORTO S. ELPIDIO.....	14
FIGURA 3-4: ZONE OMOGENEE CON RIFERIMENTO REGIME DI FREQUENZA DELLE PIOGGE INTENSE.....	14
TABELLA 3-5: PARAMETRI DELLE CURVE DI CRESCITA RELATIVE AL MODELLO TCEV PER LE VARIE DURATE	15
FIGURA 3-5: ISOLINEE DELLE ALTEZZE MEDIE DI PIOGGIA MASSIME ANNUALI DELLA DURATA DI 1 GIORNO (A) E 1 ORA (B)	16
TABELLA 3-6: VALORI DEI PARAMETRI DELLE LSPP PER DIVERSI TR E D>1 H	16
TABELLA 3-7: TABELLA DEL VALORE DEL COEFFICIENTE R_{Δ} IN FUNZIONE DELLA DURATA DI PIOGGIA \bar{P}	17
TABELLA 3-8: VALORI DEI PARAMETRI DELLE LSPP PER DIVERSI TR PER D<1ORA.....	17
FIGURA 3-6: CONFRONTO ALTEZZE DI PIOGGIA PER Tr= 10 ANNI	18
FIGURA 3-7: CONFRONTO ALTEZZE DI PIOGGIA PER Tr= 25 ANNI	18
FIGURA 3-8: CONFRONTO ALTEZZE DI PIOGGIA PER Tr= 50 ANNI	19
FIGURA 3-9: CONFRONTO ALTEZZE DI PIOGGIA PER Tr= 100 ANNI	19
FIGURA 3-10: CONFRONTO ALTEZZE DI PIOGGIA PER Tr= 200 ANNI	20
FIGURA 4-1: CICLO IDROLOGICO DALLA PRECIPITAZIONE AL DEFLUSSO NEL RICETTORE FINALE	22
TABELLA 4-1: ELEMENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	23
TABELLA 4-2: SCHEMA DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	24
TABELLA 4-3: PRINCIPALI TIPOLOGIE DI PRESIDI IDRAULICI.....	26
FIGURA 4-2: RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEL MANUFATTO DI CONTROLLO	27
FIGURA 4-3: IMPIANTO DI TRATTAMENTO PER PIAZZALE DI ESAZIONE	28
TABELLA 4-4: GRANDEZZA NOMINALE GN DEI SEPARATORI OLI A SERVIZIO DEL PIAZZALE DI ESAZIONE.....	28
TABELLA 4-5: VALORI LIMITE ALLO SCARICO PER CLORURI (D.Lgs 152/2006)	29
FIGURA 4-4: SCHEMA DI INSTALLAZIONE DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO A SERVIZIO DEL DEPOSITO DEL SALE	30
FIGURA 4-5: DIMENSIONI DELLA CANALETTA ASOLATA IN CLS VIBROCOMPRESSO	33
FIGURA 4-6: CANALETTA MONOBLOCCO IN CLS POLIMERICO	34
FIGURA 4-7: FOSSI DI GUARDIA INERBITI.....	36
FIGURA 4-8: ELEMENTO DI DRENAGGIO IN PRESENZA DI BARRIERA FOA	36
FIGURA 4-9: CANALETTA IN ACCIAIO ONDULATO SU RILEVATO	37
FIGURA 4-10: FOGLIO DI CALCOLO UTILIZZATO PER LA DEFINIZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA SECONDO LA D.G.R. 53/2014	38
TABELLA 4-7: TABELLA DEFINIZIONE INTERVENTI SECONDO D.G.R. 53/2014	39
TABELLA 4-8: VOLUMI DI COMPENSO NECESSARI E PORTATE SCARICATE AI SENSI DELLA DGR 53/2014	40
TABELLA 5-1: CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEI BACINI INTERFERITI	45
TABELLA 5-2: TEMPI DI CORRIVAZIONE Tc DEI BACINI INTERFERITI	46
TABELLA 5-3: PORTATE Q200 PER I BACINI INTERFERITI	47
TABELLA 5-4: VERIFICA IDRAULICA TOMBINI	48
FIGURA 6-1: CAMPO BASE E CANTIERE OPERATIVO	49

1 PREMESSA

La presente relazione riferisce dello studio idrologico-idraulico, effettuato nell'ambito del Progetto Definitivo del nuovo Svincolo di Potenza Picena, finalizzato al dimensionamento delle diverse componenti del sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

Nei capitoli successivi, dopo una descrizione dell'ambito di applicazione, verranno esaminati la normativa e gli strumenti di pianificazione vigenti nella zona di interesse, a scala nazionale, regionale e di bacino attinenti le problematiche idrologico-idrauliche.

Mediante l'analisi idrologica, sulla base delle sollecitazioni meteoriche, sono state stimate le portate drenate dalla piattaforma stradale. Note le portate di progetto è stato effettuato il dimensionamento idraulico dei diversi elementi di raccolta, convogliamento e recapito, che compongono i sistemi di drenaggio delle viabilità in progetto.

Il dimensionamento idraulico degli elementi del sistema di drenaggio (elementi marginali, collettori) è stato effettuato facendo riferimento ad un tempo di ritorno di **25 anni**, mentre per la verifica di compatibilità dei tombini si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno di **200 anni**.

Per la definizione delle portate massime scaricabili nei ricettori finali e per **garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni** si è fatto riferimento alla D.G.R. Marche n. **53/2014** che fissa i volumi di invaso e le portate massime ammissibili per il corso d'acqua in base alle superfici e permeabili e impermeabili ante e post-operam. La portata scaricata avrà in questo modo un valore massimo idraulicamente compatibile con i corsi d'acqua ricettori. Infine, per garantire il controllo qualitativo, nei manufatti di scarico è stata prevista una lama disoleatrice che permetterà di contenere gli eventuali olii all'interno dei fossi di laminazione.

2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo, in modo da verificare la compatibilità degli interventi previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

Di seguito vengono riportate le principali leggi nazionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

- Direttiva Europea Quadro sulle Acque 2000/60/CE
- RD 25/07/1904 n° 523 - Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.
- Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267 - Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani. La legge introduce il vincolo idrogeologico.
- DPR 15/01/1972 n° 8 - Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.
- Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112 - Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59
- L. 365/00 (Legge Soverato) - Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).
- D.L. 3 aprile 2006 n.152 e succ. modifiche ed integrazione- "Norme in materia ambientale"
- D. Lgs. 23 febbraio 2010 n. 49 "Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione ed alla gestione dei rischi di alluvioni"
- D. Lgs. 10 dicembre 2010 n. 19 "Attuazione della direttiva 2008/105/CE relativa a standard di qualità ambientale nel settore della politica delle acque, recante modifica e successiva abrogazione delle direttive 82/176/CEE, 83/513/CEE, 84/156/CEE, 84/491/CEE, 86/280/CEE, nonché modifica della direttiva 2000/60/CE e recepimento della direttiva 2009/90/CE che stabilisce, conformemente alla direttiva 2000/60/CE, specifiche tecniche per l'analisi chimica e il monitoraggio dello stato delle acque."
- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

2.2 NORMATIVA REGIONALE

Come visto, l'area di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Marche.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

- L. R. 25 maggio 1999, n. 13 - Disciplina regionale della difesa del suolo.
- L. R. 23 novembre 2011, n. 22 - Disciplina regionale della riqualificazione urbana sostenibile e dell'assetto idrogeologico. Gli strumenti di pianificazione del territorio e le loro varianti, da cui derivi una trasformazione territoriale in grado di modificare il regime idraulico, contengono una verifica di compatibilità idraulica, volta a riscontrare che non sia aggravato il livello di rischio idraulico esistente, né pregiudicata la riduzione, anche futura, di tale livello. Le amministrazioni competenti dispongono la realizzazione di invasi di laminazione-raccolta delle acque meteoriche dalle superfici impermeabilizzate per una capacità pari ad almeno 350 metri cubi per ogni ettaro di superficie impermeabilizzata finalizzati al perseguimento del principio di invarianza idraulica. (come da Delibera Giunta Regione Marche del 27/01/2014 n. 53)
- L.R. 12 novembre 2012, n. 31 (e ss.mm.ii.) - Norme in materia di gestione dei corsi d'acqua

- Piano di Tutela delle Acque, approvato con Deliberazione della Assemblea Regionale del 26 gennaio 2010 n.145. L'articolo 42 "Acque meteoriche di dilavamento, acque di lavaggio, acque di prima pioggia", dispone
 - *Comma 1: Ai sensi dell'art. 113, comma 3, del d.lgs. 152/2006 e s.m.i.: - nell'ambito delle acque di lavaggio delle aree esterne adibite ad attività produttive o di servizi, quelle specificate ai commi seguenti devono essere convogliate ed opportunamente trattate in idonei impianti; - nell'ambito delle acque meteoriche di dilavamento delle medesime aree esterne, quelle specificate ai commi seguenti devono essere convogliate e la loro frazione di prima pioggia deve anche essere opportunamente trattata in idonei impianti. Le suddette acque di lavaggio, nonché le suddette acque meteoriche di dilavamento di prima pioggia sono sottoposte alla disciplina delle acque reflue industriali e i loro scarichi non devono essere autorizzati ai fini delle norme inerenti alla qualità delle acque, ovvero al concorso del raggiungimento degli obiettivi di qualità*
 - *Comma 4: Non sono assoggettate alle norme di cui al comma 1 le strade pubbliche e private, i piazzali di sosta e movimentazione di automezzi, i parcheggi anche di aree industriali, purché in tali superfici non si svolgano attività, escluso il mero trasporto con mezzi adeguati, che possono oggettivamente comportare il rischio significativo di dilavamento, anche in soluzione, di sostanze prioritarie, pericolose prioritarie, di cui alla Tab. 5 dell'Allegato 5 alla parte terza del d.lgs. 152/2006 e alla Tab. 1/A dell'Allegato 1 al D MATTM 14 aprile 2009, n. 56, nonché delle sostanze di cui alla Tabella 1/B dell'Allegato 1 al D MATTM 14 aprile 2009, n. 56, o di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali, ovvero pregiudicare il raggiungimento dell'obiettivo di qualità; pertanto gli scarichi delle reti fognarie o, comunque, delle condotte separate che raccolgono le sole acque meteoriche di dilavamento delle superfici di cui al presente comma non devono essere autorizzati ai fini delle norme inerenti alla qualità delle acque, ovvero al concorso del raggiungimento degli obiettivi di qualità*
 - *Comma 5: Resta fermo che, per il recapito di tutte le acque, cioè incluse quelle non soggette alla disciplina delle acque reflue industriali, in corpo idrico superficiale interno deve essere ottenuta l'autorizzazione di cui alle norme di polizia idraulica recate dal r.d. 523/1904, nonché la concessione demaniale, mentre per il recapito in corpo idrico marino-costiero devono essere ottenute l'autorizzazione di polizia marittima, in quanto dovuta, e la concessione demaniale marittima.*

Stante la vigente normativa in materia, gli scarichi delle acque di piattaforma nei recettori finali non necessitano di autorizzazione da parte della competente Autorità regionale.

2.3 PIANIFICAZIONE DI BACINO

L'area ricade all'interno del territorio di competenza dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale, istituito con l'art. 64 del D. Lgs. 152/2006. La Unit of Management di riferimento è la ITR111 – Regionale Marche.

Il principale strumento di pianificazione territoriale è il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) adottato dalla Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Centrale in data 20/12/2021 (delibera 27/2021).

L'autorità di bacino competente per territorio è l'Autorità di Bacino Regionale delle Marche, istituita con la legge 183/89 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo", (art.12).

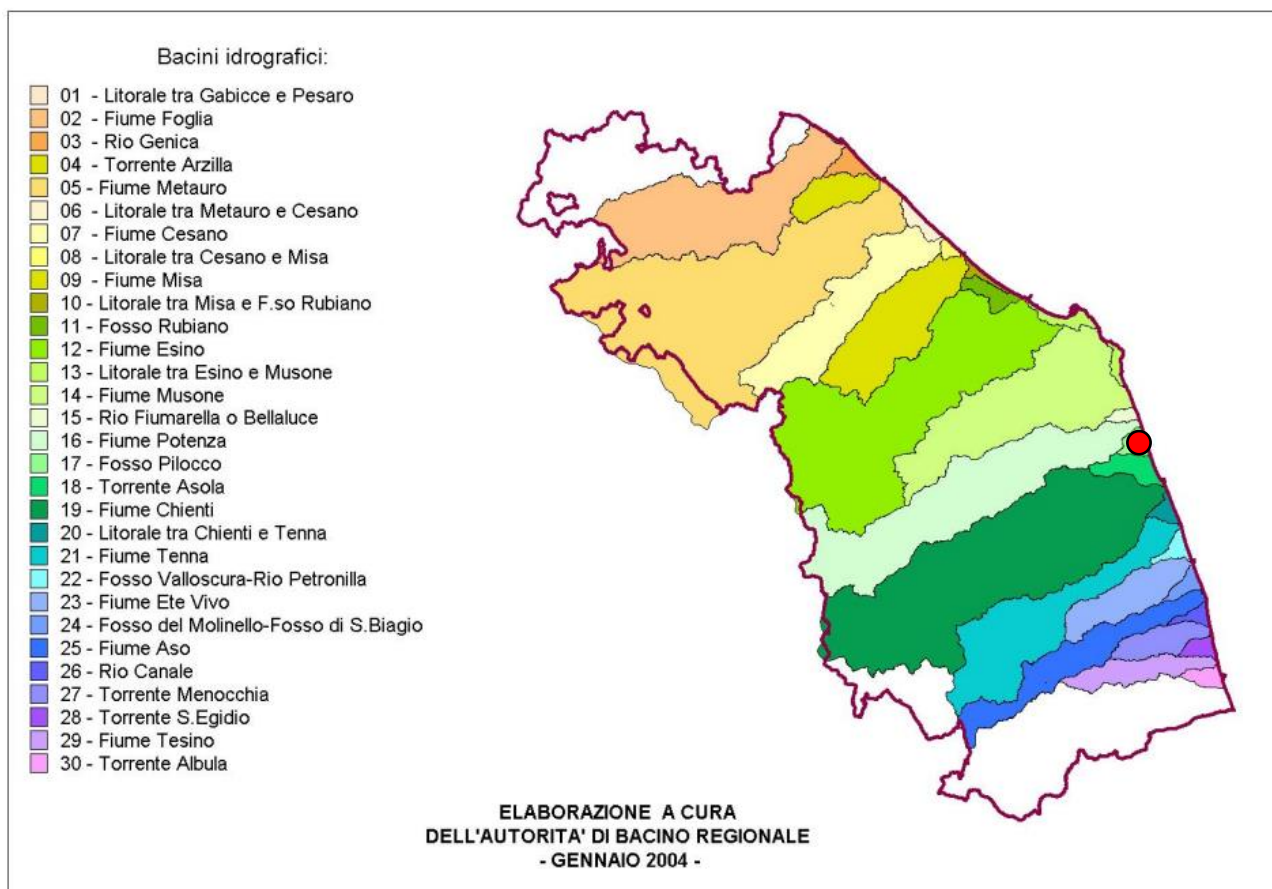
Con riferimento al vigente PGRA, nell'area interessata dalla realizzazione del nuovo svincolo non sono presenti perimetrazioni di aree con Pericolosità Idraulica



Figura 2-1: svincolo di progetto su ortofoto con perimetrazioni PGRA

Con DPCM del 14 marzo 2022 è stato approvato il Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) Aggiornamento 2016.

Con riferimento al PAI, lo svincolo in progetto ricade all'interno del bacino n.17 – Fosso Pilocco



Il PAI comprende la Carta del Rischio Idrogeologico in cui sono individuate le aree di pericolosità idraulica (fascia di territorio inondabile), di pericolosità da frana o valanga (aree di versante in condizioni di dissesto) e le aree con elementi esposti a rischio idrogeologico, quali agglomerati urbani, edifici residenziali, insediamenti produttivi, infrastrutture. La fascia di territorio inondabile riportato in questo set di elaborati è quella assimilabile a piene con tempi di ritorno fino 200 anni.

Come si evince dalla immagine seguente, lo svincolo di progetto non interferisce con aree a rischio idraulico

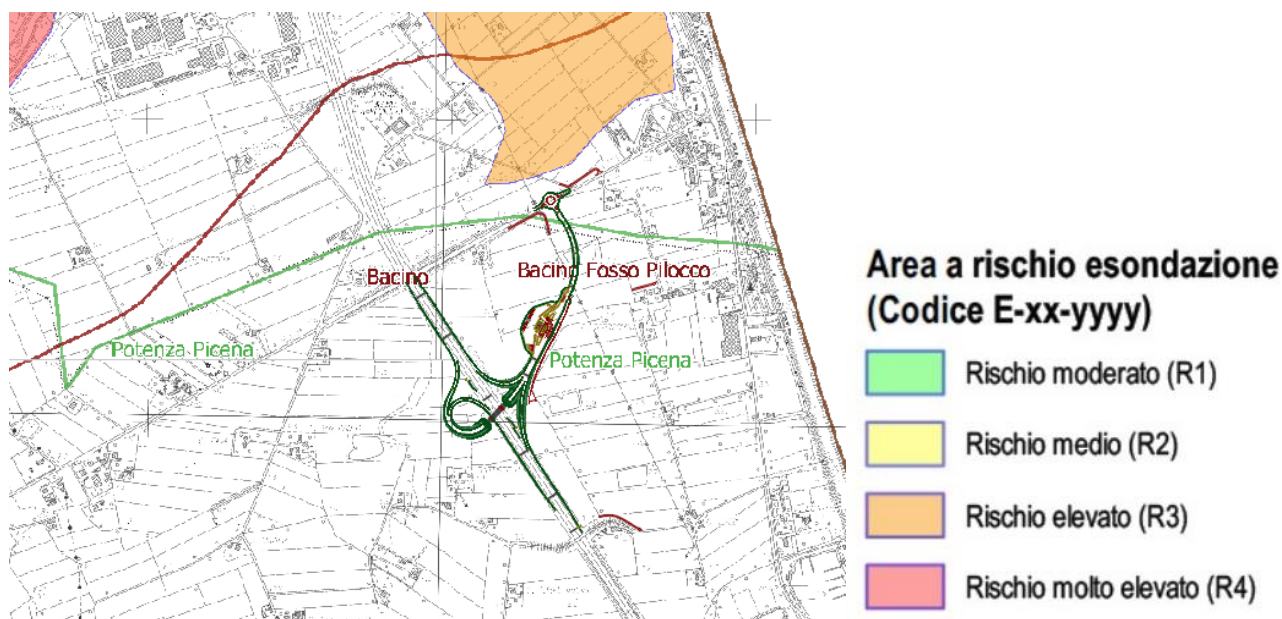


Figura 2-2: svincolo di progetto su cartografia PAI

Il progetto è pertanto compatibile con la pianificazione di bacino.

Nel territorio della Regione Marche è inoltre presente il Consorzio di Bonifica Marche, istituito dalla Giunta Regionale delle Marche nel dicembre 2013 (ai sensi della Legge Regionale n. 13 del 17 giugno 2013). A partire dal 1° gennaio 2014, il Consorzio di Bonifica delle Marche ha di fatto incorporato per fusione i tre Consorzi presenti nel territorio: il Consorzio di Bonifica integrale dei fiumi Foglia, Metauro e Cesano, il Consorzio di Bonifica del Musone, Potenza, Chienti, Asola e Alto Nera ed il Consorzio di Bonifica di Aso, Tenna e Tronto. Il territorio regionale è suddiviso in quattro comprensori che rispondono a caratteristiche comuni a livello idrografico e irriguo. L'area oggetto dell'intervento ricade all'interno del comprensorio C – Bacini del Musone, Potenza, Chienti, Asola e Alto Nera.

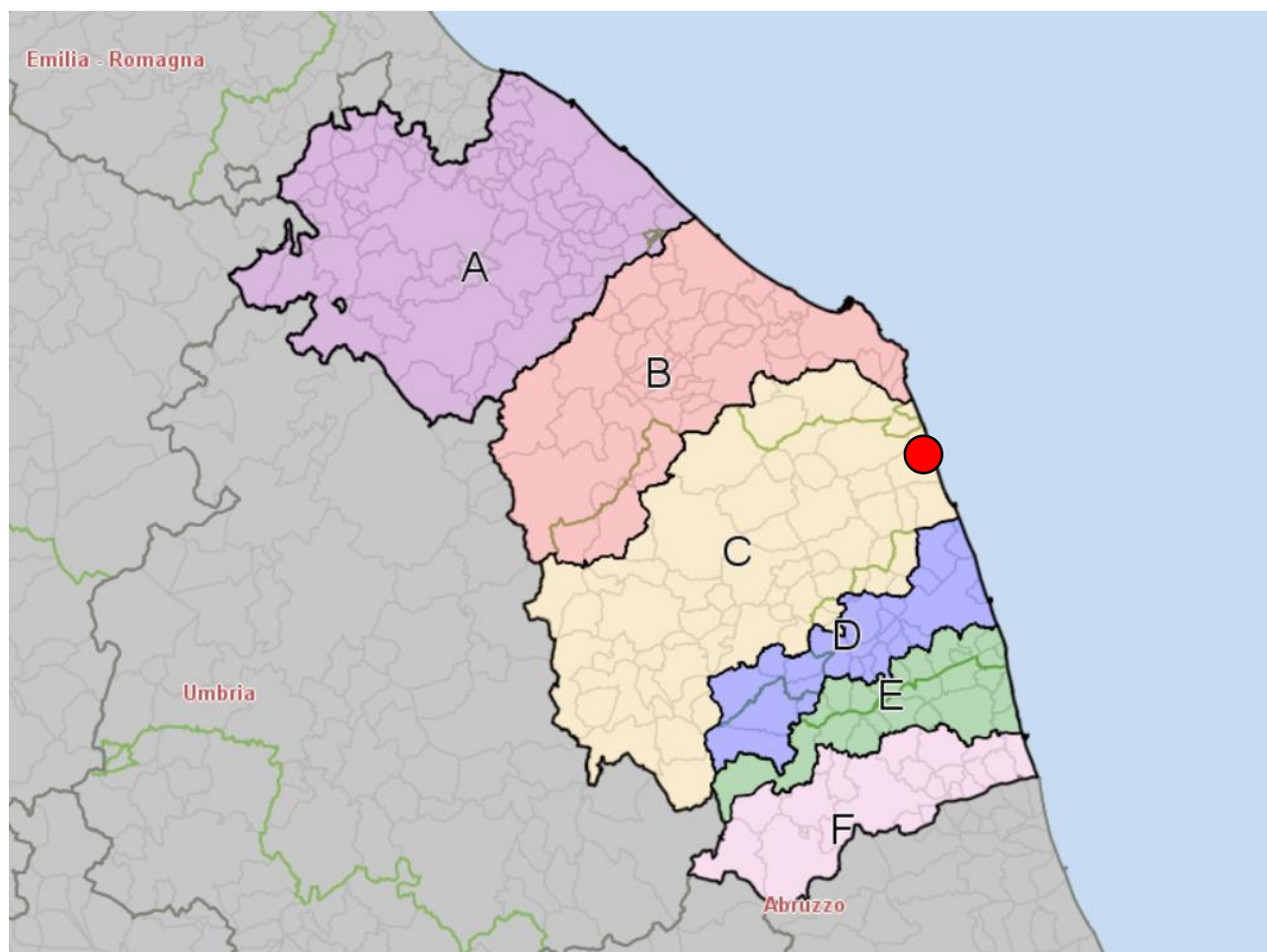


Figura 2-3: Comprensori del Consorzio di Bonifica Marche e ubicazione dell'intervento

Il Consorzio esegue la manutenzione ordinaria dei fossi e degli impianti a servizio della rete di scolo. Nell'area in esame, Consorzio di Bonifica delle Marche non ha nessun impianto irriguo funzionante né altri tipi di infrastrutture che potrebbero interferire con l'opera in progetto, come da comunicazione del Consorzio 004031/23 del 19/05/2023.

3 IDROLOGIA

3.1 INQUADRAMENTO IDROLOGICO DELL'AREA

Il progetto in esame interessa una porzione di territorio pianeggiante all'interno del Comune di Potenza Picena.

L'area interessata dallo svincolo è pianeggiante, con quote comprese fra i +3 e i + 5 m s.l.m, con minima pendenza (dell'ordine dello 0.2-0.3 %) in direzione del litorale, distante circa 1 km.

I terreni su cui è prevista la realizzazione dello svincolo sono attualmente adibiti uso agricolo.



Figura 3-1: svincolo di progetto su ortofoto

Non sono presenti corpi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale interferenti con lo svincolo. I corpi idrici più prossimi sono il fosso Pilocco, a sud, ed il fosso Acquarolo a nord della SP Helvia Recina. Il reticolo idrografico è costituito dalle scoline tracciate per il drenaggio dei campi che confluiscono in alcuni fossi di dimensioni maggiori (profondità massima 0.80-1.0 m), i quali a loro volta si immettono nei fossi di guardia dell'autostrada A14.

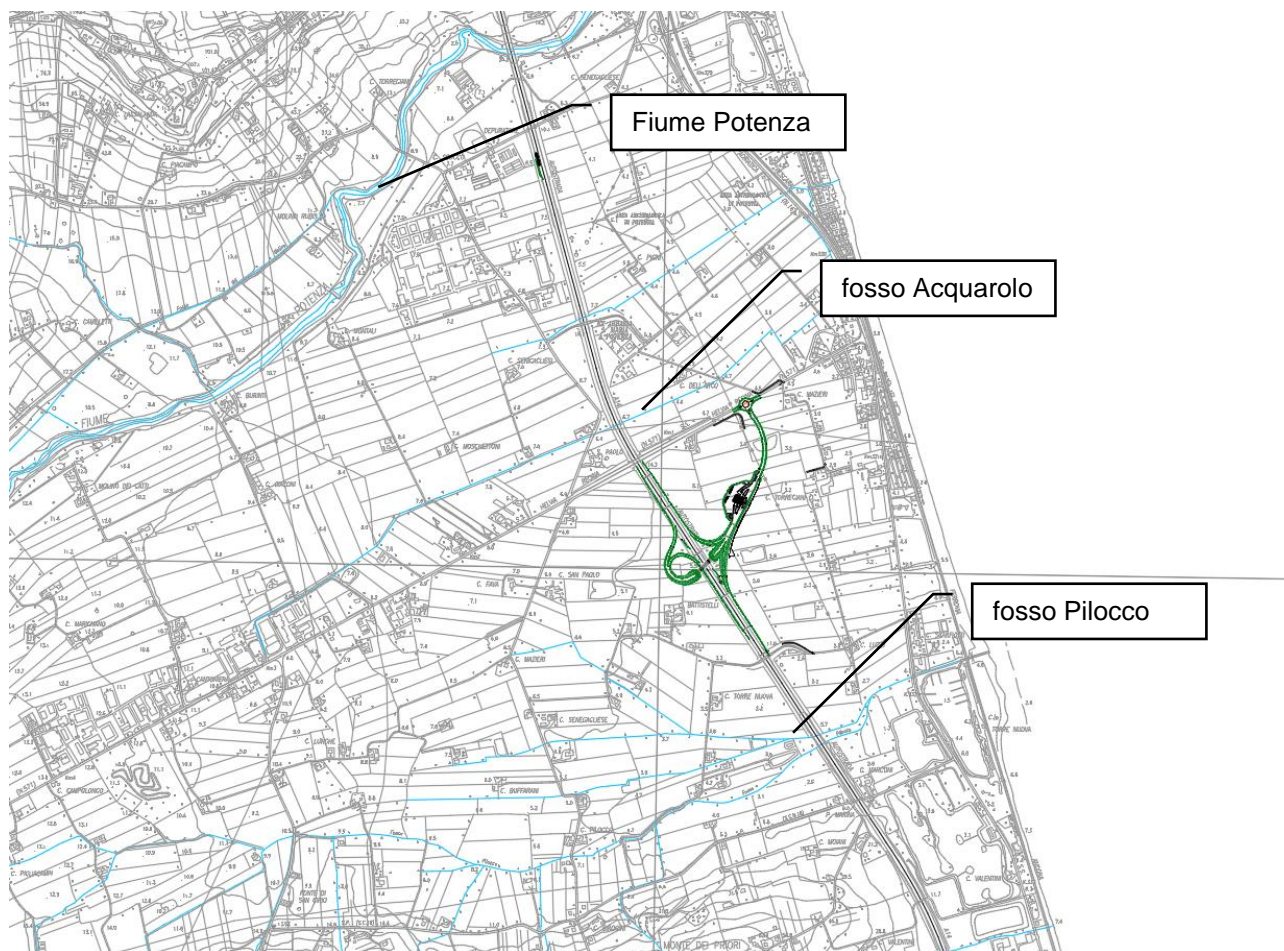


Figura 3-2: inquadramento dello svincolo su CTR Marche 1:10000

3.2 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per la redazione del PAI, l'AdB delle Marche non ha condotto studi sul regime pluviometrico caratteristico delle aree di interesse, né sull'assetto idrologico del reticolo idrografico. Il PAI, pertanto, non riporta alcuna metodologia per la determinazione dei parametri delle LSPP o per il calcolo delle portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno e dei corrispondenti idrogrammi di progetto. Per il calcolo di queste grandezze si è fatto quindi riferimento alle più comuni metodologie riportate nella letteratura specialistica.

3.2.1 Il regime pluviometrico delle aree di interesse

Per la determinazione del regime pluviometrico dell'area sono stati analizzati e messi a confronto i risultati forniti dalle registrazioni dei pluviometri attivi nell'area ed i risultati ricavati nell'ambito dello studio "La valutazione delle piogge intense su base regionale" (A. Brath, M. Franchini, 1998), consistente nella particolarizzazione del Metodo VAPI-piogge al territorio appartenente alle regioni amministrative Emilia-Romagna e Marche.

3.2.1.1 Dati dei pluviometri regionali

Il Sistema regionale di Protezione Civile e Sicurezza Locale (SPCSL) della regione Marche ha realizzato un esteso sistema per il monitoraggio in tempo reale dei principali parametri meteorologici (precipitazioni, temperatura, umidità, vento ecc.), idrogeologici (livello idrometrico dei corsi d'acqua) e nivologici (spessore e temperatura stratificata del manto nevoso): la Rete Meteo Idro-Pluviometrica Regionale (RMIPR) che è uno degli strumenti cardine nel campo delle attività di previsione e prevenzione dei rischi idrogeologici svolte dal SPCSL.

Le stazioni periferiche della Rete Meteo-Idro-Pluviometrica-Regionale (RMIPR) hanno il compito di rilevare i valori dei parametri monitorati, acquisirli ed inviarli alla centrale (CCSR). La RMIPR dispone attualmente di 101 stazioni periferiche, tutte operanti in telemisura ed equipaggiate di un sistema di trasmissione dati radio operante sulla banda Uhf.

Nell'area oggetto di intervento non sono presenti stazioni pluviometriche, le 2 stazioni di Porto Recanati presentano serie storiche troppo brevi (2006-2014), inutilizzabili per l'estrapolazione di curve di probabilità pluviometrica.

Le stazioni pluviometriche più prossime all'area di intervento e dotate di una serie storica di lunghezza sufficiente alle valutazioni statistiche (circa 30 anni) sono Recanati (a 7 km, nell'interno) e Porto S. Elpidio (a 17 km, sul litorale), i cui dati vanno dal 1990 al 2021.



Figura 3-3: posizione stazioni pluviometriche considerate

Per entrambe le stazioni sono stati raccolti i dati delle altezze di pioggia massime annuali nelle durate di 15', 30', 1, 3, 6, 12 e 24 ore e, per ciascuna durata, sono stati regolarizzati con la distribuzione di Gumbel, ricavando poi le curve di possibilità climatica per assegnato tempo di ritorno.

Tabella 3-1: massimi annuali di precipitazione per diverse durate - Stazione pluviometrica di Recanati

Stazione pluviometrica di Recanati							
Anno	Durate (ore)						
	0.25	0.5	1	3	6	12	24
1990	8.0	15.4	26.2	40.2	42.6	43.6	57.4
1991	11.2	21.4	27.4	54.2	70.6	89.4	91.6
1992	10.2	11.0	13.0	22.6	27.0	37.8	53.8
1993	4.4	5.6	10.0	21.2	29.8	32.2	37.8
1994	10.2	10.4	10.6	18.4	26.4	39.6	53.2
1995	10.4	11.6	14.0	23.8	35.4	54.6	76.0
1996	20.0	21.8	25.0	36.8	47.6	56.0	98.0
1997	10.8	13.4	17.2	24.0	34.2	48.8	64.0
1998	13.8	17.8	24.6	27.6	46.2	76.4	106.2
1999	8.4	9.6	13.2	22.2	29.6	54.2	86.6
2000	6.6	8.4	14.8	20.8	27.4	35.0	35.4
2001	6.8	8.0	11.4	16.8	19.0	28.6	28.8
2002	11.0	16.8	23.6	30.4	33.6	33.8	33.8
2003	-	-	-	-	-	-	-
2004	12.4	23.4	30.6	41.8	57.8	58.4	58.4
2005	17.6	33.4	38.4	38.8	54.6	65.4	68.0
2006	25.6	44.0	68.8	106.0	112.8	129.0	138.2
2007	11.8	21.4	23.8	39.4	39.8	40.8	43.0
2008	15.0	19.4	25.4	37.2	56.0	66.2	68.8
2009	15.6	20.4	28.0	51.0	64.2	66.2	83.6
2010	16.2	20.2	21.6	34.2	36.0	58.8	70.6
2011	14.0	16.8	22.4	25.4	40.4	57.4	89.4
2012	21.0	31.2	40.0	46.2	48.8	50.6	99.4
2013	18.6	35.0	39.8	52.2	52.4	63.6	71.4
2014	25.6	25.6	27.2	35.6	52.8	60.8	86.4
2015	14.4	20.4	29.0	48.8	52.2	71.4	120.8
2016	15.2	16.8	18.4	27.8	51.0	70.2	82.6
2017	14.4	16.0	17.4	26.0	26.8	35.8	45.0
2018	15.4	25.4	30.2	31.0	31.8	39.4	53.6
2019	7.8	11.6	11.8	21.8	24.6	28.4	48.2
2020	9.6	11.4	13.0	16.8	25.8	28.4	54.4
2021	9.2	14.6	19.6	25.8	40.6	57.4	70.2

Tabella 3-2: massimi annuali di precipitazione per diverse durate - Stazione pluviometrica di Porto S. Elpidio

Stazione pluviometrica di Porto S. Elpidio							
Anno	Durate (ore)						
	0.25	0.5	1	3	6	12	24
1990	10.8	12.8	18.6	26.0	28.0	32.4	42.2
1991	4.6	8.4	11.8	20.0	25.4	28.8	30.8
1992	8.8	12.0	19.0	36.0	41.0	45.0	52.0
1993	5.2	6.6	9.2	17.4	25.6	36.2	40.6
1994	12.0	16.2	21.6	37.4	44.0	44.2	53.0
1995	10.4	19.0	30.8	39.8	39.8	67.2	80.0
1996	16.4	25.2	37.4	41.6	41.6	41.6	48.2
1997	7.4	13.8	18.2	22.4	34.2	44.0	46.0
1998	11.8	17.4	34.0	43.4	44.0	44.0	60.8
1999	18.6	37.0	64.0	87.0	87.0	90.2	95.0
2000	16.8	22.6	26.4	31.2	37.8	45.6	60.0
2001	8.6	16.2	24.0	26.4	32.6	35.4	44.6
2002	18.4	21.8	25.4	39.4	47.6	49.8	52.2
2003	8.4	14.2	23.0	25.8	31.2	41.6	41.6
2004	4.4	8.6	14.6	21.0	24.2	25.2	29.2
2005	22.6	39.0	46.2	52.6	53.2	53.2	57.8
2006	10.4	17.0	30.8	34.2	34.6	34.6	53.6
2007	6.8	12.2	14.4	19.2	30.8	50.2	51.0
2008	9.6	16.2	23.0	33.6	46.4	79.0	86.2
2009	8.4	10.2	14.0	30.4	37.0	50.2	66.2
2010	10.8	14.2	16.8	22.6	40.2	42.8	47.2
2011	26.0	38.8	51.4	83.0	83.4	83.4	88.6
2012	7.6	12.0	21.2	35.2	35.4	50.8	62.8
2013	10.4	12.2	13.6	17.4	27.0	38.8	43.2
2014	15.8	17.6	26.6	43.2	51.6	55.0	71.4
2015	19.4	22.2	23.6	28.6	30.8	41.2	60.0
2016	11.4	13.2	14.6	25.6	42.6	67.2	76.4
2017	8.2	11.4	14.4	16.6	25.0	31.2	37.6
2018	15.8	29.0	34.0	34.0	34.2	36.4	44.4
2019	10.0	10.8	16.8	32.2	33.2	33.2	35.0
2020	10.0	11.2	13.4	17.6	19.2	26.6	38.6
2021	7.6	13.6	23.0	27.0	33.6	36.8	47.2

Le curve di pioggia a 2parametri (a, n) risultanti, estrapolate per durate superiori e inferiori a 1 ora, sono le seguenti:

Tabella 3-3: parametri curve di probabilità pluviometrica per la stazione di Recanati

	Tr				
	10	25	50	100	200
a	39.95	49.20	56.06	62.88	69.67
n (d<1 h)	0.476	0.497	0.509	0.518	0.526
n (d>1 h)	0.299	0.287	0.281	0.276	0.272

Tabella 3-4: parametri curve di probabilità pluviometrica per la stazione di Porto S. Elpidio

	Tr				
	10	25	50	100	200
a	41.74	51.47	58.69	65.87	73.02
n (d<1 h)	0.576	0.588	0.595	0.595	0.605
n (d>1 h)	0.195	0.177	0.167	0.167	0.153

3.2.1.2 Metodologia VAPI

I modelli regionali VAPI si basano sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte e idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata curva di crescita.

In particolare, l'area in esame è stata suddivisa in 5 zone omogenee, come mostrato nella figura seguente. L'area di interesse appartiene alla "zona omogenea D".

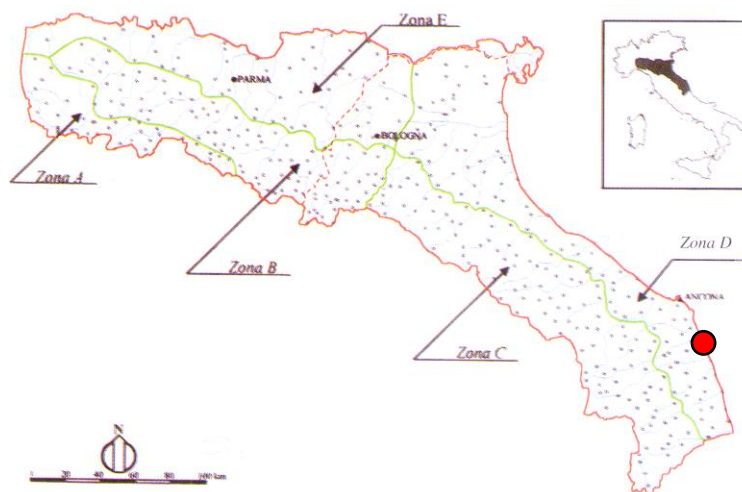


Figura 3-4: Zone omogenee con riferimento regime di frequenza delle piogge intense

Per le zone omogenee individuate valgono i seguenti valori dei parametri della curva di crescita:

Tabella 3-5: Parametri delle curve di crescita relative al modello TCEV per le varie durate

Zona	λ	θ	λ_1	η	Note
Zona A	0.109	2.361	24.70	4.005	Valida per tutte le durate
Zona B	1.528	1.558	13.65	4.651	Valida per d = 1 ora
			19.35	5.000	Valida per d = 3 ore
			26.20	5.303	Valida per d = 6 ore
			39.20	5.706	Valida per d \geq 12 ore ed 1 giorno
Zona C	1.528	1.558	13.65	4.615	Valida per d = 1 ora
			14.70	4.725	Valida per d = 3 ore
			20.25	5.046	Valida per d = 6 ore
			25.70	5.284	Valida per d \geq 12 ore ed 1 giorno
Zona D	0.361	2.363	29.00	4.634	Valida per tutte le durate
Zona E	0.044	3.607	13.60	3.328	Valida per d = 1 ora
			19.80	3.704	Valida per d = 3 ore
			23.65	3.882	Valida per d = 6 ore
			30.45	4.135	Valida per d \geq 12 ore ed 1 giorno

La curva di crescita si ricava invertendo l'espressione (4.1) scritta in funzione del tempo di ritorno $T = 1/(1 - P)$, mentre la pioggia indice viene calcolata mediante la (4.2):

$$P(x) = \exp\left[-\lambda_1 \exp(-x \eta) - \lambda \lambda_1^{1/\theta} \exp(-x \eta/\theta)\right] \quad (4.1)$$

$$\mu = m_1 \cdot d^{\frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}} \quad (4.2)$$

dove m_1 è la media delle altezze di precipitazione massime di 1 ora e γ è il rapporto tra la media dei massimi annuali delle altezze giornaliere m_G e di quelle di 24 ore. Per la determinazione dei parametri m_1 e m_G si fa riferimento alle isolinee riportate nella figura seguente

In conclusione, si ricava che il parametro a delle LSPP è pari al prodotto del coefficiente m_1 per la curva di crescita, mentre il parametro n è pari a

$$n = \frac{\ln(m_G) - \ln(\gamma) - \ln(m_1)}{\ln(24)}$$

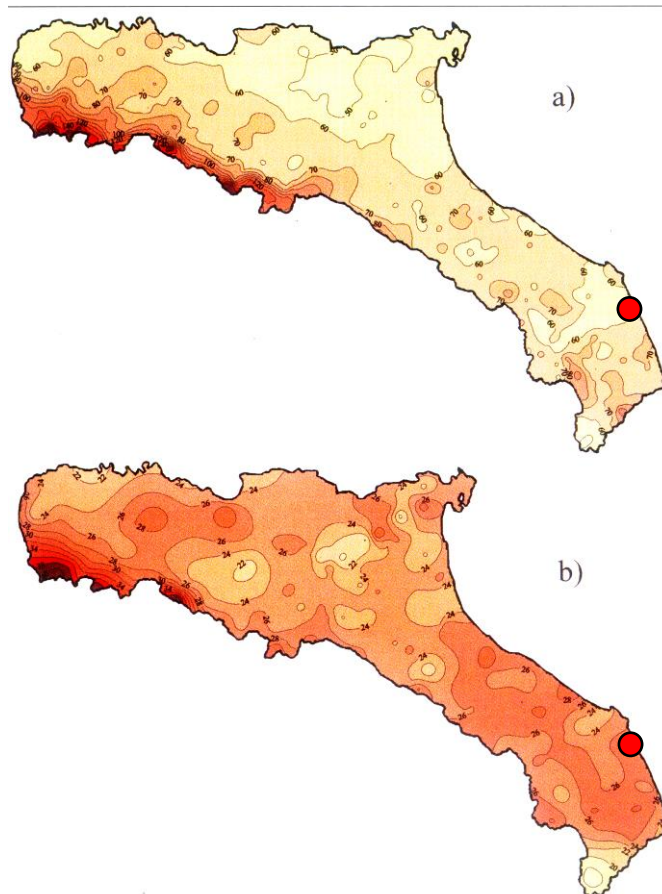


Figura 3-5: Isolinee delle altezze medie di pioggia massime annuali della durata di 1 giorno (a) e 1 ora (b)

L'area di interesse appartiene alla "zona omogenea D".

Sono stati quindi stimati valori dei parametri m_1 e m_G pari rispettivamente a 26 e 60. Il parametro γ , infine, come dimostrato da numerosi studi, risulta poco variabile da sito a sito, e assume il valore di 0.89.

La tabella seguente riporta i valori calcolati per i parametri a e n delle LSPP, per i diversi tempi di ritorno di interesse.

Tabella 3-6: Valori dei parametri delle LSPP per diversi TR e $d > 1$ h

	Tr				
	10	25	50	100	200
a	39.15	49.31	57.77	66.64	75.71
n (d > 1 h)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300

Tuttavia, nel calcolo della portata di bacini con tempi di corrivazione inferiori all'ora è necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata.

Pertanto, è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura, estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti r_δ fra le altezze di pioggia di durata δ inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità

del presente studio si è quindi ritenuto legittimo fare riferimento ai dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove, su un campione di 17 anni di osservazioni sono stati calcolati i rapporti r_δ dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata h_δ , rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria h_1 . Fissato un assegnato tempo di ritorno si è moltiplicata la precipitazione oraria per i coefficienti r_δ riportati nella tabella seguente

$$h_\delta = r_\delta \cdot h_1 = r_\delta \cdot (a \cdot 1^n) \tag{4.3}$$

ottenendo così le altezze di pioggia nelle stazioni di interesse di assegnato tempo di ritorno per durate comprese fra 1 e 45 minuti.

Tabella 3-7: Tabella del valore del coefficiente r_δ in funzione della durata di pioggia □

δ [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta = h_\delta / h_1$	0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Al fine di assegnare anche alle curve di possibilità pluviometrica ottenute per durate inferiori all'ora la consueta forma monomia $h = at^n$ si è quindi proceduto a ricavare i due coefficienti a' e n' mediante la regressione ai minimi quadrati effettuata sulla carta logaritmica (in cui le ascisse sono il logaritmo naturale della durata di pioggia t , e le ordinate sono il logaritmo naturale dell'altezza di pioggia h) vincolando la curva valida per $t < 1$ ora a passare per il valore di altezza di pioggia ottenuto per una durata di pioggia pari ad un'ora. Il coefficiente R^2 che si ottiene dalla regressione lineare assume valori prossimi all'unità (indice di un buon adattamento ai dati) e comunque sempre maggiore di 0.97.

Ripetendo questo procedimento per i diversi tempi di ritorno di interesse sono stati ricavati i valori dei coefficienti a' e n' riportati nella seguente tabella.

Tabella 3-8: Valori dei parametri delle LSPP per diversi TR per $d < 1$ ora

	Tr				
	10	25	50	100	200
a	39.15	49.31	57.77	66.64	75.71
n (d < 1 h)	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48

3.2.1.3 Confronto fra le curve di pioggia

Le altezze di pioggia ricavate tramite la regolarizzazione delle osservazioni ai pluviometri di Recanati e Porto S. Elpidio e quelle fornite dalla metodologia VAPI sono state messe a confronto, per ogni tempo di ritorno considerato.

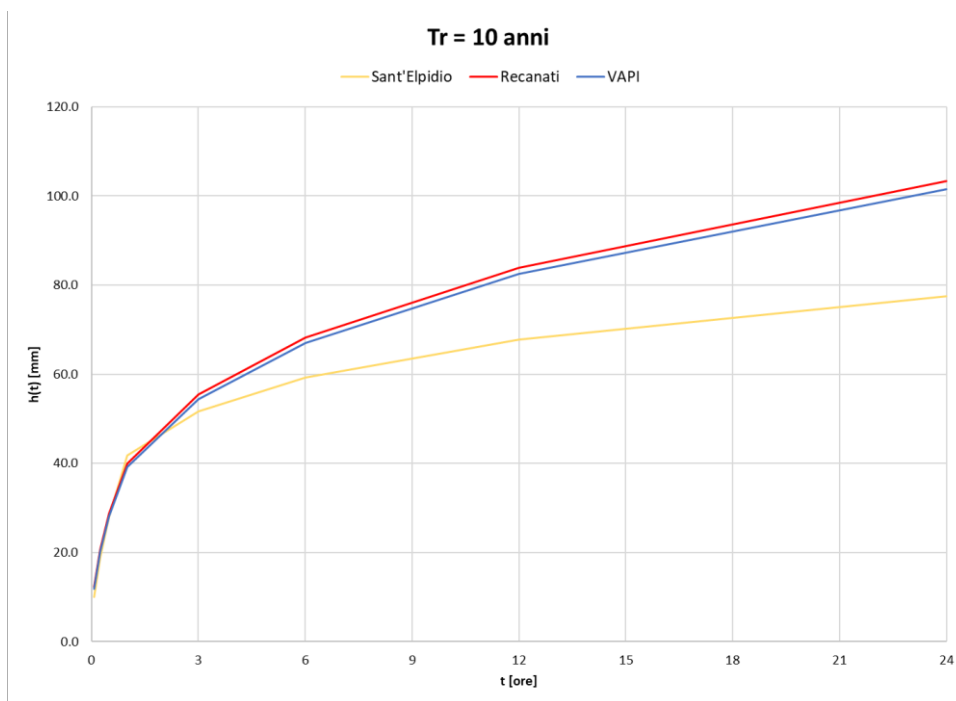


Figura 3-6: confronto altezze di pioggia per Tr= 10 anni

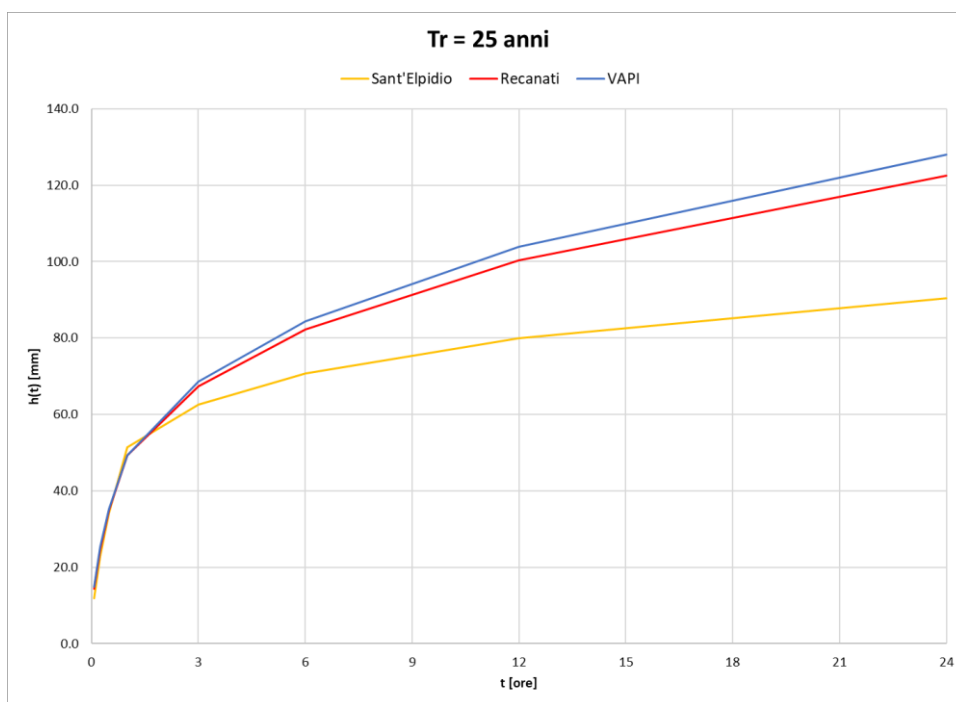


Figura 3-7: confronto altezze di pioggia per Tr= 25 anni

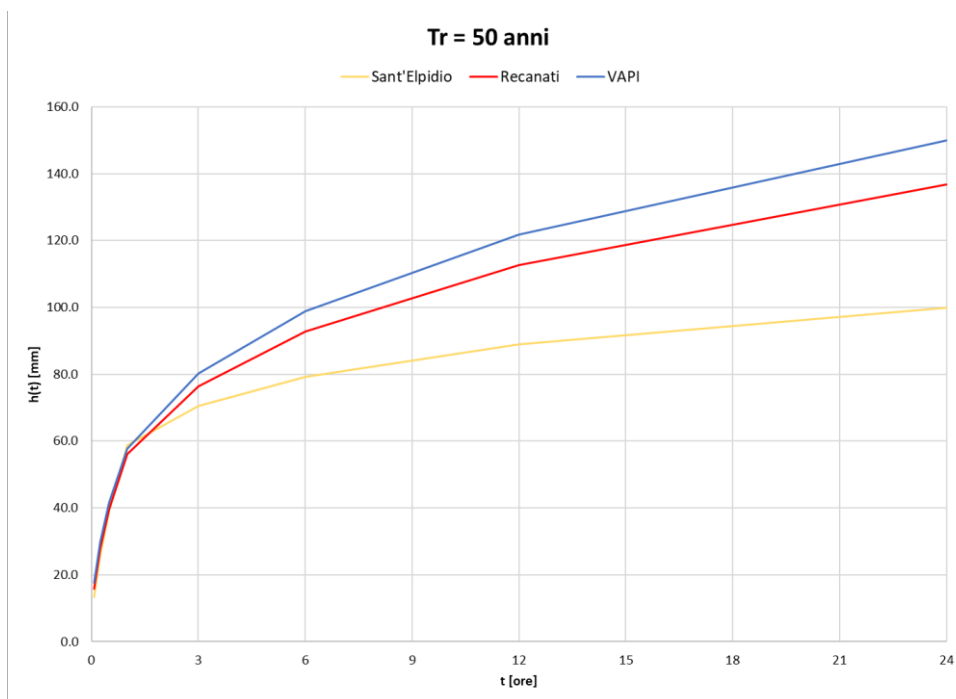


Figura 3-8: confronto altezze di pioggia per Tr= 50 anni

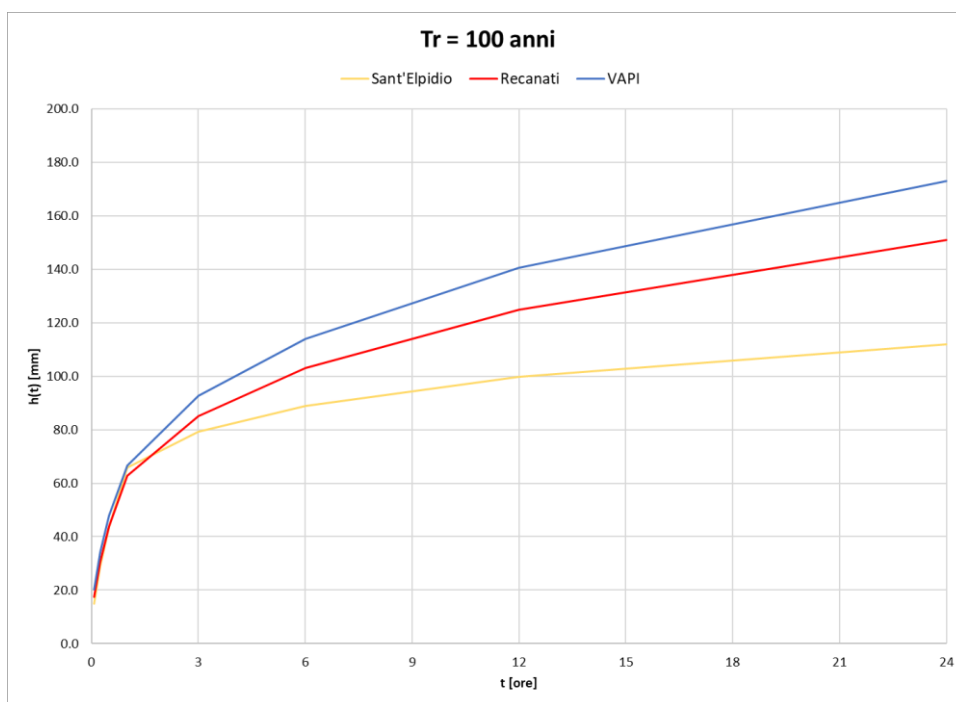


Figura 3-9: confronto altezze di pioggia per Tr= 100 anni

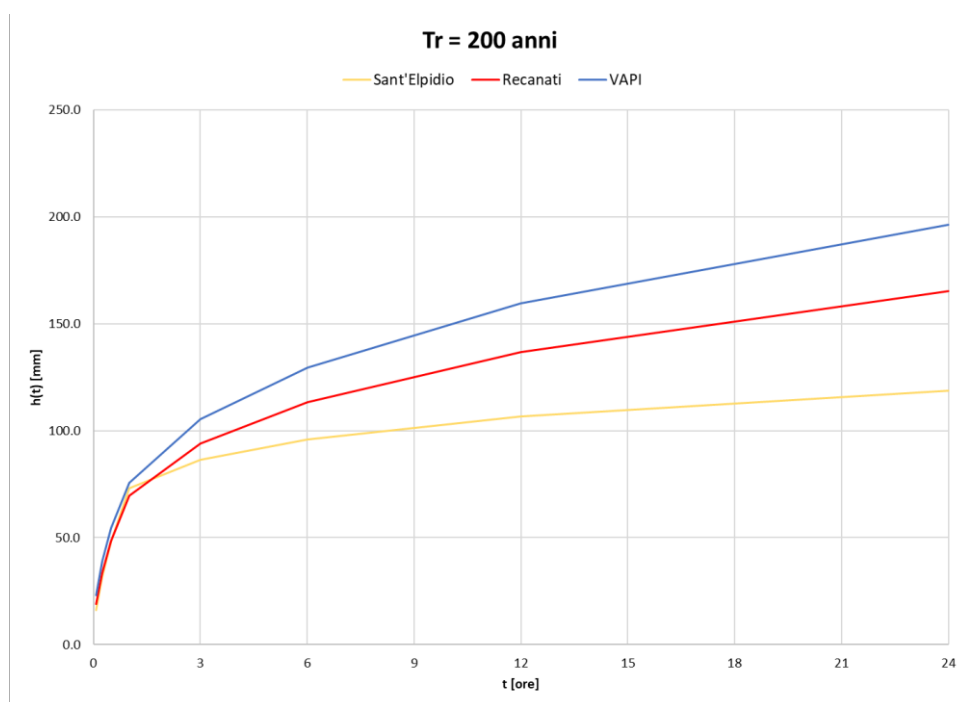


Figura 3-10: confronto altezze di pioggia per $Tr=200$ anni

Dai grafici sopra riportati emerge una sostanziale coincidenza fra la curva VAPI e quella relativa alla stazione di Recanati per tempi di ritorno fino a 25 anni. Per tempi di ritorno superiori, la curva VAPI appare più cautelativa della curva “Recanati”, mentre la curva relativa alla stazione di Porto S. Elpidio fornisce altezze di pioggia più basse per tutti i Tr considerati.

Pertanto, per lo sviluppo del presente progetto, sarà utilizzata la curva di probabilità pluviometrica estrapolata mediante la metodologia VAPI, i cui parametri si riportano nella tabella seguente.

	Tr					
	10	25	30	50	100	200
a	39.15	49.31	51.48	57.77	66.64	75.71
n (d<1 h)	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480
n (d>1h)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300

3.3 DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO

La determinazione della portata di progetto necessaria al dimensionamento degli elementi costitutivi il sistema di drenaggio (elementi di raccolta e convogliamento) è stata effettuata attraverso il modello di trasformazione afflussi-deflussi di tipo cinematico che, partendo dal dato di pioggia, permette di calcolare la portata drenata dal singolo bacino (porzione di strada) scolante.

È stato quindi necessario suddividere le opere in differenti bacini scolanti di cui sono state determinate le caratteristiche geometriche (superficie, lunghezza e distanza dal recapito finale, direzione di scorrimento e pendenze longitudinale e trasversale, eventuali inversioni dei cigli per variazione dell’assetto planimetrico).

La geometria dei singoli bacini e le direzioni di scorrimento del drenaggio sono state valutate sulla base dei profili stradali considerando in particolare l’andamento della livelletta stradale, l’andamento dei cigli di ciascuna carreggiata nonché l’orografia del territorio.

Successivamente, nota la sollecitazione meteorica, sono state stimate le portate di progetto per i tempi di ritorno di interesse con le metodologie riportate nei paragrafi seguenti.

Per il calcolo della massima portata al colmo di piena è stato utilizzato il *metodo razionale* (o di *corrivazione*) secondo cui la massima portata al colmo si verifica per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione, ed assume la seguente espressione:

$$Q_c = \frac{1}{3600} \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- Q_c : portata critica di dimensionamento delle opere (l/s),
- S : superficie complessiva del bacino (m²),
- a, n : parametri della curva di possibilità pluviometrica;
- φ : coefficiente di afflusso;
- t_c : tempo di corrivazione (ore), tempo che impiega la goccia d'acqua "idraulicamente" più lontana a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

In base alla teoria dell'onda cinematica si ha che la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Trascurando il tempo di percorrenza dell'elemento da dimensionare si ha che il tempo di corrivazione è pari al tempo di afflusso da una falda piana che è dato dalla seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26 (1.1 - \varphi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{1/3}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$ lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata.

Per tutti i tratti oggetto di intervento si è comunque adottato un tempo di corrivazione minimo pari a **3 minuti** poiché per tempi molto brevi la curva dell'intensità di pioggia a due parametri tende all'infinito, fornendo quindi dati non realistici.

Il coefficiente di afflusso φ ha la funzione di stimare l'altezza di pioggia netta, ovvero quella parte di pioggia che, una volta depurata dalle diverse perdite, defluisce superficialmente e deve quindi essere allontanata mediante la rete di drenaggio. Nel caso in esame lungo tutti i tratti stradali è stato adottato, a favore di sicurezza, $\varphi = 1$ (superfici completamente impermeabili poiché pavimentate con conglomerato bituminoso).

La sopracitata metodologia, con l'individuazione dei diversi bacini scolanti e la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi, è stata adottata anche per le portate provenienti dalle aree esterne, come meglio specificato nel capitolo 5.

4 IL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio deve consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad essa afferenti ed il loro trasferimento fino al recapito, quest'ultimo costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, purché compatibili dal punto di vista quali-quantitativo. Prima del trasferimento al recapito naturale può essere previsto (dove vi è un incremento di superficie pavimentata) il convogliamento delle acque in punti di controllo, ossia presidi idraulici, per effettuarne un trattamento di tipo quantitativo.

Il ciclo completo, dalla precipitazione che ricade sulla piattaforma al deflusso negli elementi di raccolta, al trasferimento al ricettore finale è schematizzato nella seguente figura.

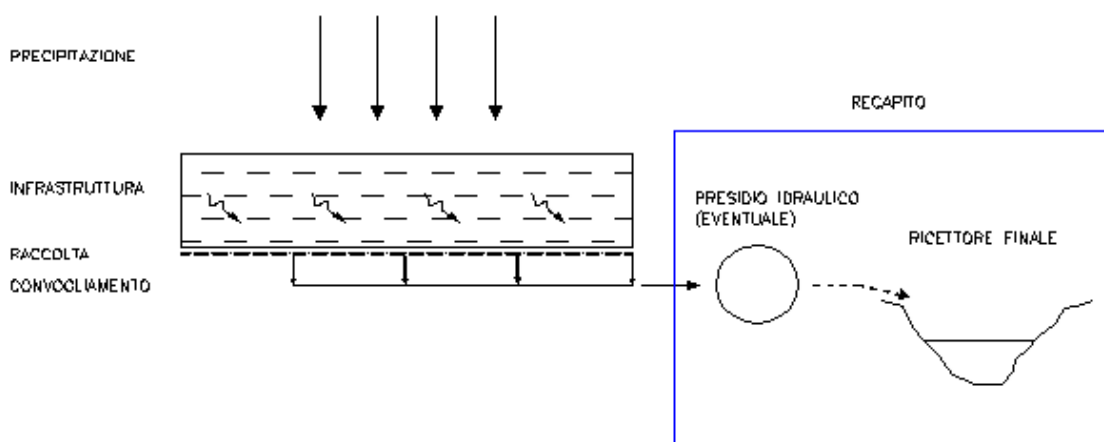


Figura 4-1: Ciclo idrologico dalla precipitazione al deflusso nel ricettore finale

4.1 REQUISITI PRESTAZIONALI

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione stradale deve soddisfare tre requisiti fondamentali:

- garantire, ai fini della sicurezza degli utenti ed in caso di forti precipitazioni, un immediato smaltimento delle acque meteoriche, evitando il formarsi di ristagni sulla pavimentazione stradale; questo è possibile assegnando alla pavimentazione un'ideale pendenza trasversale, come da norme vigenti, e predisponendo un adeguato sistema di raccolta integrato negli elementi marginali e centrali rispetto alle carreggiate;
- convogliare le acque raccolte dalla piattaforma ai punti di recapito e, dove il sistema è di tipo "chiuso", tenerle separate dalle acque esterne che possono essere portate a recapito senza trattamento;
- garantire, ove richiesto dalla normativa vigente, un sistema di trattamento quali-quantitativo delle acque prima della loro immissione nel ricettore finale.

Il sistema di drenaggio deve quindi consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad esso afferenti ed il trasferimento dei deflussi fino al recapito; quest'ultimo è costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, purché compatibili quantitativamente e qualitativamente. Gli elementi utilizzati per il sistema di drenaggio possono essere suddivisi in base alla loro funzione; Nel caso specifico si sono utilizzati i seguenti elementi ha:

Tabella 4-1: Elementi del sistema di drenaggio

Funzione	Componente	Tipologia	T _R progetto
Raccolta	elementi idraulici marginali (o centrali)	embrici caditoie grigliate canalette grigliate cunette triangolari	25 anni
Convogliamento	canalizzazioni	fossi di guardia collettori	25 anni

4.2 ELEMENTI DI RACCOLTA E CONVOGLIAMENTO

La scelta del tipo di elemento di drenaggio dipende strettamente dal tipo di sezione su cui è posto. I tipi di sezione si possono dividere in due macrocategorie: sezione corrente dell'infrastruttura e sezioni singolari (aree di servizio, di esazione, ecc.).

La sezione corrente dell'infrastruttura si divide a sua volta, per caratteri costruttivi, in:

- sezioni in rilevato
- sezioni in trincea

Le sezioni singolari devono rispondere ad esigenze specifiche, ad esempio elementi di raccolta e convogliamento trasversali all'asse autostradale per le stazioni di esazioni o drenaggio al di sotto dei marciapiedi per le aree di servizio.

Inoltre, il sistema di drenaggio, a seconda della pendenza trasversale della piattaforma autostradale, si può schematizzare in:

- drenaggio marginale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corsia di emergenza (esterno della carreggiata);
- drenaggio centrale, nei tratti in cui la raccolta delle acque avviene in corrispondenza della corsia di sorpasso (interno della carreggiata).

Gli elementi costitutivi del sistema di drenaggio si individuano in funzione del tipo di drenaggio (marginale o centrale) e della sezione corrente dell'infrastruttura, secondo lo schema riportato nella seguente tabella. Tale schematizzazione resta, tuttavia, passibile di modifiche laddove esigenze locali del sistema di drenaggio, dell'infrastruttura o dei recapiti le dovessero richiedere.

Nella tabella seguente si riporta lo schema utilizzato nel presente progetto; tale schematizzazione resta comunque passibile di modifiche laddove esigenze locali del sistema di drenaggio, dell'infrastruttura o dei recapiti lo dovessero richiedere.

Tabella 4-2: Schema del sistema di drenaggio

Tipo di drenaggio	Sezione autostradale	Elemento di drenaggio
marginale	rilevato	embrici
	Rilevato su piazzale esazione /posto neve	canaletta grigliata discontinua con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante canaletta asolata continua con scarico ad intervalli regolari in tubazione sottostante embrici
centrale / marginale	Viadotto/cavalcavia	caditoie con griglia a passo calcolato scarico in tubazione sottostante

4.3 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Il progetto prevede una nuova stazione e uno svincolo a servizio dell'Autostrada A14. A fianco del piazzale di esazione, è prevista la realizzazione di un posto neve, comprensivo di fabbricato, deposito del sale, silos per i cloruri e stalli di parcheggio per mezzi spargisale.

Il sistema di drenaggio previsto è di tipo chiuso, ovvero un sistema che prevede il trattamento qualitativo delle acque a monte dello scarico. Il controllo qualitativo delle acque avviene con modalità differenti, come nel seguito descritto.

Il tratto autostradale in cui insiste il nuovo svincolo è in rettilineo, a parte i primi 25 m a nord.

Nella configurazione attuale, l'autostrada viene drenata per mezzo di embrici con passo 5 m ubicati sul margine esterno della carreggiata. Gli embrici scaricano nei fossi di guardia presenti al piede del rilevato, che hanno anche la funzione di ricevere le acque provenienti dalle aree esterne. Le acque raccolte dai fossi di guardia attraversano il rilevato autostradale per mezzo di 6 tombini (5 scatolari ed 1 circolare) presenti nel tratto interessato dallo svincolo e si immettono nel reticolo di fossi esistente "lato mare".

Nella configurazione di progetto, l'allargamento della piattaforma autostradale necessario per l'inserimento delle rampe dello svincolo non determina variazioni nel sistema di drenaggio, che viene previsto con embrici a passo 5, come nella configurazione esistente. Nei tratti con barriera fono-assorbente, gli embrici mantengono il passo di 5 m e convogliano le portate all'interno di una canaletta in cls a sezione rettangolare 40x65 cm, dotata di collettore di scarico DN200 ogni 20 m. Gli embrici recapitano le acque di piattaforma all'interno dei fossi di guardia esistenti.

Sulle viabilità di nuova realizzazione, rampe di svincolo e viabilità di collegamento alla SP57, il drenaggio avviene per mezzo di embrici che scaricano nel fosso di guardia di progetto previsto al piede del rilevato. Fa eccezione un breve tratto di rampa RS002 (uscita carreggiata sud) in cui, per la presenza di un muro di sottoscarpa, il drenaggio avviene per mezzo di canaletta discontinua in PEAD con sottostante collettore in PEAD DN400. Il collettore scarica poi nel fosso di guardia più prossimo.

I fossi di guardia, sia esistenti che di nuova realizzazione, assolvono anche la funzione di volume di invaso per garantire l'invarianza idraulica ai sensi della DGR 53/2014: al termine di ogni tratto di fosso di guardia è prevista la realizzazione di un manufatto di controllo MC dotato di regolatore di portata, che garantisce un controllo sia quantitativo che qualitativo (perché dotato di setto ferma rifiuti e lama disoleatrice) delle portate in arrivo.

Sul piazzale di esazione e sul posto neve, il drenaggio avviene per mezzo di caditoie/canalette con collettore sottostante, che recapitano le acque verso gli impianti di trattamento ubicati all'interno del posto neve. Le acque in uscita dagli impianti di trattamento vengono convogliate all'interno del fosso di guardia al piede del piazzale, anch'esso con funzione di volume di invaso.

Le acque di versante vengono mantenute separate dalle acque di piattaforma per mezzo di un sistema di fossi esterni alla recinzione autostradale. Questi fossi hanno la funzione di raccogliere le acque provenienti dalle aree esterne e convogliarle a valle del nuovo svincolo, mantenendo per quanto possibile le connessioni idrauliche preesistenti ripristinandone la continuità. I fossi esterni, che fungono da ricettori finali per i fossi di guardia, attraversano il rilevato autostradale per mezzo dei tombini esistenti o, nel caso delle rampe di svincolo, per mezzo di nuovi tombini.

In corrispondenza dei PMV si mantiene il sistema di drenaggio attuale, adeguandolo in funzione della presenza delle nuove piazzole:

- SM001- PMV a km 248+188: si mantengono gli embrici esistenti a passo 10 m che scaricano nel fosso di guardia, che viene mantenuto
- SM002 – PMV a km 252+179: la carreggiata nord è in fase di rotazione di sagoma, è presente canaletta grigliata lato spartitraffico che viene mantenuta. Sul margine esterno, si prevede il ripristino del fosso di guardia esistente con un tratto di fosso F1A di lunghezza 70m.

Per i dettagli sugli elementi marginali utilizzati, i diametri dei collettori e le dimensioni dei fossi di guardia si rimanda alle planimetrie idrauliche.

4.4 PRESIDI IDRAULICI

Come detto, il sistema di drenaggio previsto è di tipo chiuso.

La definizione della tipologia di "*presidio idraulico*" dipende dal tipo di inquinamento prodotto dall'infrastruttura e dalla vulnerabilità del territorio attraversato. L'inquinamento prodotto dall'autostrada, a meno delle aree singolari (aree di esazione, di parcheggio ecc.) che sono trattate in modo specifico, può essere considerato, per macro tratti, omogeneo; di conseguenza la progettazione del sistema di drenaggio si è basata sulla suscettibilità all'inquinamento del territorio attraversato ed in base al potenziale contributo inquinante dell'infrastruttura.

Sulla base delle precedenti esperienze progettuali, si riportano, nella seguente tabella, le tipologie principali di presidi idraulici, con le specifiche caratteristiche, i meccanismi di funzionamento ed i relativi ambiti di applicazione.

Tabella 4-3: Principali tipologie di presidi idraulici

Tipologia	Caratteristiche	Meccanismi di funzionamento	Livello di tutela	Applicazioni
fossi biofiltro	fossi inerbiti con idonea vegetazione, eventuale manufatto di controllo finale	sedimentazione, biofiltrazione, adsorbimento/ lama disoleatrice	MINIMO	tratti autostradali in aree rurali pianeggianti
fossi rivestiti	fossi rivestiti con eventuale manufatto di controllo finale	sedimentazione, lama disoleatrice		tratti autostradali in aree pianeggianti
bacini di biofiltrazione	aree modellate, inerbite, manufatto di controllo	sedimentazione, biofiltrazione, adsorbimento, filtrazione, sgrigliatura, flottazione	MEDIO	tratti autostradali in presenza di aree di pertinenza idonee
sedimentatori / disoleatori	manufatti in cls, in PEAD, in PRFV, ecc.	sedimentazione, coalescenza	ALTO	piazzali, gallerie, aree di esazione, aree di servizio, tratti autostradali
bacini controllati di sedimentazione o biofiltrazione con disoleatore	bacini strutturati attrezzati, disoleatori e organi di controllo della portata, possibile controllo e gestione a distanza dei parametri d'inquinamento	laminazione, sedimentazione primaria e secondaria, flottazione, strigliatura, coalescenza	ALTO	tratti autostradali con gallerie e piazzali, in presenza di elevata vulnerabilità del recapito e con necessità di laminare la portata in uscita

Sulla base dei criteri sopra esposti, nel presente progetto è stato implementato un controllo qualitativo delle acque come di seguito descritto:

- Lungo l'autostrada e le rampe di svincolo: fossi di guardia con funzione di fossi biofiltro, dotati di manufatto di controllo con setto blocca rifiuti e lama disoleatrice;
- In corrispondenza del piazzale di esazione, mediante l'inserimento di impianti di trattamento delle acque di prima pioggia

4.4.1 Manufatti di controllo delle portate

I manufatti di controllo delle portate sono ubicati al termine dei fossi di guardia lungo i rilevati dell'A14 e delle rampe di svincolo, sia esistenti che di progetto.

di spessore crescente. Le microparticelle oleose, invece, a causa delle loro piccole dimensioni, vengono adsorbite dal filtro a coalescenza o dall'elemento a pacchi lamellari, si ingrossano aggregandosi e, raggiunto un dato spessore, salgono in superficie. L'impianto è dotato di un dispositivo di sicurezza (galleggiante e posto in apposito cilindro), che, essendo tarato sulla densità dell'acqua, scende all'aumentare dello strato d'olio separato in superficie. Al raggiungimento della quantità massima possibile di olio separata, il galleggiante chiude lo scarico posto sul fondo del separatore, impedendo lo scarico di liquido leggero con l'effluente.

Il dimensionamento del separatore oli avviene in conformità con quanto previsto dalle norme DIN 1999 ed EN 858. Con l'applicazione di tali norme si ottiene un coefficiente di piovosità pari a 0.0055 l/(s m²). La grandezza nominale dell'impianto (l/s) si determina moltiplicando il coefficiente di piovosità per la superficie dell'area scolante.

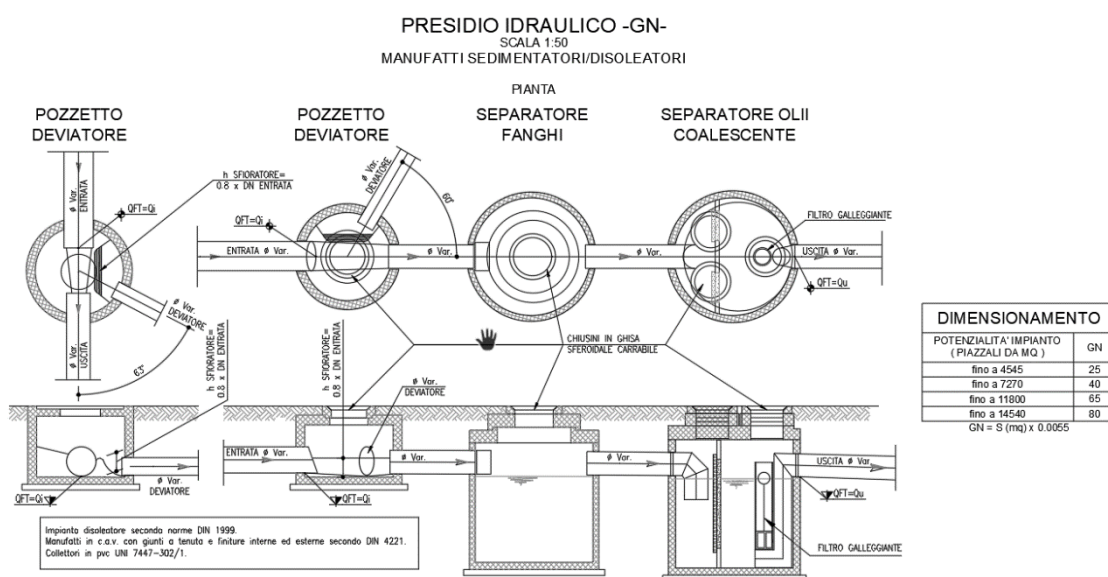


Figura 4-3: impianto di trattamento per piazzale di esazione

La grandezza nominale dei separatori previsti in progetto è riportata nella tabella seguente:

Tabella 4-4: grandezza nominale GN dei separatori oli a servizio del piazzale di esazione

Prog.	Asse	OPERA	Superficie (mq)	Portata Q (l/s)	GN	QUOTA ingresso (Qi)	QUOTA uscita (Qu)
0+370.94	PK001	DIS 1	6820	37,5	40	3.75	3.64
0+489.43	PK001	DIS 2	6524	35,9	40	3.80	3.75

4.4.3 Presidio idraulico per deposito del sale

In aggiunta, in corrispondenza del deposito del sale si prevede l'installazione di un apposito impianto di trattamento, la cui funzione è quella di evitare che la concentrazione di cloruro dispersa nelle acque reflue sia al di sopra dei valori limite imposti dalla normativa (D.Lgs. 152/2006, All.5, Parte 3, Tabelle 3 e 4).

Tabella 4-5: valori limite allo scarico per cloruri (D.Lgs 152/2006)

Acque di scarico - valori limite di emissione ALL. 5, P. Terza, D.Lgs n. 152 del 03.04.06						
		Tab. 3			Tab. 4	
25	Cianuri totali (come CN)	0,5	*	1,0	*	(*)
26	Cloro attivo libero	0,2	*	0,3	*	0,2
27	Solfuri (come H ₂ S)	1	*	2	*	0,5
28	Solfiti (come SO ₃)	1	*	2	*	0,5
29	Solfati (come SO ₄)	1000	*	1000	*	500
30	Cloruri	1200	*	1200	*	200

Il presidio prescelto e lo schema di installazione discendono dal tipologico predisposto da Autostrade per l'Italia ed in corso di implementazione nei posti neve presenti sulla rete in gestione.

Gli elementi costituenti l'impianto sono:

1. Pozzetto scolmatore cm 125x130x100 completo di fori di entrata, di uscita e di by-pass. Il pozzetto è dotato di lastra di copertura per traffico pesante e chiusino in ghisa;
2. Vasca di prima pioggia completa di entrata e valvola di chiusura in acciaio inox installata in entrata. All'interno della vasta è inserito un Kit di prima pioggia con elettropompa, sensore pioggia, allarme ottico-acustico e quadro elettrico con schermo. La vasca è completa di lastra di copertura per traffico pesante e chiusino in ghisa;
3. Pozzetto di decompressione compreso di lastra di copertura per traffico pesante e chiusino in ghisa;
4. Pozzetto disoleatore completo di fori di entrata, di uscita, deflettore di calma in acciaio inox, filtro coalescenza in telaio in acciaio inox, dispositivo di chiusura del tipo Otturatore a galleggiante in acciaio inox. Il pozzetto è completo di lastre di copertura per traffico pesante e chiusino in ghisa.
5. Pozzetto 50x50x150 cm per il campionamento delle acque di prima pioggia trattate, completo di ispezione in pvc e chiusino in ghisa.

Per l'abbattimento delle concentrazioni saline poi si prevede l'integrazione all'interno del disoleatore di un impianto di filtrazione fisica composto da:

- filtro a sabbia con rivestimento interno in poliestere (per la rimozione dei solidi in sospensione presenti nelle acque)
- filtro a zeolite/quarzite con rivestimento interno in poliestere (per la rimozione dei solidi in sospensione presenti nelle acque)
- filtro a resina chelante/carboni attivi con rivestimento interno in poliestere (per trattenere colore residuo, olii, solventi, sostanze organiche, idrocarburi)

Il convogliamento dell'acqua all'interno dell'impianto di trattamento è garantito tramite l'adeguamento delle pendenze dell'area di intervento, vale a dire l'area antistante il deposito del sale.

Il deposito del sale previsto all'interno del posto neve di Potenza Picena è del tipo aperto su un solo lato, di dimensioni 20x12 m. Lo schema di installazione del presidio è riportato nella figura seguente.

TIPOLOGICO A.1 - Deposito aperto su un lato

Deposito del sale dimensioni 12x20 m
 scala 1:200

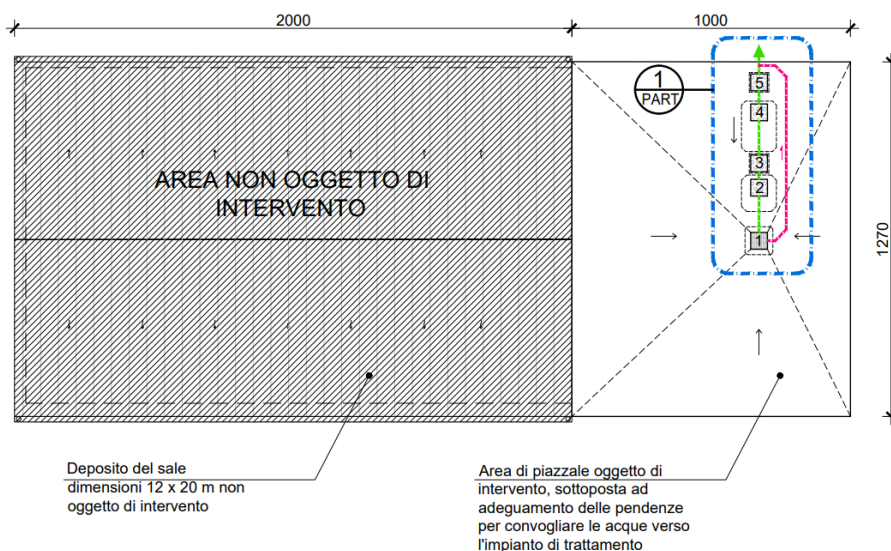


Figura 4-4: schema di installazione dell'impianto di trattamento a servizio del deposito del sale

4.5 METODOLOGIA PROGETTUALE DI DIMENSIONAMENTO

La metodologia di dimensionamento idraulico si differenzia se stiamo considerando gli elementi di raccolta o quelli di convogliamento.

4.5.1 Elementi di raccolta

La raccolta dell'acqua di piattaforma può essere effettuata con elementi continui, longitudinali alla carreggiata, o discontinui ad interassi dimensionati per soddisfare in modo corretto la loro funzione che è quella di limitare i tiranti idrici sulle pavimentazioni a valori compatibili con la loro transitabilità, per garantire la dovuta sicurezza del sistema infrastruttura.

I principali elementi di raccolta marginali sono gli embrici in rilevato, mentre l'elemento di raccolta sul piazzale di esazione e sul posto neve è la canaletta discontinua con griglia o la canaletta asolata.

Il dimensionamento avviene in maniera diversa se si stanno considerando gli elementi di raccolta continui (longitudinali alla carreggiata) o quelli discontinui (elementi puntuali).

Nel primo caso si dimensionano gli interassi dei pozzetti di scarico calcolando la portata massima smaltibile e la massima portata defluente dalla falda piana (superficie autostradale scolante) per unità di lunghezza.

Quest'ultima è data dalla formula:

$$q_0 = \varphi b i = \varphi b a t^{n-1}$$

con *b* larghezza della falda, φ coefficiente di deflusso ed *i* intensità di pioggia.

Il coefficiente di deflusso è stato posto pari ad 1 per le superfici pavimentate, 0.6 per le trincee ed i rilevati e 0.3 per le zone inerbite.

In base alla teoria dell'onda cinematica si ha che la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Trascurando il tempo di percorrenza dell'elemento da dimensionare si ha che il tempo di corrivazione è pari al tempo di afflusso da una falda piana che è dato dalla seguente formula:

$$t_a = t_c = 3.26 (1.1 - \varphi) \frac{L_{eff}^{0.5}}{j^{1/3}}$$

dove:

$j = \sqrt{j_l^2 + j_t^2}$ pendenza della strada lungo la linea di corrente (j_l pendenza longitudinale; j_t pendenza trasversale);

$L_{eff} = b \left[1 + \left(\frac{j_l}{j_t} \right)^2 \right]^{1/2}$ lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata.

Si è comunque imposto un tempo di corrivazione minimo pari a 3 minuti poiché per tempi molto brevi la curva dell'intensità di pioggia a due parametri tende all'infinito, fornendo quindi dati non realistici.

Il rapporto tra la massima portata convogliabile nell'elemento e la massima portata defluente per unità di larghezza definisce l'interasse massimo tra i punti di scarico.

Il dimensionamento dell'interasse degli elementi puntuali si ottiene facendo il rapporto tra la portata massima transitante in un'ipotetica canaletta triangolare delimitata dal manto stradale e dal cordolo, e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

In linea generale si ammetterà un allagamento massimo della carreggiata pari alla larghezza della corsia di emergenza, ovvero, in sua assenza, pari alla larghezza della banchina.

Nel determinare l'interasse massimo degli elementi puntuali si deve tenere conto anche della loro efficienza che è data dal rapporto tra l'acqua che riescono a raccogliere e quella proveniente da monte.

L'interasse massimo non deve essere superiore ai 30 m per gli embrici, mentre per i bocchettoni sui viadotti e le caditoie grigliate discontinue non deve superare i 20 m; il passo minimo è generalmente pari a 10 m per tutti gli elementi di raccolta, a meno di casi eccezionali in cui viene posto pari a 5 m.

4.5.2 Elementi di convogliamento

Il dimensionamento degli elementi di convogliamento è fatto facendo il confronto tra la portata transitante e quella massima ammissibile dall'elemento in questione. Anche in questo caso la condizione più gravosa è quella per cui il tempo di pioggia è pari al tempo di corrivazione. Quest'ultimo in questo caso è pari alla somma del tempo di afflusso (dato dalla formula vista nel paragrafo precedente) e del tempo di traslazione (t_r) lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo ("asta principale"). Il tempo di traslazione si ottiene quindi dalla formula:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i}$$

dove:

N = numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione, facenti parte dell'asta principale;

l_i = lunghezza del tronco i-esimo;

v_i = velocità nel tronco i-esimo.

Il moto all'interno della rete si descrive adottando uno schema di moto uniforme. In particolare si utilizza la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso:

$$Q = \chi A \sqrt{R j} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j}$$

dove:

Q = portata di dimensionamento della canalizzazione (m^3/s);

$k = 1/n$ coefficiente di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$);

A = area bagnata (m^2);

C = contorno bagnato (m);

j = pendenza media della condotta (m/m);

$$\mathfrak{R} = \frac{A}{C} \text{ raggio idraulico (m).}$$

Per ottenere la velocità di percorrenza del singolo tratto basta dividere la portata Q per l'area bagnata A .

4.6 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI RACCOLTA

4.6.1 Embrici

Gli embrici sono stati utilizzati nelle sezioni in rilevato con i fossi di guardia al piede. L'utilizzo di questo elemento è sicuramente la soluzione meno costosa e più facile per la manutenzione in quanto basta ripulire l'imbocco degli elementi.

Il dimensionamento degli embrici consiste nello stabilire l'interasse massimo in modo che l'acqua presente sulla strada transiti in un tratto limitato di banchina delimitata dal cordolo.

Per il calcolo della portata massima transitante nella banchina si utilizza la formula di Chézy ponendo come parametro di Strickler il valore di 70 ($n = 0.0143$).

Si ha:

$$A = \frac{B^2 j_t}{2}$$

$$C = B \left[j_t + \frac{1}{\cos(\arctg j_t)} \right]$$

Come ampiezza massima di fascia allagata si è considerata la larghezza della banchina/corsia di emergenza, pari a $B=2.50$ m per l'autostrada, $B= 1,50$ per le rampe di svincolo e $B=1,00$ m per la rotonda.

Le verifiche sono riportate nell'Allegato 3

4.6.2 Canaletta asolata continua in cls vibrocompresso (CAR/DN)

La canaletta asolata è stata utilizzata sul piazzale di esazione, laddove le ridotte dimensioni della banchina non consentono l'inserimento di una canaletta grigliata tradizionale.

Il sistema di raccolta con canaletta asolata e collettore sottostante è il più costoso dal punto di vista realizzativo, ma garantisce una tenuta idraulica perfetta ed impedisce che le acque di piattaforma si mescolino con quelle di versante. È quindi particolarmente indicato se si vogliono tutelare le aree di maggior pregio.

Dal punto di vista della manutenzione, l'asola impedisce l'ingresso nei collettori dei materiali grossolani ed è facilmente lavabile tramite rimozione della griglia ed utilizzo di una lancia a pressione.

Le dimensioni della canaletta utilizzata sono riportate nella figura seguente.

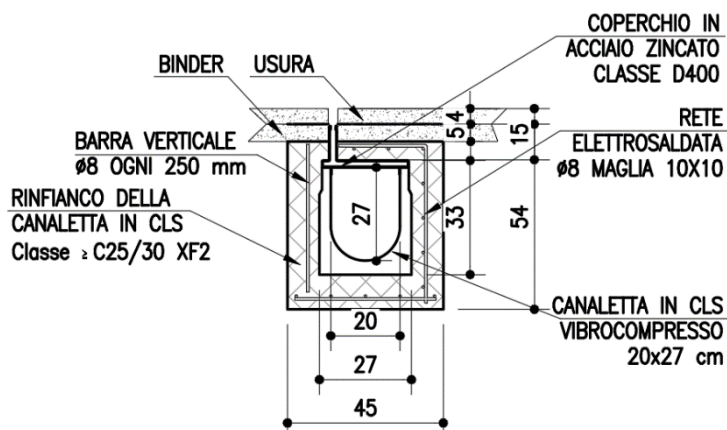


Figura 4-5: Dimensioni della canaletta asolata in cls vibrocompressa

Lo scarico dalla canaletta grigliata al collettore sottostante avviene tramite un discendente DN160 in PEAD.

Ipotizzando un riempimento massimo di 20 cm, pari al 74% dell'altezza utile della canaletta, si ottiene che la sezione utile al deflusso è pari a $A = 0.0389 \text{ m}^2$ ed il contorno bagnato C è pari a 0.5642 m.

La scabrezza secondo Strickler è stata posta pari a 70 ($n = 0.0143$ secondo Manning)

Si ottiene quindi una portata specifica pari a $Q_{sp} = 0.4679 \text{ m}^3/\text{s}$, con $Q_{sp} = Q/(j_{long})^{0.5}$

Il tratto massimo di piattaforma che la canaletta riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

La portata massima che può portare il discendente può essere calcolata con la formula del funzionamento sotto battente:

$$Q = C_q A \sqrt{2gh}$$

Essendo $C_q = 0.6$, A l'area del discendente e h il carico sulla sezione contratta.

Considerando h pari a 20 cm si ottiene che il discendente DN160, avente diametro interno pari a 137 mm, è in grado di smaltire una portata pari a 17,5 l/s. Si è quindi posto l'interasse dei discendenti in modo che questo valore non venga superato.

A favore di sicurezza, si è posto un interasse massimo dei discendenti pari a 10 m.

4.6.3 Sistema di drenaggio su cavalcavia – caditoie grigliate puntuali

Le caditoie grigliate sono utilizzate solo per il drenaggio del cavalcavia di svincolo

Il drenaggio viene realizzato tramite caditoie, poste sul ciglio pavimentato, che scaricano nel collettore in PRFV appeso all'opera, di diametro minimo DN250.

Il dimensionamento del passo delle caditoie è fatto in modo analogo a quanto già detto per il dimensionamento del passo degli embrici.

Ammettendo che nella canaletta ideale, formata dalla pavimentazione stradale e dal cordolo dell'impalcato, si instauri un tirante idrico pari a 5 cm, con un'allagamento della corsia pari alla larghezza della banchina, la portata massima convogliabile dal bordo stradale è quella che determina il passo delle caditoie, con passo delle caditoie compreso tra 5 e 15 m. Per quanto riguarda i collettori in PRFV si è posto come parametro di Strickler il valore di 80 ($n = 0.0125$). La pendenza minima adottata per dimensionare le tubazioni di scarico in PRFV è il 0.2%.

Il collettore ancorato all'intradosso dell'impalcato, giunto in corrispondenza della spalla, scarica a sua volta nel fosso di guardia più prossimo.

4.6.4 Canaletta monoblocco in cls polimerico

Le piste di canalizzazione per il pagamento della stazione di esazione sono drenate con canaletta grigliata centrale continua in cls polimerico, di dimensione 30 x 40, con griglia in ghisa sferoidale classe D400 che scarica in tubazione DN315 con fognoli DN160 a passo 15 m.

CANALETTA MONOBLOCCO IN CLS POLIMERICO

SCALA 1:20
 UNI EN1433 Classe D400

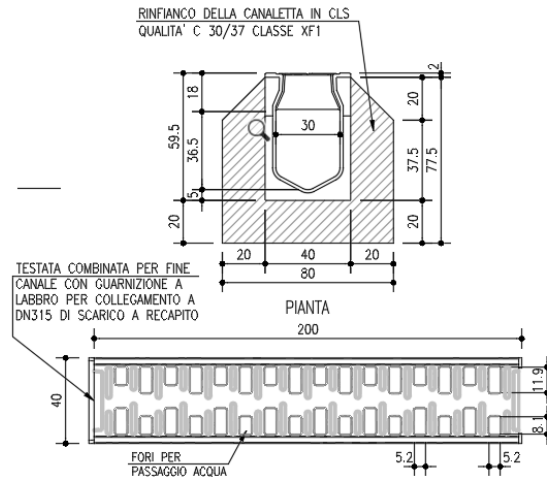


Figura 4-6: canaletta monoblocco in cls polimerico

4.6.5 Caditoia grigliata discontinua in PEAD (CG/DN)

La caditoia grigliata in PEAD è stata utilizzata in corrispondenza del nuovo piazzale di esazione e del posto neve, laddove la larghezza della banchina ne consentiva l'inserimento.

Le caditoie grigliate sono costituite da tratti di canaletta grigliata in PEAD di lunghezza pari ad un metro con un discendente DN160 che scarica nel collettore sottostante. Per dimensionare il passo delle caditoie è stata effettuata una doppia verifica.

La prima è analoga a quella degli embrici assumendo un allagamento massimo pari alla larghezza della banchina, la seconda invece riguarda il discendente, cioè la portata captata dalla caditoia deve essere inferiore a quella che il discendente è in grado di smaltire. Come passo delle caditoie si pone il minore dei due, imponendo comunque un passo massimo pari a 20 m, non ritenendosi prudente superare tale valore. Ogni 50 m è previsto un pozzetto di ispezione.

Il tratto massimo di strada che la canaletta riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile dal discendente (Q) e la portata di progetto defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0).

La portata massima che può portare il discendente può essere calcolata con la formula del funzionamento sotto battente:

$$Q = C_q A \sqrt{2 g h}$$

Essendo $C_q = 0.6$, A l'area della sezione del discendente e h il carico sulla sezione contratta. Assumendo h pari a 20 cm si ottiene che il discendente DN160, avente diametro interno pari a 137 mm, è in grado di smaltire una portata pari a **17,5 l/s**. Il tratto massimo di strada che il discendente riesce a drenare è quindi dato dal rapporto tra la massima portata smaltibile (17,5 l/s) e la massima portata defluente dalla falda piana per unità di larghezza (q_0). Tuttavia, come per gli embrici, è necessario verificare anche che l'allagamento massimo della banchina non superi il metro, per cui il passo delle caditoie è pari all'interasse minimo risultante da questa doppia verifica (massima portata scaricabile del discendente e massimo allagamento).

Cautelativamente si è deciso di assumere un **interasse pari a 10 m**.

L'utilizzo della caditoia grigliata offre tutti i vantaggi della canaletta grigliata riducendo di molto i costi di realizzazione, sebbene rimangano maggiori di quelli degli embrici. La manutenzione è fatta in modo analogo a quella della canaletta continua, ma risulta meno agevole a causa della discontinuità del sistema.

Il pozzetto di ispezione è ubicato in banchina e non deve toccare la linea bianca di limite della corsia; sul piazzale di esazione e nel posto neve, il pozzetto può essere ubicato esternamente alla carreggiata, all'interno delle aiuole spartitraffico.

4.7 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI CONVOGLIAMENTO

4.7.1 Collettori circolari in PEAD e PP

Quando gli elementi di raccolta raggiungono il riempimento massimo, essi scaricano nei collettori sottostanti. Per quanto riguarda l'autostrada sono utilizzati dei collettori in PEAD (Polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m² conformi alla norma UNI 10968 (Pr EN 13476-1) per i tubi longitudinali alla viabilità, mentre collettori in PP (Polipropilene) SN 16 kN/m² secondo EN ISO 9969, conformi alla norma UNI 10968, per gli attraversamenti trasversali che necessitano di una resistenza a schiacciamento maggiore essendo soggetti ai passaggi dei veicoli

Per il dimensionamento si è considerato il diametro interno (riportato nella Tabella 4-6), identico per le due tipologie di tubi precedentemente citati, ed un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,0133 (scabrezza di Manning $K_s=75$).

Tabella 4-6: Diametri interni dei collettori in PEAD SN 8 kN/m² e in PP SN 16 kN/m²

DN	Spessore	Raggio interno
(mm)	(mm)	(mm)
400	26.5	173.5
500	33.5	216.5
630	47.5	267.5
800	61	339
1000	74	426
1200	85	515

Nel dimensionamento dei collettori si è utilizzata la pendenza stradale. Per i tratti molto pianeggianti e nel caso in cui il collettore è in contropendenza rispetto alla livelletta stradale si è posta una pendenza minima dello 0,10% e una velocità minima di 0,5 m/s in modo da avere una velocità dell'acqua in grado di asportare eventuali sedimenti accumulatisi nel tempo

Per evitare che i collettori vadano in pressione si è considerato un riempimento massimo del 67% per la portata di progetto avente tempo di ritorno di 25 anni.

Il dimensionamento dei collettori è riportato nell'Allegato 2

4.7.2 Fossi di guardia

I fossi sono di forma trapezia e vengono utilizzati sia per raccogliere le portate provenienti dalla piattaforma sia per ricostituire il reticolo idrografico esistente. Il tempo di ritorno di progetto per i fossi di guardia è di 100 anni.

I fossi sono in terra, con diverse sezioni tipo (da FI1A a FI5).

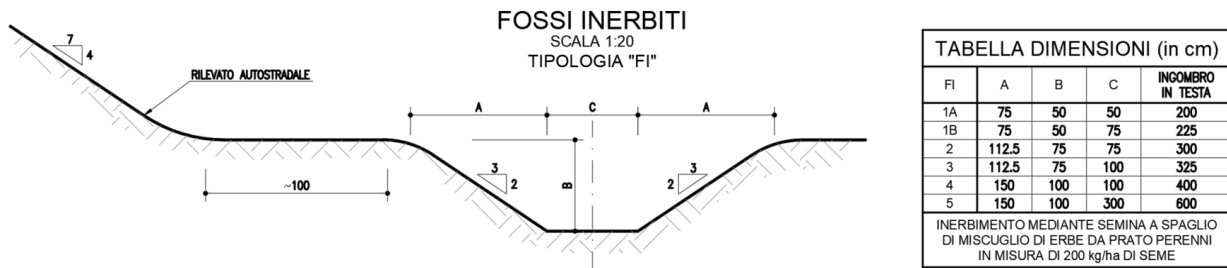


Figura 4-7: fossi di guardia inerbiti

Per quanto riguarda il dimensionamento, si considera un riempimento massimo ammissibile dell'80%. I coefficienti di scabrezza di Manning utilizzati sono 0.0300 per i fossi in terra e 0.0167 per i fossi rivestiti.

4.7.3 Canaletta di drenaggio in corrispondenza delle barriere FOA

In corrispondenza delle barriere fonoassorbenti di progetto previste lungo l'autostrada (FO001 e FO003), le acque di piattaforma vengono raccolte tramite embrici che convogliano la portata in una canaletta in calcestruzzo di dimensioni interne 40x65 cm compresa di griglia in sommità che corre ai bordi dell'asse stradale intercettata ogni 20 m da uno scarico composto da una tubazione in PVC DN 200 mm che attraversa il cordolo di fondazione della barriera FOA e scarica nel fosso di guardia adiacente.

DRENAGGIO MARGINALE CON -FOA-
 SCALA 1:50
 SCARICO PUNTUALE EMBRICI DALLA CARREGGIATA
 CON CANALETTA DI RECAPITO AL FOSSO
 SEZIONE A-A
 MANUFATTO DI SCARICO

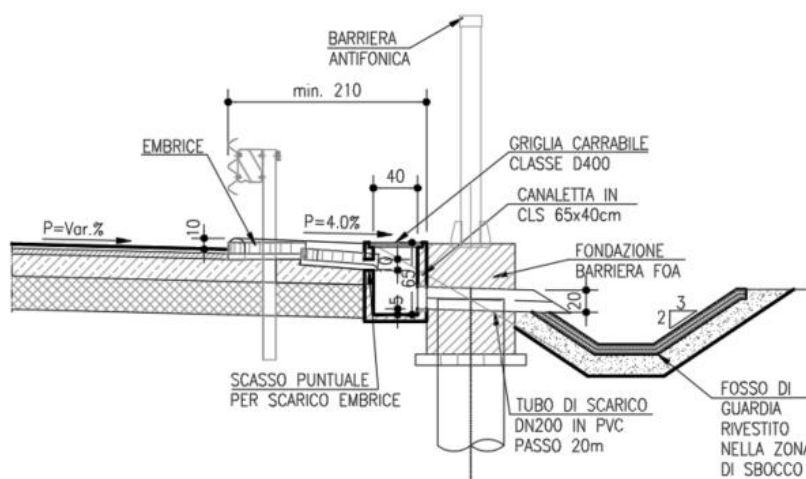


Figura 4-8: elemento di drenaggio in presenza di barriera FOA

4.7.4 Mezzo tubo in lamiera ondulata

In corrispondenza dei punti di intersezione fra due rilevati (punti di separazione fra rilevato A14 e rampa di svincolo, per esempio), per raccogliere il ruscellamento superficiale proveniente dagli embrici si prevede l'installazione di tratti di canaletta in lamiera ondulata, avente sezione semicircolare di diametro 50 cm.

CANALE MEZZO TUBO
 IN LAMIERA ONDULATA Ø500
 PASSO ANCORAGGI 1.50m
 Scala 1:25

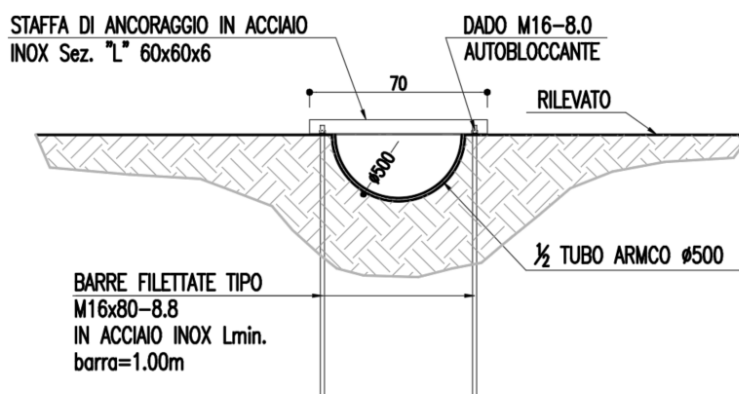


Figura 4-9: canaletta in acciaio ondulato su rilevato

4.8 LAMINAZIONE DELLE PORTATE SCARICATE NEI RICETTORI

Per la definizione delle portate massime scaricabili nei ricettori finali e per garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni si è fatto riferimento alla **D.G.R. Marche n. 53/2014**.

Secondo tale direttiva il calcolo del volume di compenso prevede di considerare in maniera differente la superficie trasformata differenziando, nella condizione post-operam, la superficie di progetto impermeabile, e la superficie di progetto permeabile. Per quanto riguarda invece la massima portata ammissibile nel corso d'acqua la D.G.R. impone un limite allo scarico pari a **20 l/s/ha**.

Nella figura seguente, a titolo esemplificativo, si riporta un esempio del tabulato di calcolo utilizzato per la determinazione del volume di compenso e della portata massima scaricabile.

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA FORMULA (1) AI SENSI DEL TITOLO III DELLA DGR 53 DEL 27/01/2014							
Requisiti richiesti per ogni classe sulla base del volume minimo di laminazione determinato:							
$W = W^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)} - 15 - W^0 P$							
$\phi^0 = 0.9 Imp^0 + 0.2 Per^0 \quad \phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$							
$W^0 = 50$ mc/ha volume "convenzionale" d'invaso prima della trasformazione							
ϕ = coefficiente di deflusso post trasformazione ϕ^0 = coefficiente di deflusso antetra trasformazione							
$n = 0.48$ I e P es pressì come frazione dell'area trasformata							
Imp e Per es pressì come frazione totale dell'area impermeabile e permeabile prima della trasformazione (se connotati dall'apice*) o dopo (se non c'è l'apice*)							
VOLUME RICAVATO dalla formula <u>va moltiplicato per la Superficie territoriale dell'intervento</u>							
Oggetto:							
<i>(INSERIRE I DATI ESCLUSIVAMENTE NEI CAMPI CONTORNATI)</i>							
Superficie fondiaria-lotto (mq) = 1631.00 mq Inserire la superficie totale dell'intervento							
ANTE OPERAM							
Superficie impermeabile esistente = 1023.00 mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)							
Imp ⁰ = 0.63							
Superficie permeabile esistente (mq) = 608.00 mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)							
Per ⁰ = 0.37							
Imp ⁰ + Per ⁰ = 1.00							
POST OPERAM							
Superficie impermeabile trasformata o di progetto = 1291.00 mq Inserire il 100% della superficie impermeabile più l'eventuale % della superficie trasformata con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)							
Imp = 0.79							
Superficie permeabile di progetto = 340.00 mq Inserire il 100% della superficie permeabile (verde o agricola) più l'eventuale % della superficie presente con materiali semipermeabili (es. betonelle, grigliati)							
Per = 0.21							
Imp + Per = 1.00							
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA							
Superficie trasformata/livellata = mq superficie impermeabile più superficie permeabile trasformata rispetto all'agricola							
I = 0.00							
Superficie agricola inalterata = mq superficie inalterata							
P = 0.00							
I + P = 0.00 ATTENZIONE LA SOMMA DEVE ESSERE PARI A 1 - CONTROLLARE I VALORI INSERITI							
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM							
ϕ^0	$0.9 \times Imp^0 + 0.2 \times Per^0$	=	0.9 x	0.63 +	0.2 x	0.37 =	0.64
ϕ	$0.9 \times Imp + 0.2 \times Per$	=	0.9 x	0.79 +	0.2 x	0.21 =	0.75
W	$w = W^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)} - 15 - W^0 P$	=	50 x	1.37 -	15 x	- -	50 x
W^0	50 mc/ha						0.00 =
$\left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)}$	1.18						68.74 mc/ha
$\left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{1/(1-n)}$	1.92						
VOLUME MINIMO DI INVASO							
68.74 : 10 000.00 x 1631.00 = 11.21 mc							
Q	Portata ammissibile sul corpo riceettore 20 l/s/ha		3.26				l/sec

Figura 4-10: Foglio di calcolo utilizzato per la definizione dell'invarianza idraulica secondo la D.G.R. 53/2014

Le misure da applicare sono diversificate in funzione della consistenza della trasformazione. La D.G.R. Marche n. 53/2014 stabilisce le soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento.

Tabella 4-7: tabella definizione interventi secondo D.G.R. 53/2014

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Il progetto in esame prevede la trasformazione di circa 6.2 ettari, pertanto si configura come un intervento di “significativa impermeabilizzazione potenziale”.

La D.G.R. 53/2014 stabilisce che la misura del volume minimo di invaso da prescrivere in aree sottoposte ad una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che $I+P=100\%$) è data dal valore convenzionale:

$$w = w^o (\phi / \phi^o)^{(1/1-n)} - 15I - w^o P$$

Essendo

- $w^o = 50$ mc/ha
- $\phi =$ coefficiente di deflusso dopo la trasformazione
- $\phi^o =$ coefficiente di deflusso prima della trasformazione
- I e P espressi come frazione dell'area trasformata. Nel caso di una superficie adibita ad agricolo ante operam e a verde nel post operam, nonostante essa mantenga le caratteristiche di permeabilità sarà conteggiata come frazione di area trasformata
- $n = 0.48$.

Per la stima dei coefficienti di deflusso ϕ e ϕ^o si fa riferimento alla relazione convenzionale

- $\phi^o = 0.9 Imp^o + 0.2 Per^o$
- $\phi = 0.9 Imp + 0.2 Per$

In cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice o) e dopo la trasformazione.

Gli indici Imp ed I , Per e P sono concettualmente diversi: Imp e Per servono a valutare il coefficiente di deflusso convenzionale (che esprime la capacità del lotto di accettare le ipogge prima di generare deflussi superficiali), mentre I e P rappresentano le porzioni rispettivamente urbanizzata e inalterata (agricola) del lotto di intervento.

Il parametro w [mc/ha] deve essere poi moltiplicato per la superficie totale oggetto dell'intervento, a prescindere dalla quota parte P che rimane inalterata, per ottenere il volume minimo di invaso.

I volumi di invaso richiesti dalla normativa regionale sono stati ricavati all'interno dei fossi di guardia al piede dei rilevati stradali (autostrada, rampe di svincolo, piazzale di esazione e posto neve), considerando un riempimento massimo del fosso pari all'80% e pendenza nulla.

Per ogni tratto di fosso a servizio della piattaforma di progetto è stato calcolato il volume di invaso minimo ottenuto secondo la formula sopra esposta ed il volume disponibile all'invaso fornito dai fossi di progetto. I risultati sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 4-8: Volumi di compenso necessari e portate scaricate ai sensi della DGR 53/2014

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA DGR 53/2014																						
VIABILITA'	carreggiata	TRATTO	RECAPITO	ANTE				POST														
				A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	φ ⁰	A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	A _{ridotta}	A _{trasformata}	A _{inalterata}	I	P	φ	φ / φ ⁰	w	W _{min} INVASO	Q _{max}	tipo fosso	W _{disp}
				m ²	m ²	m ²		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	-	-	-	-	m ³ /ha	m ³	l/s		
				0.9	0.2			0.9	0.2													
A14	Sud	km 249+653 - 249+812	fosso di guardia esistente	2675	2405	5080	0.57	4265	815	5080	4002	2405	2675	0.47	0.53	0.79	1.39	60.15	30.6	10.16	F12	178.9
A14 RS004	Sud	km 249+812 - 249+903 km 0+300 - 0+400	fosso di guardia F12	1590	1435	3025	0.57	2665	360	3025	2471	1435	1590	0.47	0.53	0.82	1.44	67.15	20.3	6.05	F12	185.6
A14	Sud	km 249+903 - 250+085	fosso di guardia esistente	3115	1295	4410	0.69	3115	1295	4410	3063	0	4410	0.00	1.00	0.69	1.00	0.00	0.0	8.82	F12	142.9
A14 RS005 RS003	Sud	km 250+085 - 250+272 km 0+000 - 0+410 km 0+775 - 0+825	fosso di guardia F12	3375	7330	10705	0.42	7775	2930	10705	7584	7330	3375	0.68	0.32	0.71	1.68	110.17	117.9	21.41	F12	525.4
A14	Sud	km 250+272 - 250+443	fosso di guardia esistente	2810	1460	4270	0.66	3345	925	4270	3196	1460	2810	0.34	0.66	0.75	1.13	25.51	10.9	8.54	F12	189.0
A14	Sud	km 250+443 - 250+576	fosso di guardia esistente	2480	1280	3760	0.66	2500	1260	3760	2502	1280	2480	0.34	0.66	0.67	1.01	12.46	4.7	7.52	F12	146.3
RS004	Sud	km 0+400 - 0+495	fosso di guardia F12	0	1070	1070	0.20	700	370	1070	704	1070	0	1.00	0.00	0.66	3.29	478.75	51.2	2.14	F12	58.5
A14	nord	km 249+653 - 249+812	fosso di guardia esistente	2605	1155	3760	0.68	2930	830	3760	2803	1155	2605	0.31	0.69	0.75	1.09	19.59	7.4	7.52	F12	178.9

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA DGR 53/2014

VIABILITA'	carreggiata	TRATTO	RECAPITO	ANTE				POST														
				A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	φ ⁰	A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	A _{ridotta}	A _{trasformata}	A _{inalterata}	I	P	φ	φ / φ ⁰	w	W _{min} INVASO	Q _{max}	tipo fosso	W _{disp}
				m ²	m ²	m ²		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	-	-	-	-	m ³ /ha	m ³	l/s		
				0.9	0.2			0.9	0.2													
A14 RS001	nord	km 249+812 - 249+960 km 0+127 - 0+225	fosso di guardia FI2	2380	2080	4460	0.57	3480	980	4460	3328	2080	2380	0.47	0.53	0.75	1.30	49.26	22.0	8.92	FI2	265.5
A14	nord	km 249+960 - 250+054	fosso di guardia esistente	1410	340	1750	0.76	1410	340	1750	1337	0	1750	0.00	1.00	0.76	1.00	0.00	0.0	3.50	FI2	56.3
A14 RS003	nord	km 250+054 - 250+187 km 0+725 - 0+775	fosso di guardia esistente	3250	855	4105	0.75	3250	855	4105	3096	0	4105	0.00	1.00	0.75	1.00	0.00	0.0	8.21	FI2	140.6
A14	nord	km 250+187 - 250+266	fosso di guardia esistente	1090	405	1495	0.71	1090	405	1495	1062	0	1495	0.00	1.00	0.71	1.00	0.00	0.0	2.99	FI2	22.5
A14	nord	km 250+266 - 250+443	fosso di guardia esistente	2780	1255	4035	0.68	3440	595	4035	3215	1255	2780	0.31	0.69	0.80	1.17	28.27	11.4	8.07	FI2	191.3
A14	nord	km 250+443 - 250+576	fosso di guardia esistente	2450	1520	3970	0.63	2740	1230	3970	2712	1520	2450	0.38	0.62	0.68	1.08	21.47	8.5	7.94	FI2	153.0
RS002	nord	km 0+325 - 0+400	fosso di guardia FI1A	0	810	810	0.20	490	320	810	505	810	0	1.00	0.00	0.62	3.12	430.18	34.8	1.62	FI2	76.5

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA DGR 53/2014

VIABILITA'	carreggiata	TRATTO	RECAPITO	ANTE				POST											W _{min} INVASO	Qmax	tipo fosso	W _{disp}				
				A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	φ ⁰	A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	A _{ridotta}	A _{trasformata}	A _{inalterata}	I	P	φ	φ/φ ⁰	w								
				m ²	m ²	m ²		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	-	-	-	-	m ³ /ha					m ³	l/s		
				0.9	0.2			0.9	0.2																	
RS002	nord	km 0+400 - 0+575	fosso di guardia FI1B	0	3035	3035	0.20	1215	1820	3035	1458	3035	0	1.00	0.00	0.48	2.40	254.49	77.2	6.07	FI2	168.8				
RS002 PK001	nord	km 0+575 - 0+623 km 0+553 - 0+563	fosso di guardia FI2	0	1040	1040	0.20	565	475	1040	604	1040	0	1.00	0.00	0.58	2.90	372.80	38.8	2.08	FI2	56.3				
RS001	nord	km 0+000 - 0+050	fosso di guardia FI2	0	1060	1060	0.20	590	470	1060	625	1060	0	1.00	0.00	0.59	2.95	384.89	40.8	2.12	FI2	57.4				
RS001	nord	km 0+050 - 0+127	fosso di guardia FI2	0	1265	1265	0.20	625	640	1265	691	1265	0	1.00	0.00	0.55	2.73	329.76	41.7	2.53	FI2	57.4				
RS003	-	km 0+625 - 0+725	fosso di guardia FI2	0	2630	2630	0.20	1000	1630	2630	1226	2630	0	1.00	0.00	0.47	2.33	239.51	63.0	5.26	FI2	77.6				
RS003	-	km 0+625 - 0+725	fosso di guardia FI1B	0	2445	2445	0.20	0	2445	2445	489	2445	0	1.00	0.00	0.20	1.00	35.00	8.6	4.89	fi2	47.3				
PK001	-	km 0+288 - 0+553	fosso di guardia FI5	0	18070	18070	0.2	14040	4030	18070	13442	18070	0	1.00	0.00	0.743885	3.72	610.23	1102.7	36.14	FI5	1213.2				
PK001	-	km 0+288 - 0+553	fosso di guardia FI1B	0	1330	1330	0.2	100	1230	1330	336	1330	0	1.00	0.00	0.252632	1.26	63.36	8.4	2.66	FI1B	124.3				
RS006	-	km 0+175 - 0+275	fosso di guardia FI2	0	1630	1630	0.2	1170	460	1630	1145	1630	0	1.00	0.00	0.702454	3.51	544.99	88.8	3.26	FI2	115.9				
RS006	-	km 0+175 - 0+275	fosso di guardia FI1B	0	550	550	0.2	0	550	550	110	550	0	1.00	0.00	0.2	1.00	35.00	1.9	1.10	FI1B	66.0				
RS006	-	km 0+087 - 0+175	fosso di guardia FI2	0	1210	1210	0.2	930	280	1210	893	1210	0	1.00	0.00	0.738017	3.69	600.78	72.7	2.42	FI2	93.4				
RS006	-	km 0+087 - 0+175	fosso di guardia FI1B	0	305	305	0.2	0	305	305	61	305	0	1.00	0.00	0.2	1.00	35.00	1.1	0.61	FI1B	50.6				
RS006	-	km 0+023 - 0+087	fosso di guardia FI2	0	755	755	0.2	560	195	755	543	755	0	1.00	0.00	0.719205	3.60	570.95	43.1	1.51	FI2	67.5				
RS006	-	km 0+023 - 0+087	fosso di guardia FI1B	0	410	410	0.2	185	225	410	212	410	0	1.00	0.00	0.515854	2.58	294.25	12.1	0.82	FI1B	30.8				

CALCOLO INVARIANZA IDRAULICA AI SENSI DELLA DGR 53/2014																						
VIABILITA'	carreggiata	TRATTO	RECAPITO	ANTE				POST														
				A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	φ ⁰	A _{pav}	A _{inerbita}	A _{tot}	A _{ridotta}	A _{trasformata}	A _{inalterata}	I	P	φ	φ / φ ⁰	w	W _{min} INVASO	Q _{max}	tipo fosso	W _{disp}
				m ²	m ²	m ²		m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	-	-	-	-	m ³ /ha	m ³	l/s		
				0.9	0.2			0.9	0.2													
VL001 RO001 VL002	-	km 0+000 - 0+055 km 0+030 - 0+060 km 0+000 - 0+043	fosso di guardia FI2	470	1535	2005	0.364089776	1275	730	2005	1294	1535	470	0.77	0.23	0.645137	1.77	127.02	25.5	4.01	FI2	173.3
RS006 RO001 VL002	-	km 0+000 - 0+023 km 0+092 - 0+100 km 0+000 - 0+043	fosso di guardia FI1A	225	820	1045	0.350717703	615	430	1045	640	820	225	0.78	0.22	0.611962	1.74	123.31	12.9	2.09	FI1B	40.2
RS006 VL001	-	km 0+000 - 0+023 km 0+000 - 0+055	fosso di guardia FI1A	245	845	1090	0.35733945	640	450	1090	666	845	245	0.78	0.22	0.611009	1.71	117.41	12.8	2.18	FI1B	44.0

5 ANALISI DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE CON LE OPERE IN PROGETTO

Il nuovo svincolo in progetto non interferisce con corpi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale. Il reticolo interferito è costituito da fossi minori che raccolgono e allontanano le acque provenienti dalle zone coltivate presenti nell'area.

I fossi interferiti vengono deviati con tratti di fossi non rivestiti aventi le medesime sezioni di quelli esistenti e convogliati verso valle per mezzo di tombini esistenti o di nuova realizzazione.

I 6 tombini esistenti sotto la A14 vengono prolungati, laddove necessario a causa dell'allargamento della piattaforma autostradale. Il prolungamento avviene con tratti di canna aventi la medesima sezione del tombino esistente. In alcuni casi, l'allargamento della piattaforma ed il ridotto ricoprimento dell'opera esistente non consentono di prolungare le opere con tratti di canna aventi la medesima altezza dell'esistente: in questi frangenti si prevede il prolungamento del tombino con tratti di altezza ridotta.

Per questi fossi non esistono valori ufficiali delle portate forniti dall'Autorità di Bacino competente. La stima della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno T è stata effettuata utilizzando la formula razionale:

$$Q_{200}(T) = \phi A i_c(T)$$

dove $Q(T)$, A e $i_c(T)$ indicano rispettivamente la portata al colmo di piena di tempo di ritorno $T = 200$ anni, l'area del bacino e l'intensità della precipitazione relativa al centro di scroscio di durata pari al tempo τ_c critico del bacino; ϕ è il coefficiente di deflusso sopra introdotto; è minore di 1 e tiene conto delle perdite per infiltrazione, del ragguaglio delle piogge all'area e dell'effetto di laminazione del bacino.

La formula razionale può essere giustificata concettualmente assumendo uniforme nello spazio e nel tempo l'intensità di precipitazione e schematizzando il fenomeno di trasformazione afflussi–deflussi con un particolare modello cinematico.

Per i bacini in studio, sono state definite tutte le grandezze geomorfologiche caratteristiche necessarie per la determinazione della portata di progetto; in particolare sono stati definiti i seguenti parametri:

- Superficie del bacino S [km²], comprensiva anche della superficie di autostrada e rampe di progetto;
- Lunghezza dell'asta L [km];
- Pendenza media j ;
- Altezza minima in corrispondenza della sezione di chiusura z_{\min} [m s.l.m.];
- Altezza massima z_{\max} [m s.l.m.];
- Altezza media z_{media} [m s.l.m.];

Tabella 5-1: caratteristiche morfologiche dei bacini interferiti

WBS	ASSE	km	S [km ²]	L [km]	p [m/m]	Z _{min} asta [m s.m.]	Z _{max} asta [m s.m.]	Z _{media} bacino [m s.m.]
TS001	A14	249+652.99	0.008	0.055	0.018	4.00	5.00	6.00
TS002	A14	249+812.40	0.051	0.560	0.005	3.95	6.50	5.00
TS003	A14	250+272.34	0.081	0.870	0.004	2.75	6.50	4.00
TS004	A14	250+443.35	0.066	0.540	0.003	2.65	4.50	4.00
TS008	A14	250+054.40	0.135	0.695	0.004	3.05	5.50	5.00
TC001	A14	250+575.79	0.043	0.510	0.004	2.20	4.00	3.50
TC002	RS006	0+023.00	0.014	0.250	0.002	2.90	3.50	4.00
TC003	RS006	0+087.00	0.034	0.360	0.003	3.00	4.00	4.50
TC004	RS006	0+175.00	0.022	0.360	0.003	3.00	4.00	4.50
TC005	RS006	0+286.00	0.026	0.330	0.003	3.00	4.00	4.50
TC006	RS004	0+400.00	0.124	0.575	0.004	3.45	5.50	5.00
TC007	RS002	0+400.00	0.012	0.120	0.017	3.00	5.00	4.00
TC008	VL001	0+023.00	0.015	0.360	0.002	2.67	3.50	4.00
TC009	PK001	0+324.50	0.002	0.100	0.003	3.35	3.60	4.00
TS005	RS003	0+553.00	0.109	0.920	0.004	3.00	6.50	5.00
TS006	RS003	0+615.00	0.161	0.870	0.003	2.75	5.50	5.00
TS007	RS001	0+127.00	0.138	0.785	0.003	2.95	5.50	5.00
TS009	PK001	0+419.30	0.163	1.000	0.003	2.70	5.50	5.00

La durata critica T_c dei bacini è stata ottenuta come media tra i valori derivanti dalle seguenti formule empiriche, valide per bacini di estensione < 5 km²:

- Pezzoli:

$$T_c^{Pezzoli} = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Dove:

$T_c^{Pezzoli}$ [ore] = tempo di corrivazione del bacino secondo la formulazione di Pezzoli;

L [km] = lunghezza dell'asta;

i [m/m] = pendenza media del bacino.

- Ventura

$$T_c^{Ventura} = 0.127 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Dove:

$T_c^{Ventura}$ [ore] = tempo di corrivazione del bacino secondo la formulazione di Ventura;

S [km²] = superficie del bacino scolante;

i [m/m] = pendenza media del bacino.

- Pasini

$$T_c^{Pasini} = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i}}$$

Dove:

T_c^{Pasini} [ore] = tempo di corrivazione del bacino secondo la formulazione di Pasini;

S [km²] = superficie del bacino scolante;

L [km] = lunghezza dell'asta;

i [m/m] = pendenza media del bacino.

Laddove il valor medio di T_c risulta inferiore a 10', si è imposto il valore di $T_c=10'$ (pari a 0.167 ore), ritenendo tale valore del tempo di corrivazione rappresentativo del fenomeno fisico della generazione della portata ed al contempo cautelativo.

Tabella 5-2: tempi di corrivazione T_c dei bacini interferiti

WBS	ASSE	km	S [km ²]	L [km]	p [m/m]	Z _{min} asta [m s.m.]	Z _{max} asta [m s.m.]	Z _{media} bacino [m s.m.]	T _c Pezzoli [ore]	T _c Ventura [ore]	T _c Pasini [ore]	T _c [ore]
TS001	A14	249+652.99	0.008	0.055	0.018	4.00	5.00	6.00	0.02	0.08	0.06	0.17
TS002	A14	249+812.40	0.051	0.560	0.005	3.95	6.50	5.00	0.46	0.42	0.49	0.46
TS003	A14	250+272.34	0.081	0.870	0.004	2.75	6.50	4.00	0.73	0.55	0.68	0.65
TS004	A14	250+443.35	0.066	0.540	0.003	2.65	4.50	4.00	0.51	0.56	0.61	0.56
TS008	A14	250+054.40	0.135	0.695	0.004	3.05	5.50	5.00	0.64	0.79	0.83	0.75
TC001	A14	250+575.79	0.043	0.510	0.004	2.20	4.00	3.50	0.47	0.44	0.51	0.47
TC002	RS006	0+023.00	0.014	0.250	0.002	2.90	3.50	4.00	0.28	0.31	0.34	0.31
TC003	RS006	0+087.00	0.034	0.360	0.003	3.00	4.00	4.50	0.38	0.44	0.47	0.43
TC004	RS006	0+175.00	0.022	0.360	0.003	3.00	4.00	4.50	0.38	0.36	0.41	0.38
TC005	RS006	0+286.00	0.026	0.330	0.003	3.00	4.00	4.50	0.33	0.37	0.40	0.37
TC006	RS004	0+400.00	0.124	0.575	0.004	3.45	5.50	5.00	0.53	0.75	0.75	0.68
TC007	RS002	0+400.00	0.012	0.120	0.017	3.00	5.00	4.00	0.05	0.11	0.09	0.17
TC008	VL001	0+023.00	0.015	0.360	0.002	2.67	3.50	4.00	0.41	0.33	0.40	0.38
TC009	PK001	0+324.50	0.002	0.100	0.003	3.35	3.60	4.00	0.11	0.11	0.13	0.17
TS005	RS003	0+553.00	0.109	0.920	0.004	3.00	6.50	5.00	0.82	0.68	0.81	0.77
TS006	RS003	0+615.00	0.161	0.870	0.003	2.75	5.50	5.00	0.85	0.91	1.00	0.92
TS007	RS001	0+127.00	0.138	0.785	0.003	2.95	5.50	5.00	0.76	0.83	0.90	0.83
TS009	PK001	0+419.30	0.163	1.000	0.003	2.70	5.50	5.00	1.04	0.97	1.12	1.04

La superficie dei singoli bacini è stata valutata considerando anche le aree pavimentate e le scarpate della A14 e delle rampe/viabilità di progetto. Il coefficiente di deflusso è stato valutato come media pesata sulle superfici dei diversi contributi (aree pavimentate, scarpate, aree esterne) per i quali sono stati fissati questi valori del coefficiente di deflusso:

- superfici pavimentate: 1.0
- scarpate stradali: 0.6
- aree esterne: 0.4, considerando il tipo di uso del suolo (prevalentemente agricolo/non urbanizzato) e le pendenze dei versanti molto basse, che determinano ridotte velocità di ruscellamento.

Ne derivano i seguenti valori delle portate con tempo di ritorno 200 anni:

Tabella 5-3: portate Q200 per i bacini interferiti

WBS	ASSE	km	S [km ²]	T _c [ore]	φ	Tr [anni]	a [mm]	n	i(T _c ;Tr) [mm/h]	Q(T _c ;Tr) [m ³ /s]	u(T _c ;Tr) [m ³ /s kmq]
TS001	A14	249+652.99	0.008	0.17	0.65	200	75.71	0.48	192.22	0.14	17.83
TS002	A14	249+812.40	0.051	0.46	0.47	200	75.71	0.48	113.90	0.65	12.89
TS003	A14	250+272.34	0.081	0.65	0.47	200	75.71	0.48	94.54	0.85	10.59
TS004	A14	250+443.35	0.066	0.56	0.43	200	75.71	0.48	102.66	0.76	11.55
TS008	A14	250+054.40	0.135	0.75	0.43	200	75.71	0.48	87.81	1.32	9.81
TC001	A14	250+575.79	0.043	0.47	0.44	200	75.71	0.48	111.62	0.53	12.47
TC002	RS006	0+023.00	0.014	0.31	0.46	200	75.71	0.48	139.38	0.22	15.50
TC003	RS006	0+087.00	0.034	0.43	0.42	200	75.71	0.48	117.31	0.45	13.14
TC004	RS006	0+175.00	0.022	0.38	0.44	200	75.71	0.48	125.35	0.31	14.06
TC005	RS006	0+286.00	0.026	0.37	0.58	200	75.71	0.48	127.36	0.35	13.35
TC006	RS004	0+400.00	0.124	0.68	0.41	200	75.71	0.48	92.82	1.28	10.37
TC007	RS002	0+400.00	0.012	0.17	0.72	200	75.71	0.48	192.22	0.11	9.15
TC008	VL001	0+023.00	0.015	0.38	0.48	200	75.71	0.48	125.30	0.21	13.70
TC009	PK001	0+324.50	0.002	0.17	0.74	200	75.71	0.48	192.22	0.02	11.85
TS005	RS003	0+553.00	0.109	0.77	0.44	200	75.71	0.48	86.66	1.06	9.77
TS006	RS003	0+615.00	0.161	0.92	0.45	200	75.71	0.48	79.12	1.44	8.90
TS007	RS001	0+127.00	0.138	0.83	0.43	200	75.71	0.48	83.48	1.29	9.37
TS009	PK001	0+419.30	0.163	1.04	0.46	200	75.71	0.3	73.56	1.35	8.25

La verifica dei tombini è stata condotta nell'ipotesi di moto uniforme, tramite la nota formula di Chèzy:

$$Q = c \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

essendo:

- c [m^{1/3}/s] = Coefficiente di scabrezza di Strickler, posto pari a 70
- A [m²] = sezione;
- B [m]: = contorno bagnato;
- R[m] = raggio idraulico;
- i [m/m] = pendenza del fondo.

Si ottiene:

Tabella 5-4: verifica idraulica tombini

WBS	ASSE	km	Q(Tc;Tr) [m ³ /s]	dimensioni	MATERIALE	j [m/m]	h(Q _{Tr})	r%	franco
TS001	A14	249+652.99	0.11	2.00 x 1.57	cls pref	0.47%	0.18	11%	1.39
TS002	A14	249+812.40	0.65	2.00 x 2.29	cls pref	0.13%	0.47	21%	1.82
TS003	A14	250+272.34	0.85	2.00 x 2.29	cls pref	0.51%	0.38	17%	1.91
TS004	A14	250+443.35	0.76	2.00 x 2.20	cls pref	0.03%	0.77	35%	1.43
TS008	A14	250+054.40	1.32	2.00 x 1.90	cls pref	0.15%	0.69	36%	1.21
TC001	A14	250+575.79	0.53	1200	cls pref	0.15%	0.52	43%	0.68
TC002	RS006	0+023.00	0.22	1000	cls pref	0.28%	0.30	30%	0.70
TC003	RS006	0+087.00	0.45	1000	cls pref	0.57%	0.36	36%	0.64
TC004	RS006	0+175.00	0.31	1000	cls pref	0.26%	0.36	36%	0.64
TC005	RS006	0+286.00	0.35	1000	cls pref	0.26%	0.38	38%	0.62
TC006	RS004	0+400.00	1.28	1200	cls pref	1.43%	0.45	38%	0.75
TC007	RS002	0+400.00	0.11	1500	cls pref	1.46%	0.12	8%	1.38
TC008	VL001	0+023.00	0.21	1000	cls pref	0.15%	0.34	34%	0.66
TC009	PK001	0+324.50	0.02	1000	cls pref	0.50%	0.09	9%	0.91
TS005	RS003	0+553.00	1.06	2.00 x 1.50	cls pref	0.33%	0.55	37%	0.95
TS006	RS003	0+615.00	1.44	2.00 x 1.50	cls pref	0.21%	0.70	47%	0.80
TS007	RS001	0+127.00	1.29	2.00 x 1.50	cls pref	0.42%	0.57	38%	0.93
TS009	PK001	0+419.30	1.35	2.00 x 1.50	cls pref	0.71%	0.51	34%	0.99

I tombini di progetto presentano un riempimento inferiore ai 2/3 della sezione e garantiscono un franco di almeno 50 cm rispetto all'evento di progetto (piena con Tr= 200 anni), rispettando quanto richiesto dalle NTC 2018 e dalla relativa Circolare 7/2019 (capitolo C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA).

6 DRENAGGIO DELL'AREA DI CANTIERE

Per la realizzazione dell'intervento, il Campo Base e cantiere operativo sono previsti in corrispondenza del piazzale del Posto Neve.

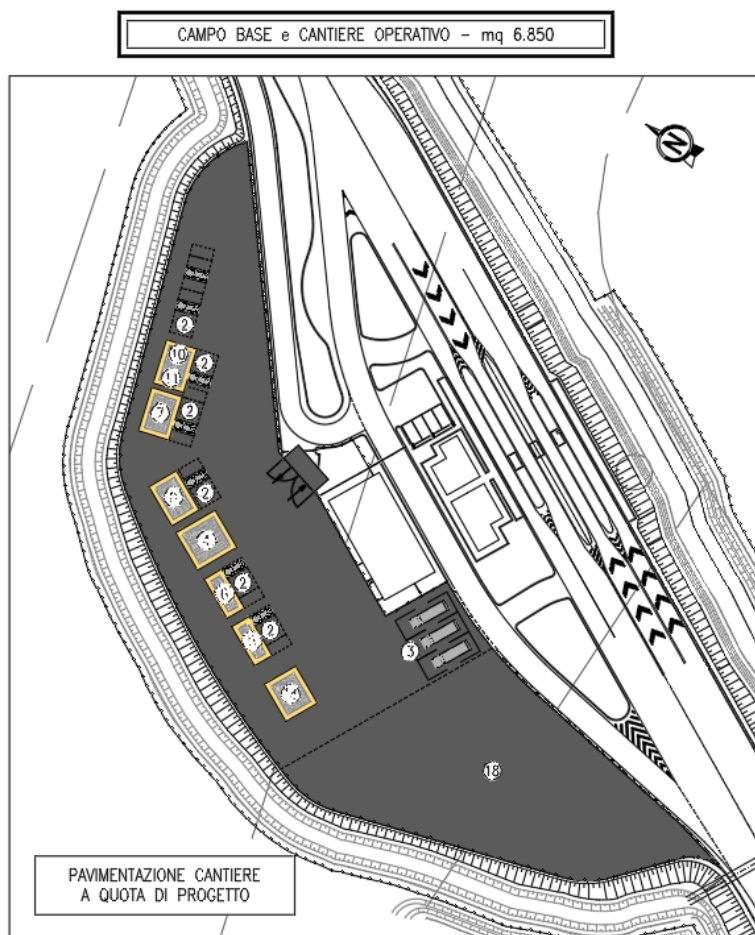


Figura 6-1: campo base e cantiere operativo

Il campo base, avente una superficie di 6850 mq, ospiterà gli uffici di cantiere, i parcheggi per i mezzi di cantiere, i servizi per gli addetti (spogliatoi, mensa, docce, etc) ed i parcheggi per i mezzi di cantiere.

Il piazzale di cantiere sarà realizzato alla quota di progetto. Durante la fase di realizzazione del piazzale sarà installata la rete di drenaggio a servizio del piazzale Posto Neve nella configurazione definitiva, comprensiva di impianti di trattamento per le acque di prima pioggia e per il deposito del sale: la rete assicurerà il drenaggio del piazzale sia durante la fase di cantiere sia dopo l'entrata in esercizio dello svincolo. Le acque di piazzale saranno quindi regimentate con un sistema di drenaggio separato dalle aree esterne ed inviato agli impianti di trattamento previsti in progetto.

Durante la fase di installazione del cantiere saranno realizzati anche i fossi di guardia al piede del piazzale e lo scatolare TS005, in maniera da garantire sia il ripristino della continuità del reticolo idrografico, sia l'invarianza idraulica del piazzale di cantiere.

Per maggiori dettagli si faccia riferimento all'elaborato T0979-0000-PD-CN-ACN-CA001-00000-D-IDR-0900. Per la verifica della rete di drenaggio del piazzale, data la coincidenza con una porzione di rete di drenaggio del piazzale, si può far riferimento ai calcoli riportati in Allegato 2.

ALLEGATO 1: VERIFICHE STATICHE DEI COLLETTORI IN PEAD

Di seguito sono riportate le tabelle di calcolo per la verifica alla deformabilità dei collettori in PEAD posti sotto la pavimentazione autostradale. Le verifiche si riferiscono ad un ricoprimento minimo pari a 60 cm (a fronte di un ricoprimento standard di 70 cm) e un ricoprimento massimo di 3 m.

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	$DN =$	400	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	$SN =$	8	kN/m^2
Modulo di elasticità	$E_m =$	150000	kN/m^2
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	$B =$	0.700	m
Altezza sull'estradosso	$H =$	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rifianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	$\gamma_t =$	20	kN/m^3
Angolo di attrito interno	$\varphi =$	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	$\mu =$	0.70	
Angolo di supporto	$2\alpha =$	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	$E_t =$	14000	kN/m^2
Altezza della falda sulla tubazione	$h =$	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	$\gamma' =$	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	$K_a =$	0.271	
Coeff. di carico statico	$\chi =$	0.732	
Carico idrostatico	$Q_{idr} =$	0.000	kN/m
Carico statico	$Q_{st} =$	4.800	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	$P =$	100	$kN/ruota$
Coeff. dinamico	$\omega =$	1.5	
Tensione dinamica	$\sigma_z =$	90.114	kN/m^2
Carico dinamico	$Q_d =$	54.068	kN/m
Carico totale	$Q =$	58.868	kN/m
Coeff. di sottofondo	$K =$	0.121	
Coeff. di deformazione differita	$F =$	1.5	
Deformazione assoluta	$\Delta d =$	11.64	mm
Deformazione relativa %	$\delta =$	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	400	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.700	m
Altezza sull'estradosso	H =	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ _v =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea stretta			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	2.117	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	11.855	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.1	
Tensione dinamica	σ _z =	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	7.363	kN/m
Carico totale	Q =	19.218	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	3.80	mm
Deformazione relativa %	δ =	0.950	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	500	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.800	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfiacco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ _v =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	0.653	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	6.000	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.5	
Tensione dinamica	σ _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	67.585	kN/m
Carico totale	Q =	73.585	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	14.55	mm
Deformazione relativa %	δ =	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	500	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0.800	m
Altezza sull'estradosso	H =	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ _v =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea stretta			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	2.000	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	16.001	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.1	
Tensione dinamica	σ _z =	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	9.204	kN/m
Carico totale	Q =	25.205	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	4.98	mm
Deformazione relativa %	δ =	0.997	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	630	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.000	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	0.537	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	7.560	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.5	
Tensione dinamica	σ _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	85.158	kN/m
Carico totale	Q =	92.718	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	18.33	mm
Deformazione relativa %	δ =	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	630	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.000	m
Altezza sull'estradosso	H =	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	1.791	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	22.567	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.1	
Tensione dinamica	σ _z =	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	11.597	kN/m
Carico totale	Q =	34.164	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	6.75	mm
Deformazione relativa %	δ =	1.072	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	800	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.100	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	0.493	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	9.600	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.5	
Tensione dinamica	σ _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	108.137	kN/m
Carico totale	Q =	117.737	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	23.28	mm
Deformazione relativa %	δ =	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	800	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.100	m
Altezza sull'estradosso	H =	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	1.699	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q_{st} =	29.903	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT60		
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.1	
Tensione dinamica	σ _z =	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	Q_d =	14.726	kN/m
Carico totale	Q =	44.629	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	8.82	mm
Deformazione relativa %	δ =	1.103	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	1000	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.300	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	0.423	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	12.000	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.5	
Tensione dinamica	σ _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	135.171	kN/m
Carico totale	Q =	147.171	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	29.10	mm
Deformazione relativa %	δ =	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	$DN =$	1000	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	$SN =$	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	$E_m =$	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	$B =$	1.300	m
Altezza sull'estradosso	$H =$	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	$\gamma_t =$	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	$\varphi =$	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	$\mu =$	0.70	
Angolo di supporto	$2\alpha =$	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	$E_t =$	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	$h =$	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	$\gamma' =$	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea stretta			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	$K_a =$	0.271	
Coeff. di carico statico	$\chi =$	1.537	
Carico idrostatico	$Q_{idr} =$	0.000	kN/m
Carico statico	$Q_{st} =$	39.973	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	$P =$	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	$\omega =$	1.1	
Tensione dinamica	$\sigma_z =$	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	$Q_d =$	18.407	kN/m
Carico totale	$Q =$	58.381	kN/m
Coeff. di sottofondo	$K =$	0.121	
Coeff. di deformazione differita	$F =$	1.5	
Deformazione assoluta	$\Delta d =$	11.54	mm
Deformazione relativa %	$\delta =$	1.154	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	1200	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.500	m
Altezza sull'estradosso	H =	0.60	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea larga			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	0.371	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	14.400	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.5	
Tensione dinamica	σ _z =	90.114	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	162.205	kN/m
Carico totale	Q =	176.605	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	34.92	mm
Deformazione relativa %	δ =	2.910	%
Tubazione verificata			

Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	1200	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	8	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Corrugato		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.500	m
Altezza sull'estradosso	H =	3.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Terreno misto compatto		
Peso specifico rinterro	γ _t =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	35	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.70	
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	14000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.4	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)			
Trincea stretta			
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.271	
Coeff. di carico statico	χ =	1.401	
Carico idrostatico	Q _{idr} =	0.000	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	50.454	kN/m
Determinazione carico dinamico			
HT60			
Tipologia di traffico (DIN 1072)			
Carico per ruota	P =	100	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.1	
Tensione dinamica	σ _z =	16.734	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	22.089	kN/m
Carico totale	Q =	72.543	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	14.34	mm
Deformazione relativa %	δ =	1.195	%
Tubazione verificata			

ALLEGATO 2: VERIFICHE IDRAULICHE DEI COLLETTORI

TRATTO	LUNGH. (m)	DN	AREA RID. (mq)	j_{long} (m/m)	t_c (min)	$i(t_c)$ (mm/h)	Q (l/s)	h (m)	RIEMPIMENTO (%)	V (m/s)
N1	35.00	400	2155	0.031	10.81	120.19	58.9	0.12	33%	2.14
N2	52.00	500	3475	0.004	11.60	115.86	90.4	0.24	55%	1.10
N3	9.00	500	0	0.006	11.72	115.25	90.0	0.21	49%	1.26
N4	52.00	400	0	0.018	7.02	150.47	36.1	0.10	30%	1.53
N7	8.00	400	1113	0.069	9.72	127.01	13.7	0.05	13%	1.84
N8	16.00	400	0	0.011	9.96	125.43	22.4	0.09	26%	1.13
N9	10.00	400	610	0.042	3.98	202.11	19.7	0.06	18%	1.73
N10	11.00	400	1020	0.028	4.10	198.95	19.4	0.07	19%	1.49
N11	15.00	500	2088	0.003	10.25	123.58	44.6	0.16	38%	0.87
N12	25.00	400	3345	0.001	3.98	202.08	37.3	0.23	66%	0.56
N13	59.00	400	6820	0.015	4.57	188.17	62.7	0.14	42%	1.68
N14	23.00	400	6820	0.005	4.91	181.17	60.4	0.19	56%	1.11
N15	12.00	500	6478	0.004	10.43	122.47	85.0	0.22	51%	1.11
N16	10.00	500	0	0.005	10.57	121.63	88.2	0.22	50%	1.20
N17	6.00	500	299	0.005	10.64	121.17	116.9	0.26	59%	1.29
N18	2.00	500	472	0.020	11.73	115.18	201.0	0.23	54%	2.48
by-pass	10.00	500	0	0.011	11.82	114.75	200.3	0.28	65%	1.97
N19	7.00	500	58	0.013	11.88	114.47	199.8	0.27	62%	2.09
S1	43.00	400	510	0.007	7.71	143.30	52.5	0.16	46%	1.23
S2	30.00	400	0	0.039	12.07	113.52	67.3	0.12	34%	2.39
S3	8.00	500	0	0.005	12.17	113.01	108.5	0.24	56%	1.26
S4	42.00	400	550	0.022	6.74	153.70	29.8	0.09	26%	1.56
S5	37.00	400	0	0.017	4.73	184.66	21.0	0.08	23%	1.29
S6	10.00	315	0	0.005	15.77	98.76	15.3	0.10	38%	0.77
S7	35.00	400	0	0.014	12.60	111.01	33.4	0.11	30%	1.37
S8	10.00	315	0	0.005	6.91	151.72	10.5	0.08	31%	0.70

TRATTO	LUNGH. (m)	DN	AREA RID. (mq)	j_{long} (m/m)	t_c (min)	$i(t_c)$ (mm/h)	Q (l/s)	h (m)	RIEMPIMENTO (%)	V (m/s)
S9	35.00	400	0	0.013	13.12	108.69	18.4	0.08	23%	1.12
S10	19.00	400	0	0.003	13.56	106.85	30.3	0.16	45%	0.72
S11	12.00	400	0	0.021	13.66	106.41	62.2	0.13	38%	1.87
S12	27.00	500	0	0.003	14.14	104.52	89.2	0.27	62%	0.94
S13	42.00	630	0	0.002	14.92	101.67	86.7	0.24	44%	0.91
S14	3.00	630	0	0.017	14.94	101.59	184.2	0.21	39%	2.26
BY-PASS	10.00	630	0	0.005	15.05	101.18	183.4	0.30	55%	1.44
S15	18.00	630	0	0.006	15.25	100.49	182.2	0.28	53%	1.50
N50	20.00	400	0	0.010	6.44	157.29	13.1	0.07	21%	0.92
N51	24.00	400	0	0.002	7.13	149.23	18.7	0.13	37%	0.58
N52	8.00	400	0	0.005	3.27	223.93	3.7	0.05	13%	0.50
N53	8.00	400	0	0.013	3.44	218.00	5.4	0.04	13%	0.77
N54	22.00	400	0	0.007	9.99	125.21	15.0	0.08	24%	0.84
N55	13.00	400	0	0.006	10.21	123.84	33.4	0.13	38%	1.01
R21	22.00	400	0	0.030	3.28	223.62	12.1	0.05	15%	1.33
R22	33.00	400	0	0.039	3.55	214.36	34.2	0.08	24%	1.98
R23	11.00	400	0	0.268	3.59	213.10	56.5	0.07	19%	4.53

ALLEGATO 3: VERIFICA INTERASSE EMBRICI E GRIGLIE

Tratto	larghezza	larghezza	i _l (%)	i _t (%)	L _{eff}	i _{TOT} (%)	T _a	i(T _a)	H _{cordolo}	q	h _{IDR}	Fascia allagata	Q _{cunetta}	Q _{embr./Q_{griglia}}	Q _{canal embr.}	Elemento	Interasse
	banchina	piattaforma															
	(m)	(m)	%	%	(m)	%	(minuti)	mm/h	(m)	(l/l*m)	(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	-	(m)
A14	2.50	20.00	0.15	2.00	20.06	2.01	5.37	172.92	0.05	0.96	0.03	1.66	4.80	12.39	12.09	Embrice	5
RS001 - km 0+000 - 0+060	1.50	12.00	4.30	2.50	23.87	4.97	4.33	193.43	0.05	0.64	0.02	0.86	6.45	6.46	6.13	Embrice	10
RS001 - km 0+060-0+180	1.50	8.00	2.00	7.00	8.32	7.28	3.00	234.14	0.05	0.52	0.04	0.63	10.41	19.04	18.75	Embrice	20
RS001 - km 0+180-0+225	1.50	6.50	0.50	5.00	6.53	5.02	3.00	234.14	0.05	0.42	0.05	0.93	8.46	20.55	20.24	Embrice	20
RS002 - km 0+585-FINE	1.50	7.00	3.40	2.50	11.82	4.22	3.22	225.72	0.05	0.44	0.02	0.78	4.39	5.56	5.23	Embrice	10
RS002 - km 0+555-0+585	1.50	8.50	3.40	3.00	12.85	4.53	3.28	223.63	0.05	0.53	0.02	0.75	5.28	5.48	-	CG PEAD	10
RS002 - km 0+525-0+555	1.50	6.50	4.00	3.74	9.52	5.48	3.00	234.14	0.05	0.42	0.02	0.58	4.23	5.24	-	CG PEAD	10
RS002 - km 0+450-0+525	1.50	6.50	1.00	3.74	6.73	3.87	3.00	234.14	0.05	0.42	0.04	1.06	10.57	16.21	15.92	Embrice	25
RS002 - km 0+375-0+450	1.50	6.50	4.50	3.74	10.17	5.85	3.00	234.14	0.05	0.42	0.03	0.80	10.57	10.62	10.31	Embrice	25
RS002 - km 0+325-0+375	1.50	6.50	0.50	3.74	6.56	3.77	3.00	234.14	0.05	0.42	0.05	1.21	10.57	19.69	19.40	Embrice	25
RS003 - km 0+635-0+720	1.50	10.50	3.60	3.85	14.38	5.27	3.30	222.94	0.05	0.65	0.04	0.32	6.50	18.20	17.91	Embrice	10
RS003 - km 0+830-0+920	1.50	11.00	4.10	7.00	12.75	8.11	3.00	234.14	0.05	0.72	0.04	0.33	7.15	18.51	18.22	Embrice	10
RS004 - 0+300-0+330	1.50	7.00	1.50	7.00	7.16	7.16	3.00	234.14	0.05	0.46	0.04	0.33	4.55	19.05	18.75	Embrice	10
RS004 - 0+330 - 0+415	1.50	7.00	0.50	7.00	7.02	7.02	3.00	234.14	0.05	0.46	0.04	0.32	2.28	17.56	17.28	Embrice	5
RS004 - 0+415 - 0+470	1.50	7.00	1.50	2.50	8.16	2.92	3.03	233.08	0.05	0.45	0.04	0.33	4.53	19.00	18.70	Embrice	10
RS005 - 0+000 - 0+060	1.50	15.00	3.00	7.00	16.32	7.62	3.11	229.91	0.05	0.96	0.04	0.30	4.79	16.13	15.84	Embrice	5
RS005 - 0+060-0+125	1.50	7.00	1.30	7.00	7.12	7.12	3.00	234.14	0.05	0.46	0.05	0.34	4.55	19.83	19.53	Embrice	10
RS005 - 0+125 - fine	1.50	7.00	0.50	6.00	7.02	6.02	3.00	234.14	0.05	0.46	0.04	0.32	2.28	17.56	17.28	Embrice	5
RS006 - km 0+000-0+075	1.50	5.25	0.50	2.50	5.35	2.55	3.00	234.14	0.05	0.34	0.05	0.37	3.41	22.07	21.75	Embrice	10
RS006 - km 0+075-0+280	1.50	10.50	0.60	4.40	10.60	4.44	3.00	234.14	0.05	0.68	0.05	0.35	3.41	20.97	20.66	Embrice	5
PK001 - 0+330-0+375 SX	1.50	6.00	0.50	2.50	6.12	2.55	3.00	234.14	0.05	0.39	0.04	0.30	1.95	16.11	15.82	Embrice	5
PK001 - 0+330-0+375 DX	0.50	5.50	1.00	2.50	5.92	2.69	3.00	234.14	0.05	0.36	0.04	0.33	3.58	18.64	18.35	Embrice	10
RO001	1.00	10.50	0.50	2.00	10.82	2.06	3.91	203.97	0.05	0.59	0.05	0.35	2.97	20.42	20.12	Embrice	5
VL001	0.50	3.50	0.50	2.50	3.57	2.55	3.00	234.14	0.05	0.23	0.05	0.37	3.41	22.07	21.75	Embrice	15
VL002	0.50	3.50	0.50	2.50	3.57	2.55	3.00	234.14	0.05	0.23	0.05	0.37	3.41	22.07	21.75	Embrice	15