



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021



Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

IDROLOGIA E IDRAULICA ELABORATI GENERALI Relazione Idrologica e Idraulica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00ID00IDRRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00ID00IDRRE01

B

-

D

C

B

A

REV.

REVISIONE

EMISSIONE

DESCRIZIONE

SETTEMBRE 2017

LUGLIO 2017

DATA

REDATTO

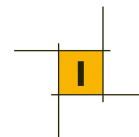
VERIFICATO

APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS 51 “di Alemagna”
Variante di San Vito di Cadore**

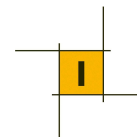
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Idrologica e Idraulica



INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	2
2.1.	Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato	2
2.2.	Pianificazione di Assetto Idrogeologico	3
2.3.	Il Piano di Assetto del Territorio P.A.T.	7
2.4.	Interferenze idrauliche	8
3.	IDROLOGIA	11
3.1.	Caratterizzazione climatica e regime pluviometrico	11
3.2.	Trasformazione afflussi-deflussi – Metodo del Curve Number	16
3.3.	Calcolo del tempo di corrivazione	20
3.4.	Calcolo delle portate di progetto	22
4.	INTERFERENZE IDROGRAFICHE MINORI	24
4.1.	Metodologia di verifica	24
4.2.	Verifiche idrauliche dei tombini	30
5.	IDRAULICA DI PIATTAFORMA	31
5.1.	Piano di Tutela delle Acque	31
5.2.	Dimensionamento del sistema di drenaggio	32
5.3.	Opere di drenaggio	34
6.	APPENDICE	41



1. PREMESSA

Nella presente Relazione vengono trattati gli aspetti idrologici e idraulici relativi al progetto definitivo della variante di San Vito di Cadore, compresa tra gli interventi per il Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021. In particolare viene fornita la caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e vengono individuate le principali problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali. Vengono determinati inoltre i valori di colmo delle massime portate di piena da porre a base dello studio idraulico necessario sia al corretto dimensionamento idraulico delle opere di attraversamento stradale dei corsi d'acqua, sia alla verifica della compatibilità idraulica delle opere proposte con l'assetto idrogeologico delle aste fluviali, così come definito nell'ambito delle vigenti norme, direttive e strumenti di pianificazione di bacino.

In particolare vengono affrontati i seguenti punti:

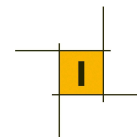
- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche idrologiche e idrauliche;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- delimitazione dello studio idrologico finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli attraversamenti principali;
- analisi dell'interferenza tra la viabilità di progetto e l'idrografia superficiale;
- studio e dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma stradale.

Nella sezione idrologica della presente relazione viene descritta l'attività di acquisizione ed elaborazione dei dati di pioggia esistenti. Lo studio e le elaborazioni dei dati raccolti consentiranno di associare, in funzione del tipo e dell'importanza dell'opera, una corretta valutazione dell'evento meteorico generatore della portata di dimensionamento.

Vengono determinate, quindi, le curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame, necessarie per la stima, note le caratteristiche dei bacini idrografici scolanti, delle portate massime da utilizzare nello studio idraulico.

Nella sezione idraulica viene delineato il procedimento di calcolo per la verifica idraulica degli attraversamenti dei corpi idrici principali e minori con i relativi risultati. Inoltre viene descritto il sistema di drenaggio della piattaforma autostradale, forniti i procedimenti di calcolo alla base del dimensionamento dei diversi elementi e i risultati della verifica.

Le modellazioni idrauliche del torrente Boite e gli aspetti relativi all'"invarianza idraulica" vengono trattati nello **Studio di Compatibilità Idraulica** allegata al progetto.



2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1. Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato

Il tracciato di progetto ha un percorso complessivo di circa 2.3 km e inizia con una rotonda leggermente disassata rispetto all'attuale sede della SS51, all'ingresso meridionale dell'abitato, in località La Scura. Da questa rotonda il tracciato segue il fianco sinistro della valle del Boite con un percorso in curva (prima in sinistra e poi in destra) e in discesa fino ad intersecare l'attuale Via Senes (che viene deviata). Il tracciato scavalca quindi, in viadotto, l'incrocio tra la Via Senes e la Via per Serdes (quest'ultima attraversa il torrente con un ponte). Quindi risale in quota con un percorso sub-parallelo a quello del Boite, attraversa con un ponte il Ru Sec (affluente di sinistra del Boite) e con un'ampia curva si reinnesta alla sede attuale in corrispondenza dell'incrocio per il Cimitero e la Via del Lago. Il reinnesto è previsto con una rotonda che consente tutte le manovre in entrata e in uscita alla nuova strada.

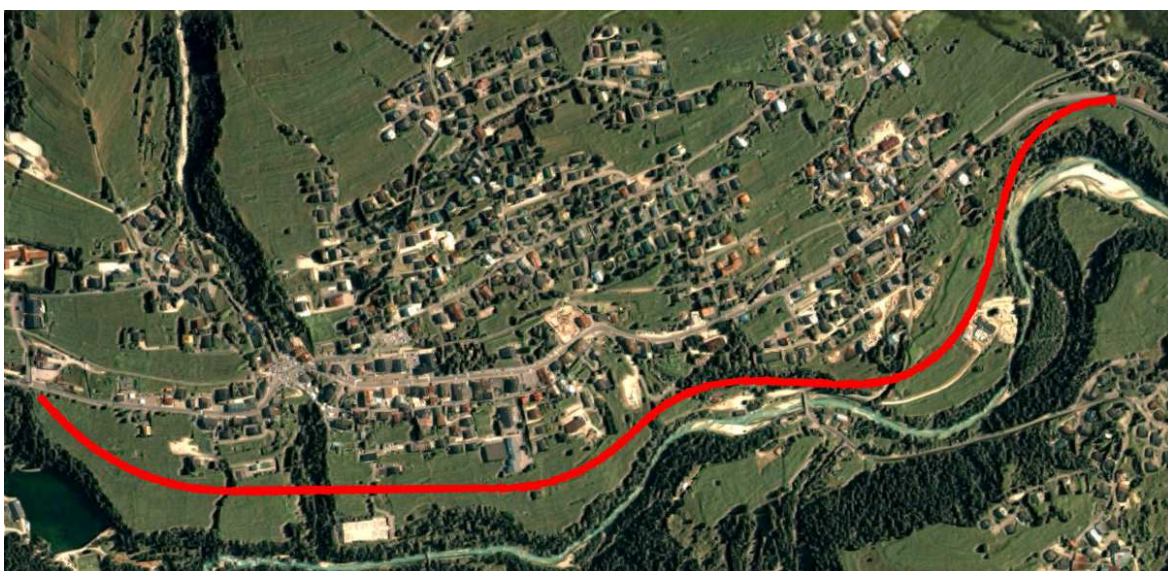


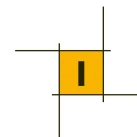
Figura 1: Tracciato di progetto della variante di San Vito di Cadore

Le opere d'arte principali presenti lungo il tracciato sono rappresentate dal viadotto di scavalco della Via Senes e dal Ponte di attraversamento del Ru Sec. Sono presenti anche gallerie artificiali di lunghezza massima 170 m.

La prima opera presenta una certa complessità di inserimento a causa dei vincoli della livelletta stradale (quella di progetto e quella della Via Senes vincolata dall'innesto al ponte sul Boite esistente) e inoltre dalla forte obliquità dei due tracciati. Non si prevedono però criticità idrauliche.

Per quanto riguarda lo scavalco del Ru Sec, si è ritenuto di studiare una soluzione che potesse consentire di limitare l'impatto paesaggistico introducendo al contempo una struttura di ampia luce, tale da scavalcare ampiamente il corso d'acqua, perimetrato dal PAI con una fascia fluviale.

La scelta è ricaduta su una struttura a travata unica in c.a.p. a cassone, che limita gli spessori strutturali dando ampia luce idraulica al di sotto della strada (70m).



2.2. Pianificazione di Assetto Idrogeologico

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

La normativa di riferimento in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni è la Direttiva europea 2007/60/CE conosciuta anche come "Direttiva Alluvioni".

La Direttiva, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, in analogia a quanto predispone la Direttiva 2000/60/CE in materia di qualità delle acque, vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone, pertanto, l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Il recepimento della normativa europea da parte della legislazione nazionale ha portato alla definizione dei Distretti idrografici, soggetti competenti per gli adempimenti previsti dalla Normativa, tra i quali fondamentale importanza ha la redazione delle mappe di pericolosità idraulica e rischio idraulico. In Italia, sono stati individuati 8 Distretti Idrografici. Il territorio dei Distretti è stato a sua volta suddiviso in Unit of Management (UoM) ovvero unità territoriali omogenee di riferimento per la gestione del rischio di alluvione corrispondenti ai principali bacini idrografici, ognuna delle quali fa riferimento alla relativa Autorità Competente o Competent Authority (CA).

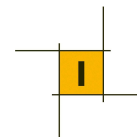
L'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali opera sui bacini idrografici nelle regioni Friuli Venezia Giulia e Veneto e marginalmente in Lombardia, nelle Province Autonome di Trento e di Bolzano, nonché su alcuni bacini transfrontalieri al confine con Svizzera, Austria e Slovenia.

L'ambito territoriale copre circa 40.000 km², in cui vivono circa 7,1 milioni di abitanti.

Al Distretto delle Alpi orientali appartengono 14 bacini idrografici:

- il bacino idrografico dell'Adige, già bacino nazionale
- i bacini idrografici dell'Isonzo, del Tagliamento, del Livenza, del Piave e del Brenta - Bacchiglione, già bacino nazionale;
- i bacini idrografici del Lemene e del Fissero – Tartaro - Canalbianco, già bacini interregionali
- il bacino dello Slizza (ricadente nel bacino del Danubio), del Levante, quello dei tributari della Laguna di Marano-Grado, quello della pianura tra Piave e Livenza, quello del Sile e quello scolante della Laguna di Venezia, già bacini regionali.

Strumento fondamentale dell'Autorità di Distretto è il Piano di Bacino idrografico, definito come "lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono individuate e programmate le azioni finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e la corretta utilizzazione delle acque".



L'attività di pianificazione in tema di difesa del suolo e gestione delle risorse idriche nel distretto idrografico si concretizza perciò nel Piano di Bacino, realizzato attraverso "piani stralcio", in particolare il Piano di Gestione delle Acque ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni PGRA.

Il Comitato istituzionale (con delibera n. 1 del 17.12.2015) ha stabilito che il PGRA non costituisce automatica variante dei PAI dei bacini componenti il distretto idrografico delle Alpi Orientali, che continuano a costituire riferimento per gli strumenti urbanistici di pianificazione e gestione del territorio, nonché per la pianificazione di settore che consideri l'assetto idrogeologico del territorio. Pertanto, ai fini della verifica della rispondenza del progetto agli strumenti di pianificazione territoriale, si fa riferimento al piano redatto dalla Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (Autorità di Bacino dei fiumi dell'Alto Adriatico), competente sull'area in esame precedentemente all'entrata in vigore della Direttiva Alluvioni.

Questa Autorità ha redatto ed adottato con delibera del Comitato istituzionale del 3/03/2004 un Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI), previsto dalle Leggi 267/'98 e 365/'00, configurato come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L. 183/'89.

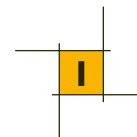
Tale Piano ha recepito quanto già prodotto dall'Autorità di Bacino riguardo ai bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione e Livenza.

Il Piano è costituito fondamentalmente dalle fasi conoscitiva, propositiva, programmatica, contenute in una relazione generale, e dalla cartografia con la perimetrazione delle aree pericolose ed a rischio.

Si ritiene opportuno sottolineare che nella prima redazione del piano non sono state perimetrate, in considerazione delle conoscenze disponibili, tutte le aree pericolose presenti sul territorio. Pertanto le cartografie allegate al Piano devono considerarsi un documento preliminare, e non esaustivo, delle reali e potenziali pericolosità idrauliche e geologiche presenti nei bacini idrografici. In particolare questa casistica si presenta per i territori sottesi dalla rete idrografica montana, che interessa il territorio in cui ricade il tracciato di progetto, dove gli studi di settore sono in corso di elaborazione. In attesa di tali approfondimenti il piano pertanto individua precisi criteri da utilizzare da parte del pianificatore in assenza di specifiche perimetrazioni.

Per le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (art. 3 della L. 183/89 e dall'art. 1, comma 1 della L. 267/98), il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo, tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate le azioni e le norme d'uso riguardanti l'assetto idraulico ed idrogeologico del bacino.

Il Progetto di Piano stralcio per la sicurezza idraulica del medio e basso corso, che è indubbiamente strettamente connesso con il Piano per l'assetto idrogeologico, ha come fine quello di assicurare al territorio afferente al bacino idrografico del fiume Piave, con particolare riferimento al medio e basso corso



dell'asta principale, un livello di sicurezza compatibile con l'utilizzo antropico del territorio e rispettoso del principio di precauzione.

Il progetto individua un sistema integrato di interventi strutturali e non strutturali da realizzare nel breve, medio e lungo periodo. Gli interventi proposti nel progetto di Piano rappresentano un sistema integrato ed organizzato di interventi che permette di verificare in progress gli effetti dei vari interventi sull'idrosistema garantendo comunque l'esecuzione di parti finite e funzionali di opere. La priorità degli interventi strutturali e non strutturali è finalizzata pertanto a massimizzare il rapporto efficacia-costi allo scopo di ottenere subito i maggiori risultati in termini di sicurezza acquisibile in un'ottica di conservazione del "territorio fluviale", mantenendo comunque la possibilità di limitare eventualmente le opere programmate nel medio e lungo periodo in relazione alle nuove ed ulteriori informazioni acquisite attraverso l'attuazione delle azioni programmate nel breve periodo.

Il Piano si prefigge l'obiettivo di garantire al territorio del bacino un livello di sicurezza adeguato rispetto ai fenomeni di dissesto idraulico e geologico, attraverso il ripristino degli equilibri idraulici, geologici ed ambientali, il recupero degli ambiti fluviali e del sistema delle acque, la programmazione degli usi del suolo ai fini della difesa, della stabilizzazione e del consolidamento dei terreni.

Il Piano persegue finalità prioritarie di protezione di abitati, infrastrutture, luoghi e ambienti di pregio paesaggistico e ambientale interessati da fenomeni di pericolosità, nonché di riqualificazione e tutela delle caratteristiche e delle risorse del territorio.

Dall'analisi delle planimetrie del rischio idraulico allegate al PGRA, nell'area di San Vito non sono segnalate aree aventi Rischio Idraulico, pertanto il progetto è pienamente compatibile con il PGRA. Analogamente, non si segnalano interferenze del tracciato con aree aventi pericolosità idraulica secondo le perimetrazioni del PAI dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione.

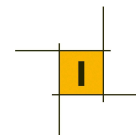


Figura 2: Planimetrie delle aree con Rischio Idraulico del PGRA

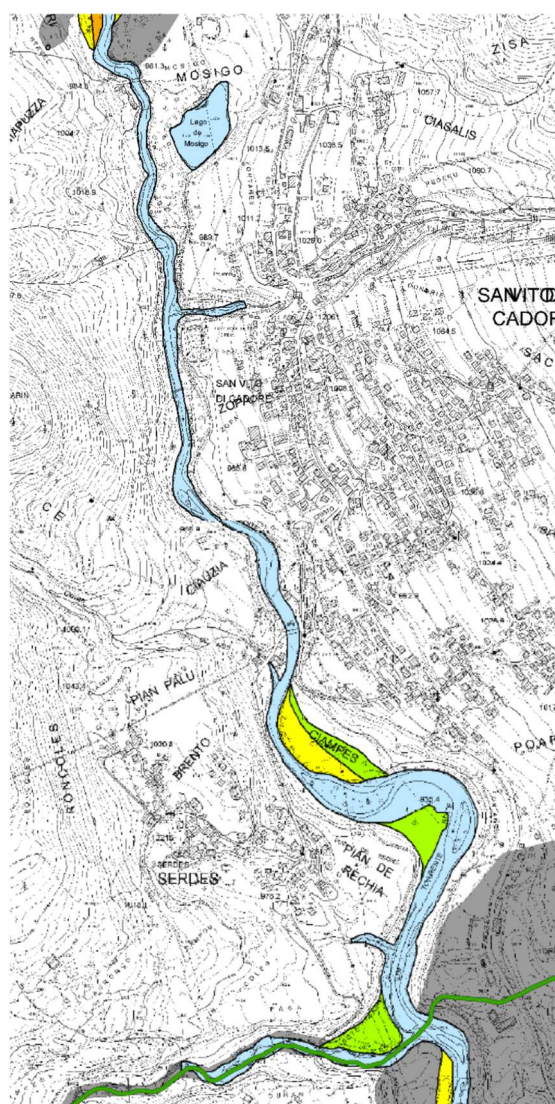


Figura 3: Aree con Pericolosità Idraulica secondo il PAI

2.3. Il Piano di Assetto del Territorio P.A.T.

Il Piano di Assetto del Territorio (PAT), come definito dall'articolo 13 della legge regionale 11 del 2004, fissa gli obiettivi e le condizioni di sostenibilità degli interventi e delle trasformazioni ammissibili ed è redatto, dai Comuni, sulla base di previsioni decennali. Il P.A.T. (che sostituisce il Piano Regolatore Generale) determina le scelte strategiche di assetto e di sviluppo del territorio comunale

All'interno del P.A.T. è contenuta la Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI), documento che contiene le valutazioni sulle situazioni di dissesto del territorio ed evidenzia la relativa compatibilità con le previsioni urbanistiche nelle "Zone di attenzione idraulica", definite nell'art. 5 NTA del PAI dei bacini idrografici dei fiumi dell'Alto Adriatico (adottato con delibera n.3 CI 09/11/2012).

Dalla sovrapposizione del tracciato con la "Carta di compatibilità idraulica" allegata alla VCI si evince come il tracciato non vada ad interferire con zone perimetrate come Aree con Pericolosità Idraulica a seguito delle modellazioni eseguite nell'ambito della VCI.

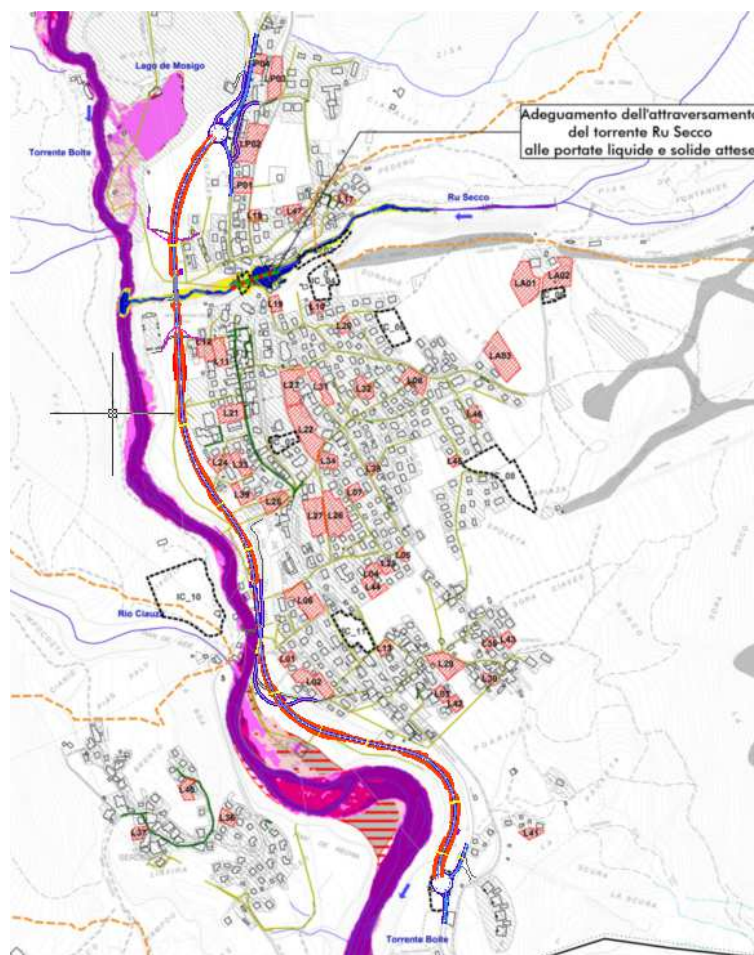
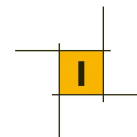


Figura 4: sovrapposizione del tracciato alla Carta di Compatibilità Idraulica del P.A.T. di San Vito di Cadore

La VCI presentata per il P.A.T. di San Vito di Cadore contiene analisi idrologiche di dettaglio, i cui risultati saranno assunti come riferimento nel prosieguo del presente studio.



2.4. Interferenze idrauliche

La principale e unica interferenza del tracciato in progetto con il reticolo idrografico principale è costituito dall'attraversamento del Torrente Ru Sec (affluente di sinistra del Boite) risolto con un ponte ad un'unica luce di 70m.

Per il resto del tracciato le interferenze sono relativi all'intercettazione di aree di compluvio e fossi minori il cui deflusso è verso il torrente Boite.

Nell'ambito del presente studio si è posta attenzione nel valutare gli effetti idraulici indotti dalla realizzazione delle opere proposte sia direttamente sul corso d'acqua, sia indirettamente sul territorio a questo limitrofo. In particolare è stata effettuata una analisi di compatibilità idraulica delle opere in linea con gli indirizzi formulati dal P.A.I. per le interferenze con i corsi d'acqua principali, valutando mediante un modello monodimensionale in condizioni di regime di moto permanente le variazioni dei caratteri idraulici del deflusso in alveo di un evento di piena con tempo di ritorno duecentennale.

Tutti gli altri manufatti idraulici minori sono stati verificati idraulicamente, seppur con un modello semplificato, rispetto ad eventi di piena con tempi di ritorno centennali.

2.4.1. Il bacino del Boite

Tra i maggiori affluenti del Piave, nel quale confluisce presso il paese di Perarolo di Cadore, il Torrente Boite nasce alle falde meridionali della Croda del Becco e, nel suo percorso di 45 km attraversa la Conca Ampezzana e la parte occidentale del Cadore.

Il bacino del torrente ha un'estensione di 395 km², quindi, un decimo dell'estensione dell'intero bacino montano del Piave. Il suo spartiacque unisce alcune delle più alte e note montagne quali le Tofane, il M. Cristallo e il M. Antelao che dall'alto dei suoi 3264 m domina le montagne circostanti.

Per estensione del bacino imbrifero il corso d'acqua è, tra gli affluenti del fiume Piave secondo solo al Torrente Cordevole, il cui corso caratterizza la parte sud-orientale della provincia di Belluno.

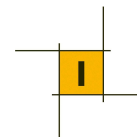
L'asta principale del torrente attraversa, con direzione da nord-ovest verso sud-est tutta la Conca Ampezzana e la parte iniziale della Valboite fino all'altezza di Borca di Cadore. Di qui il suo corso si porta in direzione da Ovest ad Est, mantenendo tale andamento fino alla confluenza.

I terreni solcati dal torrente sono in prevalenza dolomitici e calcareo-dolomitici, pur con la presenza di formazioni triassiche con facies arenacee e calcareo-marnose presso Cortina e nella parte finale del suo corso. L'alveo scorre su roccia a partire, all'incirca, dall'abitato di Borca.

La variazione nella natura dei terreni attraversati è rispecchiata dalla variazione nella morfologia della valle a cavallo di questo paese.

A monte si hanno pendii relativamente dolci di terreni con forte componente argillosa, una valle ampia con estesi terrazzamenti (si pensi all'ampiezza della valle presso S. Vito o alla "Dogana Vecia").

A valle di Borca, invece, il torrente scorre incassato tra sponde rocciose sub-orizzontali alte fino a parecchie decine di metri, presso Valle di Cadore la gola arriva ad essere profonda anche 150 m.



Il Boite non viene attraversato dal tracciato di progetto, ma corre parallelo ad esso per tutta la sua lunghezza. Come evidenziato in precedenza, l'alveo incassato e la notevole pendenza longitudinale nell'area di progetto fanno sì che non si determinino situazioni di interferenza fra i livelli di piena ed il tracciato di progetto.

Il P.A.T. di San Vito di Cadore fornisce i valori di portata per il Boite in corrispondenza delle frazioni di Chiapuzza e Villanova, rispettivamente a nord e sud di San Vito, che vengono riassunti nella seguente tabella:

Sezione	Superficie Bacino [km ²]	Q ₁₀₀ [m ³ /s]	u ₁₀₀ [m ³ /s/km ²]
Boite a Chiapuzza	244.24	360	1.47
Boite a Villanova	297.37	440	1.48

2.4.2. Il Bacino del Ru Sec

Il Ru Sec è un affluente in sponda sinistra del torrente Boite. Nasce dalle alture a tergo dell'abitato di San Vito di Cadore, il suo bacino è delimitato dal monte Antelao (3264 m di altezza), dalla Cima Bel Prà (2917) e dalla Cima Scoter (2674). La Forcella Piccola (2120) separa il bacino del Ru Sec da quello del torrente Otén.

Numerosi sono le incisioni che contribuiscono alla formazione del Ru Sec, la principale è costituita dal Ru de Salvella che nasce alle pendici dell'Antelao e lungo il suo corso riceve i contributi provenienti dalla Valle della Forcella Piccola, dal Ru da Sacco e dal Ru de Rociai.

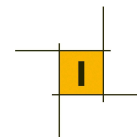
Dal punto di vista geomorfologico, il Ru Sec presenta, come molti tributari del Boite, un alveo modellato prevalentemente in terreni sciolti, alluvionali o morenici, talora detritici e di frana, in cui è evidente un'intensa attività di erosione e trasporto solido. Nel corso di intensi e prolungati eventi piovosi si possono ivi verificare fenomeni di erosione di sponda, esondazione e deposito alluvionale. Solo brevi tratti degli alvei sono modellati in rocce lapidee tenaci, poco suscettibili all'erosione.

2.4.3. Bacini minori

Il tracciato di progetto non interferisce con corpi idrici minori (fossi, canalizzazioni, etc.) ma, correndo a mezza costa lungo il versante della valle del Boite, determina la formazione di bacini delimitati dalla morfologia del terreno e dal tracciato stesso.

I bacini in esame presentano estensioni generalmente inferiori a 0.1 km², privi di aste torrentizie definite, delimitati a monte dall'abitato di San Vito. A monte del centro abitato sono presenti incisioni molto marcate e incise nei tratti montani più acclivi che poi spariscono una volta arrivate nel tratto di valle, a causa della elevata permeabilità del terreno che ne determina l'infiltrazione delle portate nel sottosuolo e della presenza di aree urbanizzate in cui le viabilità diventano superfici preferenziali di scorrimento.

I bacini interferiti dal tracciato e le relative caratteristiche morfologiche sono elencati nella tabella seguente, in cui



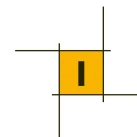
<i>A</i>	l'area del bacino idrografico;
<i>Hmax</i>	la quota massima del bacino dell'asta fluviale principale;
<i>Hmin</i>	la quota minima del bacino, coincidente con la quota minima dell'asta fluviale principale alla sezione di chiusura;
<i>Hmed</i>	la quota media del bacino idrografico rispetto alla sezione di chiusura;
<i>L</i>	la lunghezza dell' asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico del reticolo idrografico sotteso alla sezione di chiusura;
<i>i</i>	pendenza media dell'asta principale

I dati relativi al Ru Sec sono riferiti alla sezione di immissione del Ru Sec nel T. Boite, approssimazione accettabile e in favore di sicurezza data la prossimità della sezione di immissione nel Boite alla sezione di attraversamento del Ru Sec da parte della viabilità di progetto.

Tabella 1: caratteristiche morfologiche dei bacini interferiti

Corso d'acqua		Bacino						
Codice	denominazione	km	A	Hmax	Hmed	Hmin	L	i
			<i>Kmq</i>	<i>m s.m.</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>km</i>	<i>m/m</i>
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.52	1250	1200	1014	1.00	2.36
2	-	R1 - 0+240	0.034	1030	1025	1009	0.09	2.41
3	-	0+280	0.063	1011	1015	991	0.33	0.61
4	Ru Sec	0+450	8.876	2550	1900	958	4.84	3.29
5	-	0+780	0.072	987	1000	979	0.22	0.36
6	-	1+008	0.049	1005	995	967	0.41	0.93
7	-	0+340 via Senes	0.124	1000	985	948	0.48	1.08
8	-	1+690	0.036	990	975	945	0.38	1.18
9	-	2+255	0.117	1090	980	960	0.51	2.57

Negli elaborati P00ID00IDRCO01A e P00ID00IDRCO02A è riportata la perimetrazione dei bacini maggiori e di quelli minori.



3. IDROLOGIA

Lo studio idrologico è volto alla determinazione delle portate di progetto da considerare per il corretto dimensionamento delle opere di attraversamento dei corpi idrici esistenti e del sistema di drenaggio di piattaforma.

La valutazione delle portate di progetto deriva da una analisi statistica dei dati disponibili, in modo da stabilire una relazione fra le portate ed il corrispondente tempo di ritorno T_r . Esistono diversi metodi per la valutazione delle portate di progetto, a seconda dei dati di partenza:

- analisi statistica delle misure idrometriche, per i corpi idrici dotati di stazioni di misura. Questo metodo è applicabile laddove le stazioni di misura esistano e siano sufficientemente prossime alla sezione di chiusura del bacino considerata
- metodi di regionalizzazione delle portate: possono essere utilizzati su vasti bacini strumentati, laddove, con tecniche di regressione statistica, l'intera informazione idrometrica può essere utilizzata per correlare la portata nella sezione fluviale considerata con le caratteristiche morfologiche ed idrologiche del bacino
- metodi di trasformazione afflussi/deflussi: in caso di bacini non strumentati, le portate di progetto possono essere valutate a partire da una analisi statistica dei dati di precipitazione atmosferica, da trasformarsi in portate per mezzo di modelli di trasformazione afflussi/deflussi.

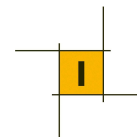
Il Ru Sec e le altre incisioni minori attraversate dal tracciato di progetto non sono dotate di stazioni di misura dei livelli/portate e pertanto per la valutazione delle portate di progetto si farà ricorso ai metodi di trasformazione afflussi/deflussi.

3.1. Caratterizzazione climatica e regime pluviometrico

L'area oggetto del presente studio ricade all'interno del bacino del Piave.

Tutto il bacino del Piave appartiene alla zona di clima temperato-continentale ed umido che è comune anche a molte altre aree del versante meridionale delle Alpi. La zona presenta una definizione delle stagioni abbastanza marcata, con inverni freddi e asciutti ed estati calde e spesso umide (specialmente in pianura).

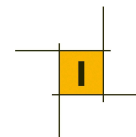
Con riferimento al regime pluviometrico (Figura 5), il bacino del Piave può essere suddiviso in quattro zone climatiche: la fascia costiera e di bassa pianura, la fascia dell'alta pianura e collinare, la fascia prealpina e quella alpina. L'area oggetto dello studio ricade all'interno della fascia alpina. Questa zona coincide di fatto con la parte settentrionale della provincia di Belluno. La precipitazione media annua diminuisce gradualmente spostandosi verso nord-ovest, e si mantiene relativamente elevata solo verso il confine con il Friuli.



I valori medi annui di precipitazione vanno dai 1500 mm, delle zone meridionali, ai 1100 mm delle dolomiti attorno a Cortina. Gli anni meno piovosi portano 800-1100 mm, quelli più piovosi 1400-2000 mm. Il mese mediamente meno piovoso è febbraio, con 50-80 mm, mentre quelli più piovosi sono anche qui giugno e novembre, con 100-160 mm. I mesi estivi meno piovosi del trentennio hanno portato circa 40-50 mm.



Figura 5: Carta delle precipitazioni medie annue



3.1.1. *Analisi statistico-probabilistica regionalizzata delle precipitazioni intense*

Per il calcolo delle precipitazioni di assegnato tempo di ritorno nel territorio oggetto dello studio si è fatto riferimento allo studio di regionalizzazione delle precipitazioni estreme condotto nell'ambito dello studio riguardante il dimensionamento delle opere idrauliche, condotto nel 1996 dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione ("Legge 193 del 18/05/1989, Art. 23: Studi finalizzati alla redazione dei Piani di Bacino – Dimensionamento delle opere idrauliche").

Lo scopo principale della regionalizzazione delle precipitazioni estreme è quello di consentire la valutazione, attraverso semplici relazioni matematiche, dell'altezza dell'afflusso meteorico h in una qualsiasi località ricadente all'interno della regione esaminata, una volta fissati il tempo di ritorno T_r e la durata t della precipitazione stessa. Il procedimento che consente di raggiungere questo obiettivo non è una semplice estrapolazione dei risultati delle analisi statistiche usuali, applicate alle singole stazioni pluviometriche, ma si basa su procedimenti che tengono conto dell'andamento generale dei parametri che caratterizzano il legame tra le grandezze h , T_r e t sull'intera superficie della regione esaminata. Le relazioni utilizzate per l'analisi regionale delle precipitazioni sono quindi espresse da una equazione del tipo:

$$h = f(x, y, t, T_r)$$

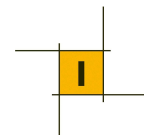
che fa dipendere esplicitamente l'altezza dell'afflusso meteorico h dalla posizione geografica del luogo (x , y), dalla durata della pioggia (t) e dal tempo di ritorno (T_r) ad essa associato.

Nel caso specifico del bacino del Piave, le attività di studio propedeutiche alla redazione del piano di bacino hanno evidenziato che la predetta relazione assume la seguente forma:

$$h(x, y, t, T_r) = H(x, y) * (1 - 0,3 * \ln \ln (1 - 1/T)) * d^{n(x, y)}$$

dove x e y indicano le coordinate del generico punto del bacino, mentre T (anni), d (ore) e h (mm) indicano rispettivamente il tempo di ritorno, la durata e l'altezza totale di precipitazione ed i coefficienti $H(x)$ e $n(x)$, o funzione della posizione, sono stati valutati nell'ambito dello studio dell'Autorità di bacino, complessivamente per 584 stazioni pluviometriche e successivamente omogeneizzati prevenendo alla redazione di carte delle isolinee dei due parametri che permettono di determinare i valori dei parametri per qualsiasi punto del territorio dell'Autorità.

La distribuzione spaziale dei predetti parametri è indicata in Figura 6 e Figura 7.



Distribuzione Spaziale delle precipitazioni intense. Andamento spaziale del parametro n della relazione $h = H (1 + BY)t^n$

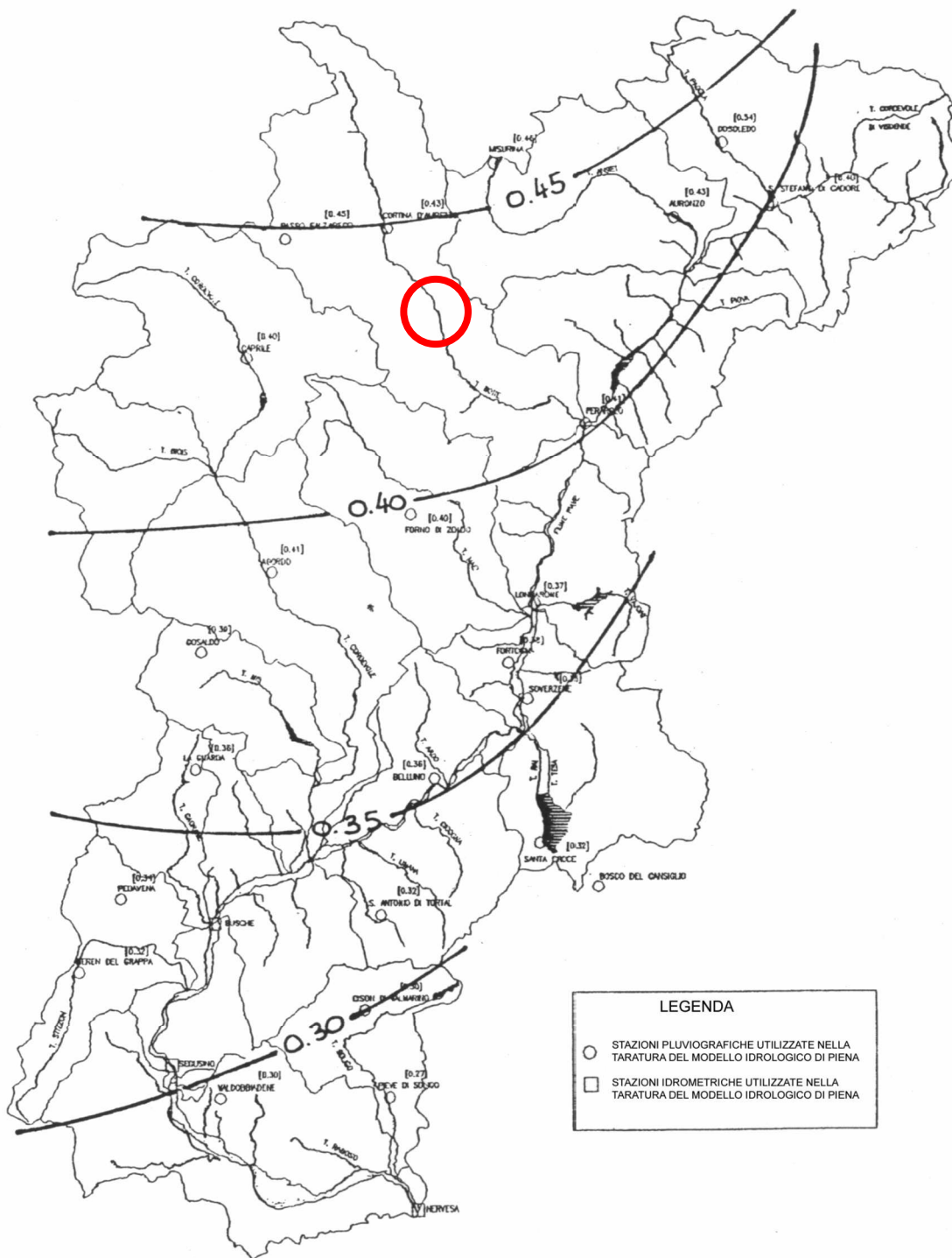
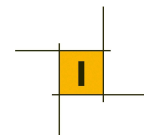


Figura 6: isolinee parametro $n(x)$



Distribuzione Spaziale delle precipitazioni intense. Andamento spaziale del parametro H della relazione $h = H (1+BY)t^n$

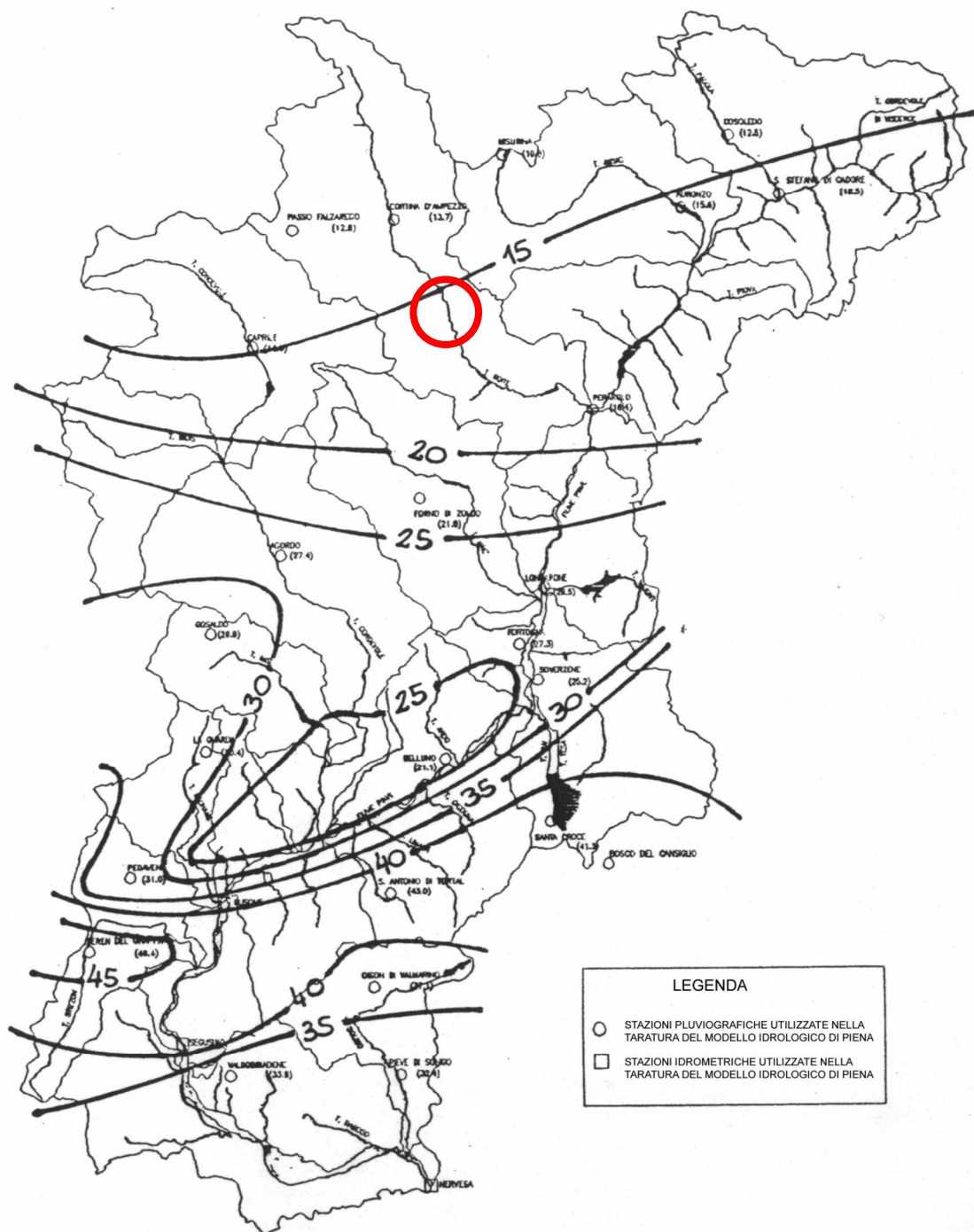
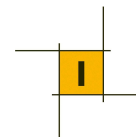


Figura 7: isolinee parametro H(x)



Assumendo, come riportato nella VCI allegata al vigente P.A.T., per i parametri $H(x)$ e $n(x)$ i valori:

- $H(x) = 16$
- $n(x) = 0.44$

si possono calcolare le curve di possibilità climatica per diversi tempi di ritorno, scritte nella classica forma

$$h(t) = a t^n$$

Tabella 2: altezze di pioggia per diverse durate t e diversi tempi di ritorno Tr

t [minuti]	Tr							
	5	10	20	25	50	100	200	300
	Y(Tr)							
	1.500	2.250	2.970	3.199	3.902	4.600	5.296	5.702
	h(t;Tr) [mm]							
5	8.18	9.58	10.93	11.36	12.68	13.99	15.30	16.06
10	11.09	13.00	14.83	15.42	17.21	18.98	20.75	21.79
15	13.26	15.54	17.73	18.43	20.57	22.69	24.81	26.04
30	17.99	21.08	24.05	25.00	27.90	30.78	33.66	35.33
60	24.40	28.60	32.63	33.91	37.85	41.76	45.66	47.93

Tabella 3: parametri a , n delle curve di probabilità pluviometrica

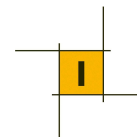
Tr	a	n
5	24.400	0.44
10	28.602	0.44
20	32.633	0.44
25	33.912	0.44
50	37.851	0.44
100	41.761	0.44
200	45.657	0.44
300	47.932	0.44

3.2. Trasformazione afflussi-deflussi – Metodo del Curve Number

La trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi di piena deve tener conto delle perdite idrologiche, ovvero della frazione dell'altezza di pioggia che contribuisce al deflusso superficiale.

Allo scopo, si è adottata la metodologia del Numero di Curva CN, sviluppata dal Soil Conservation Service del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti.

La metodologia parte dall'assunto che la precipitazione non contribuisce per intero alla formazione della portata/volume di piena, una parte di essa non raggiunge il reticolo idrografico superficiale: ciò è principalmente dovuto all'infiltrazione nel sottosuolo, all'immagazzinamento in porzioni depresse del terreno e alla ritenzione da parte della vegetazione, tutti fattori che riducono il quantitativo di acqua che raggiunge il reticolo superficiale. La riduzione dipende da diversi fattori, quali il tipo di suolo, l'uso del suolo,



la percentuale di saturazione del terreno. La pioggia netta h_e è la parte della pioggia ricavata con le curve di probabilità pluviometrica che raggiunge il reticolo idrografico superficiale e contribuisce alle portate di progetto.

Per valutare la pioggia netta, si adotta il metodo del Curve Number, messo a punto dallo U.S. Soil Conservation Service (SCS) (SOIL CONSERVATION SERVICE, (1972) National Engineering Handbook, section 4, Hydrology, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., U.S.A.). Il metodo si basa sulla definizione del numero di curva o Curve Number CN, un parametro che descrive le condizioni del suolo (tipo, uso, saturazione).

La pioggia netta può essere determinate mediante la seguente espressione

$$h_e = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia) + S}$$

dove:

- h_e (mm) è l'altezza di pioggia netta corrispondente alla durata t considerata;
- P (mm) è la pioggia complessiva caduta nel medesimo intervallo di tempo;
- Ia (mm) rappresenta le perdite iniziali;
- S (mm) è la capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm), descrive il volume di pioggia potenzialmente trattenuto date le condizioni del suolo (tipologia, uso, copertura vegetale, saturazione)

Il parametro S è determinato mediante la seguente relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

in cui CN è il cosiddetto Numero di Curva (Curve Number), un indice che considera le condizioni e l'uso del suolo. Il Soil Conservation Service degli Stati Uniti ha predisposto tabelle con i valori di CN per differenti tipologie e usi del suolo.

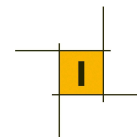
Le perdite iniziali (Ia) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Il parametro Ia dipende da S tramite la seguente relazione (raccomandata dal SCS per l'ambiente agrario statunitense):

$$Ia = 0.2 \times S$$

Per la realtà italiana, si adotta un valore delle perdite iniziali pari alla decima parte della capacità idrica massima del suolo (S), pertanto:

$$Ia = 0.1 \times S$$

I parametri CN e S sono inversamente correlati in modo non lineare: la capacità idrica massima del suolo (S) varia teoricamente da 0 a infinito e con tale equazione si ottiene un campo di variazione del parametro CN,



compreso tra 0 e 100. Il parametro CN esprime le condizioni, dal punto di vista della formazione del deflusso, del complesso suolo-soprassuolo considerate le condizioni di umidità nei cinque giorni antecedenti l'evento di piena. In altri termini riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso.

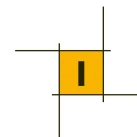
Con valori di CN uguali o prossimi allo 0, si è in presenza di una superficie assimilabile alla perfetta "spugna" cioè viene assorbita e trattenuta la totalità o quasi della precipitazione. Con valori di CN uguali o prossimi a 100, siamo in presenza di terreni o superfici impermeabili dove la precipitazione si trasforma interamente o quasi in deflusso creando l'evento di piena.

Tale situazione si verifica per la precipitazione che direttamente cade nella rete idrografica o nei pressi della stessa. L'acqua è infatti assimilabile ad una superficie impermeabile dove l'afflusso si trasforma istantaneamente in deflusso.

La seguente tabella riporta i valori di CN per diverse tipologie di suolo e di uso del medesimo:

Tipo di copertura (uso del suolo):	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Terreno coltivato:				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo:				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie:				
buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati:				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi:				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali (impermeabilità media %):				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	75	83	87
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabili, tetti	98	98	98	98
Strade:				
Pavimentate con cordoli - fognature	98	98	98	98
inghiaiate o selciate e con buche	76	85	89	91
in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 4: valori di CN per diverse tipologie di uso del suolo



I valori di CN mostrati in tabella fanno riferimento a differenti tipologie idrologiche di suolo, dipendenti dalla permeabilità del terreno. La classificazione proposta dal SCS è la seguente:

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Comprende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloid, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 5: tipologie idrologiche di suolo (classificazione SCS)

Le condizioni di umidità del suolo nel bacino prima che inizi il ruscellamento costituiscono un ulteriore importante fattore che può condizionare il valore finale del CN. Nel metodo del CN, la condizione iniziale di umidità è classificata in 3 classi di AMC - Antecedent Moisture Condition:

1. **AMC I:** i suoli costituenti il bacino sono pressoché asciutti
2. **AMC II:** condizioni di umidità media
3. **AMC III:** I suoli costituenti il bacino sono pressoché saturi in conseguenza di precedent eventi meteorici

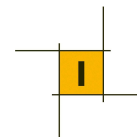
Per tenere in considerazione anche le condizioni di umidità iniziale del terreno (i valori di CN della precedente tabella si riferiscono alla classe AMC II), il SCS suggerisce la seguente tabella di conversione:

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

Tabella 6: tabella di conversione dei valori di CN in differenti classi AMC

Il calcolo della portata di progetto deve essere eseguito nelle condizioni più gravose di saturazione del terreno, vale a dire nella condizione AMCIII. La conversione fra CN(II) e CN(III) si può ottenere analiticamente per mezzo della seguente relazione che ben riproduce i valori della Tabella 6:

$$CN(III) = \frac{23 \times CN(II)}{10 + 0,13 \times CN(II)}$$



Nel caso di terreni variegati possono essere identificate le categorie fondamentali per definire un cosiddetto coefficiente *CN* pesato. Se, in particolare, si chiamano $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ le percentuali della superficie totale *A*, aventi rispettivamente valori del coefficiente *CN1, CN2, CN3, ..., CNn*. Il valore del *CN* da assumere per il bacino è ricavabile col criterio “pesato” attraverso la relazione:

$$CN = p_1 CN_1 + p_2 CN_2 + p_3 CN_3 + \dots + p_n CN_n$$

La classe di suolo individuata per l’area in esame è la tipo B. Le tipologie di uso del suolo caratterizzanti i bacini di interesse sono riportati nella seguente tabella, assieme al relativo valore del *CN(II)*:

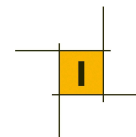
Uso del Suolo		Tipo di Suolo SCS
Codice	Descrizione	B
1	Urbanizzato	85
2	Seminativo	71
3	Pascolo	61
4	Bosco	66

I valori di *CN(II)* e *CN(III)* dei bacini considerati sono riportati nella seguente tabella:

Corso d'acqua		km	Bacino A	% copertura suolo				<i>CN(II)</i>	<i>CN(III)</i>
Codice	denominazione			Urb.	coltivato	spazi aperti	boscoso		
			<i>Kmq</i>					(-)	(-)
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.52	20%	0%	30%	50%	68.3	83.2
2	-	R1 - 0+240	0.034	40%	0%	60%	0%	70.6	84.7
3	-	0+280	0.063	50%	0%	50%	0%	73.0	86.1
4	Ru Sec	0+450	8.876	1%	7%	0%	92%	66.5	82.1
5	-	0+780	0.072	80%	0%	20%	0%	80.2	90.3
6	-	1+008	0.049	80%	0%	20%	0%	80.2	90.3
7	-	0+340 via Senes	0.124	70%	0%	30%	0%	77.8	89.0
8	-	1+690	0.036	50%	0%	50%	0%	73.0	86.1
9	-	2+255	0.117	70%	0%	30%	0%	77.8	89.0

3.3. Calcolo del tempo di corrivazione

Il calcolo del tempo di corrivazione, t_c , dei bacini può essere effettuato tramite diverse formulazioni empiriche in funzione dei caratteri morfologici del bacino idrografico o dell’asta fluviale.



A seconda dell'estensione del bacino possono essere usate le seguenti formule:

- Per bacini di superficie compresa tra 0.1 e 1 km² si adotta la formula di Kirpich:

$$t_c = 0.945 (L^3 / DH)^{0.385}$$

dove:

t_c è il tempo di corrivazione in ore;

L , è la lunghezza dell'asta fluviale in km;

DH , è il dislivello altimetrico tra gli estremi dell'asta, in metri.

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}}$$

- Per bacini con superfici superiori alla decina di km² si adotta la formula di Giandotti:

dove:

t_c è il tempo di corrivazione in ore;

A , l'area del bacino in km²;

L , la lunghezza dell'asta fluviale in km;

H_m l'altezza media del bacino in metri.

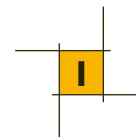
H_0 l'altezza del bacino alla sezione di chiusura in metri

Per il bacino del Ru Sec, di estensione di poco inferiore ai 10 kmq, si è utilizzata la formula di Giandotti, per i bacini minori le formula di Kirpich.

Sulla base dei caratteri morfologici di seguito sintetizzati, si ottiene:

Tabella 7: tempi di corrivazione calcolati

Corso d'acqua		Bacino							GIANDOTTI	KIRPICH
Codice	denominazione	km	A	Hmax	H _{med}	H _{min}	L	i	t	t
			Kmq	m s.m.	m	m	km	m/m	ore	ore
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.52	1250	1200	1014	1.00	2.36	0.40	0.12
2	-	R1 - 0+240	0.034	1030	1025	1009	0.09	2.41	0.27	0.02
3	-	0+280	0.063	1011	1015	991	0.33	0.61	0.38	0.08
4	Ru Sec	0+450	8.876	2550	1900	958	4.84	3.29	0.78	0.34
5	-	0+780	0.072	987	1000	979	0.22	0.36	0.38	0.08
6	-	1+008	0.049	1005	995	967	0.41	0.93	0.35	0.08
7	-	0+340 via Senes	0.124	1000	985	948	0.48	1.08	0.44	0.09
8	-	1+690	0.036	990	975	945	0.38	1.18	0.30	0.07
9	-	2+255	0.117	1090	980	960	0.51	2.57	0.59	0.07



Per i bacini minori si ottengono dei valori di t_c molto bassi, privi di significato fisico. Per essi si impone un valore minimo del tempo di corrivazione pari a 0.25 ore (15'). Pertanto, i tempi di corrivazione considerati per il calcolo delle portate di progetto sono i seguenti:

Tabella 8: tempi di corrivazione di progetto

Corso d'acqua			Tempo di Corrivazione
Codice	denominazione	km	t_c
			ore
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.25
2	-	R1 - 0+240	0.25
3	-	0+280	0.25
4	Ru Sec	0+450	0.78
5	-	0+780	0.25
6	-	1+008	0.25
7	-	0+340 via Senes	0.25
8	-	1+690	0.25
9	-	2+255	0.25

3.4. Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata al colmo viene eseguito ipotizzando un idrogramma di forma triangolare, avente tempo di risalita e tempo di discesa pari al tempo di corrivazione.

Pertanto il valore della portata al colmo risulta:

$$Q_c = \frac{h_n A}{3,6T_c}$$

dove: Q_c è la portata al colmo; h_n è la pioggia netta; A è la superficie del bacino.

Sulla base delle curve di probabilità pluviometrica ricavate nel paragrafo 3.1.1 e del valore del CN(II) attribuito ai singoli bacini è stato possibile ricavare i valori dell'altezza di pioggia puntuale di assegnato tempo di ritorno, la corrispondente pioggia netta h_n ed infine il relativo valore della portata di progetto. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

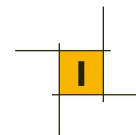


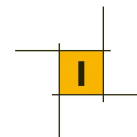
Tabella 9: altezze di pioggia netta h_{ni}

Corso d'acqua			tc	pioggia lorda				CN(II)	CN(III)	S	Ia	pioggia netta			
Codice	Denom.	km		h_{50}	h_{100}	h_{200}	h_{300}					h_{n50}	h_{n100}	h_{n200}	h_{n300}
			ore	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	68.3	83.2	51.26	5.13	3.87	4.84	5.89	6.53
2	-	R1 - 0+240	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	70.6	84.7	45.99	4.60	4.45	5.50	6.63	7.32
3	-	0+280	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	73.0	86.1	40.85	4.08	5.10	6.25	7.47	8.21
4	Ru Sec	0+450	0.78	33.95	37.46	40.95	42.99	66.5	82.1	55.53	5.55	10.29	12.43	14.68	16.03
5	-	0+780	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	80.2	90.3	27.26	2.73	7.51	8.96	10.46	11.36
6	-	1+008	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	80.2	90.3	27.26	2.73	7.51	8.96	10.46	11.36
7	-	0+340 via Senes	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	77.8	89.0	31.51	3.15	6.63	7.97	9.38	10.23
8	-	1+690	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	73.0	86.1	40.85	4.08	5.10	6.25	7.47	8.21
9	-	2+255	0.25	20.57	22.69	24.81	26.04	77.8	89.0	31.51	3.15	6.63	7.97	9.38	10.23

Tabella 10: portate di progetto

Corso d'acqua			tc	pioggia netta				Portate di progetto				cx udometrico			
Codice	Denom.	km		h_{n50}	h_{n100}	h_{n200}	h_{n300}	Q50	Q100	Q200	Q300	u50	u100	u200	u300
			ore	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.25	3.87	4.84	5.89	6.53	2.24	2.80	3.41	3.78	4.30	5.38	6.54	7.25
2	-	R1 - 0+240	0.25	4.45	5.50	6.63	7.32	0.17	0.21	0.25	0.28	4.94	6.11	7.37	8.13
3	-	0+280	0.25	5.10	6.25	7.47	8.21	0.36	0.44	0.52	0.57	5.67	6.95	8.30	9.12
4	Ru Sec	0+450	0.78	10.29	12.43	14.68	16.03	32.48	39.24	46.33	50.62	3.66	4.42	5.22	5.70
5	-	0+780	0.25	7.51	8.96	10.46	11.36	0.60	0.72	0.84	0.91	8.35	9.95	11.62	12.62
6	-	1+008	0.25	7.51	8.96	10.46	11.36	0.41	0.49	0.57	0.62	8.35	9.95	11.62	12.62
7	-	0+340 via Senes	0.25	6.63	7.97	9.38	10.23	0.91	1.10	1.29	1.41	7.36	8.86	10.42	11.36
8	-	1+690	0.25	5.10	6.25	7.47	8.21	0.20	0.25	0.30	0.33	5.67	6.95	8.30	9.12
9	-	2+255	0.25	6.63	7.97	9.38	10.23	0.86	1.04	1.22	1.33	7.36	8.86	10.42	11.36

Si noti come il valore di portata del Ru Sec con tempo di ritorno 100 anni, valutato pari a 39.42 m³/s, sia sostanzialmente in accordo con l'analogo valore ricavato nella Valutazione di Compatibilità Idraulica allegata al P.A.T. di San Vito di Cadore (pari a 38 m³/s)



4. INTERFERENZE IDROGRAFICHE MINORI

4.1. Metodologia di verifica

Oltre all'attraversamento del Ru Sec (la cui trattazione è riportata nello Studio di Compatibilità Idraulica), il progetto prevede la realizzazione di tombini per ripristinare la circolazione idrica superficiale di versante interrotta dal tracciato stradale

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;
- la forma;
- la scabrezza;
- i livelli liquidi a monte e a valle del collettore.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che l'altezza d'acqua agli imbocchi siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento (inferiori al 70% dell'altezza della canna) senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica dei tombini è stata condotta mediante il software HY-8 sviluppato dalla Federal Highway Administration. Il software consente di automatizzare la verifica di attraversamenti stradali definita nella pubblicazione FHWA-NHI-01-020 "Hydraulic design of Highway Culverts" (settembre 2001, aggiornata a maggio 2005) della medesima FHWA.

La verifica proposta dalla FHWA intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

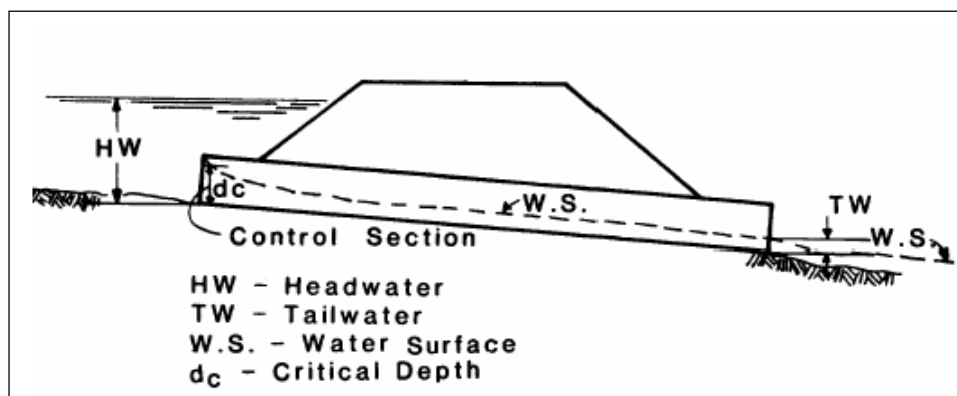


Figura 8: Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali delle figure di seguito riportate (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

I diagrammi di Figura 10 e 11 forniscono tale livello in condizioni di “controllo da monte” rispettivamente per tombini scatolari e circolari, prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell’ingresso (forma e area della sezione);

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l’ingresso. La sezione di controllo si localizza all’uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

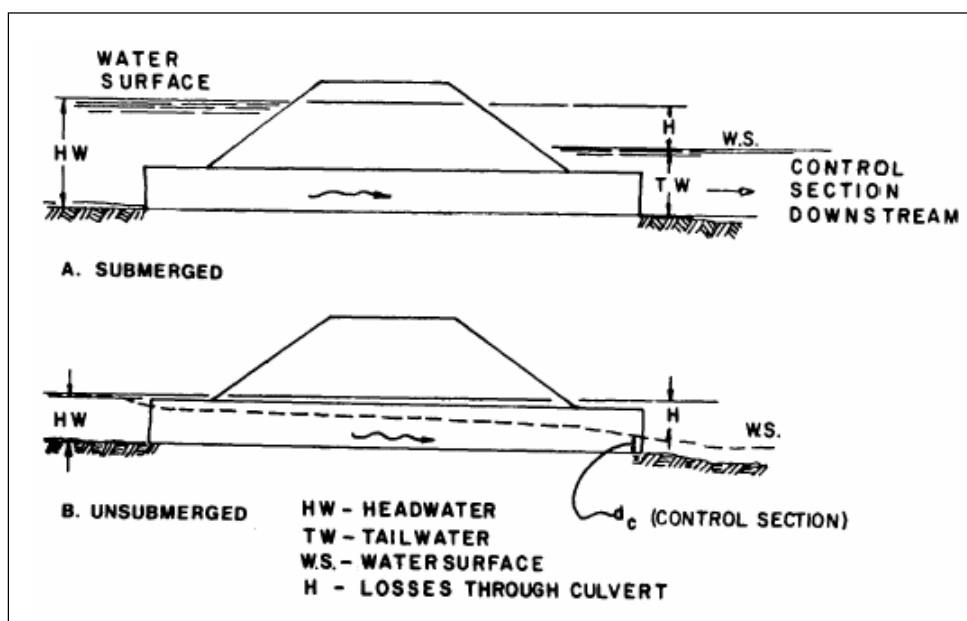


Figura 9: Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino

I diagrammi di Figura 12 e 13, nel caso di funzionamento per “controllo da valle”, consentono di valutare il livello idrico tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.

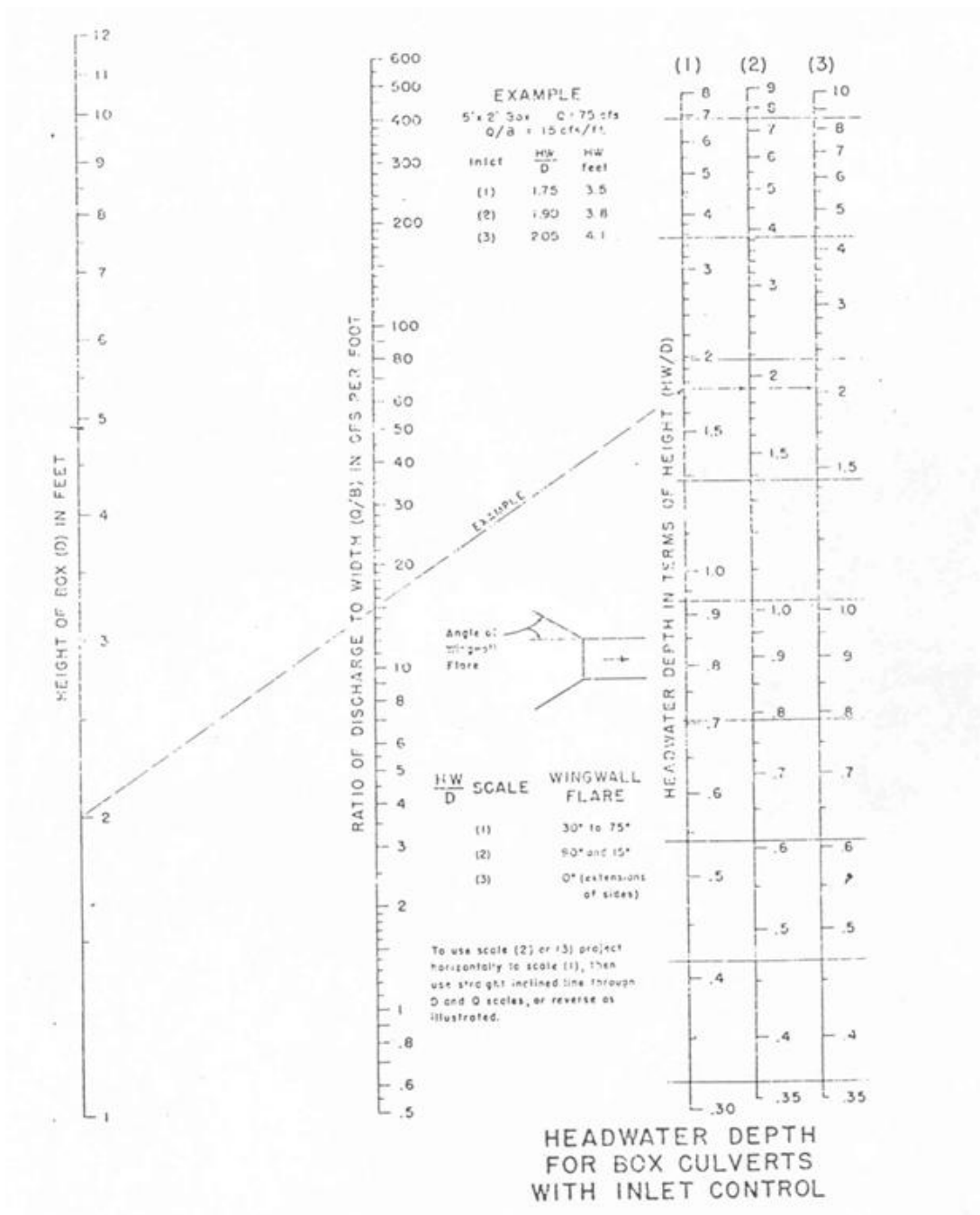
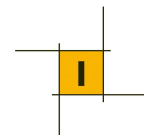
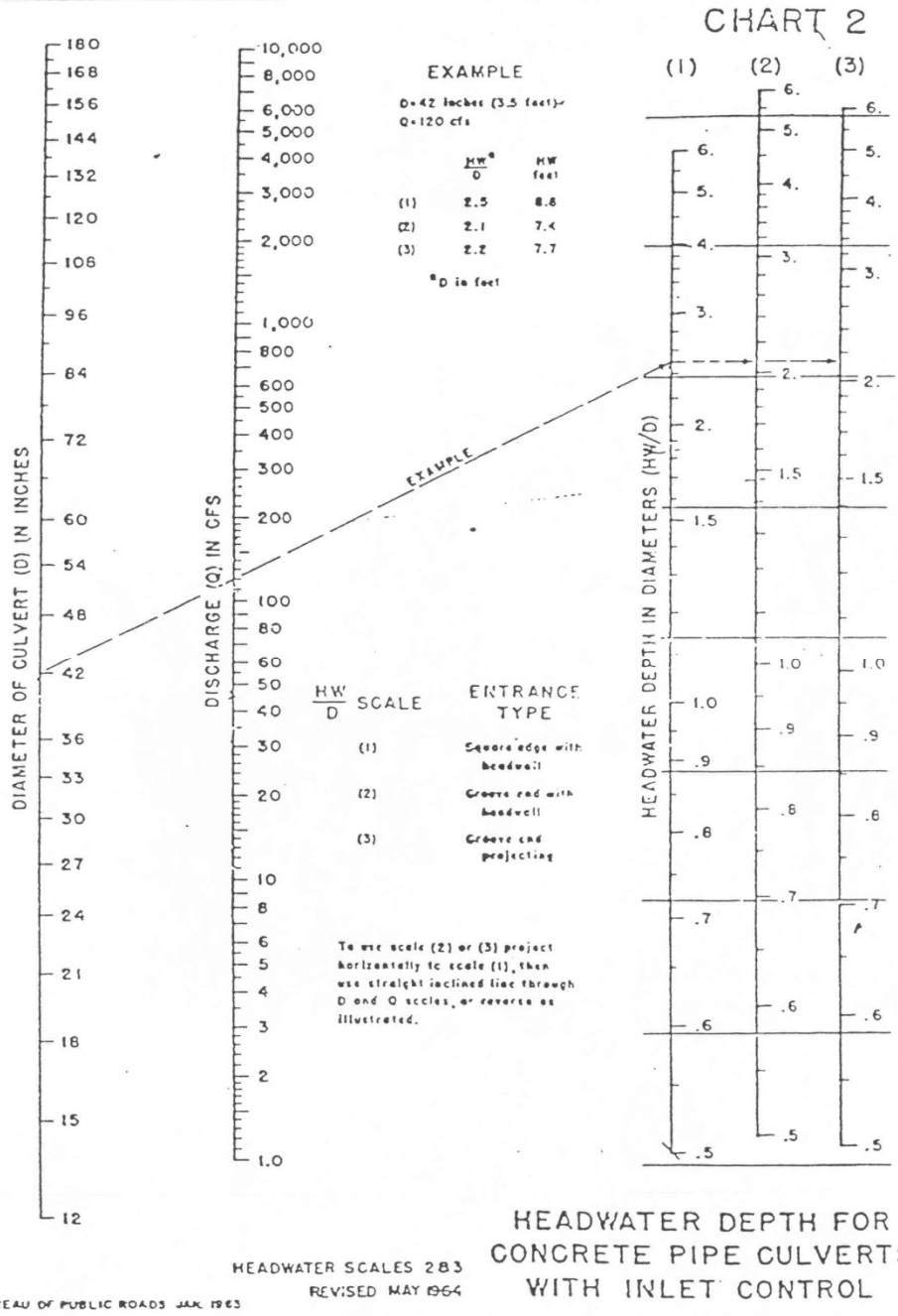
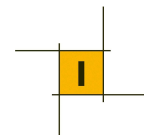


Figura 10: Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)

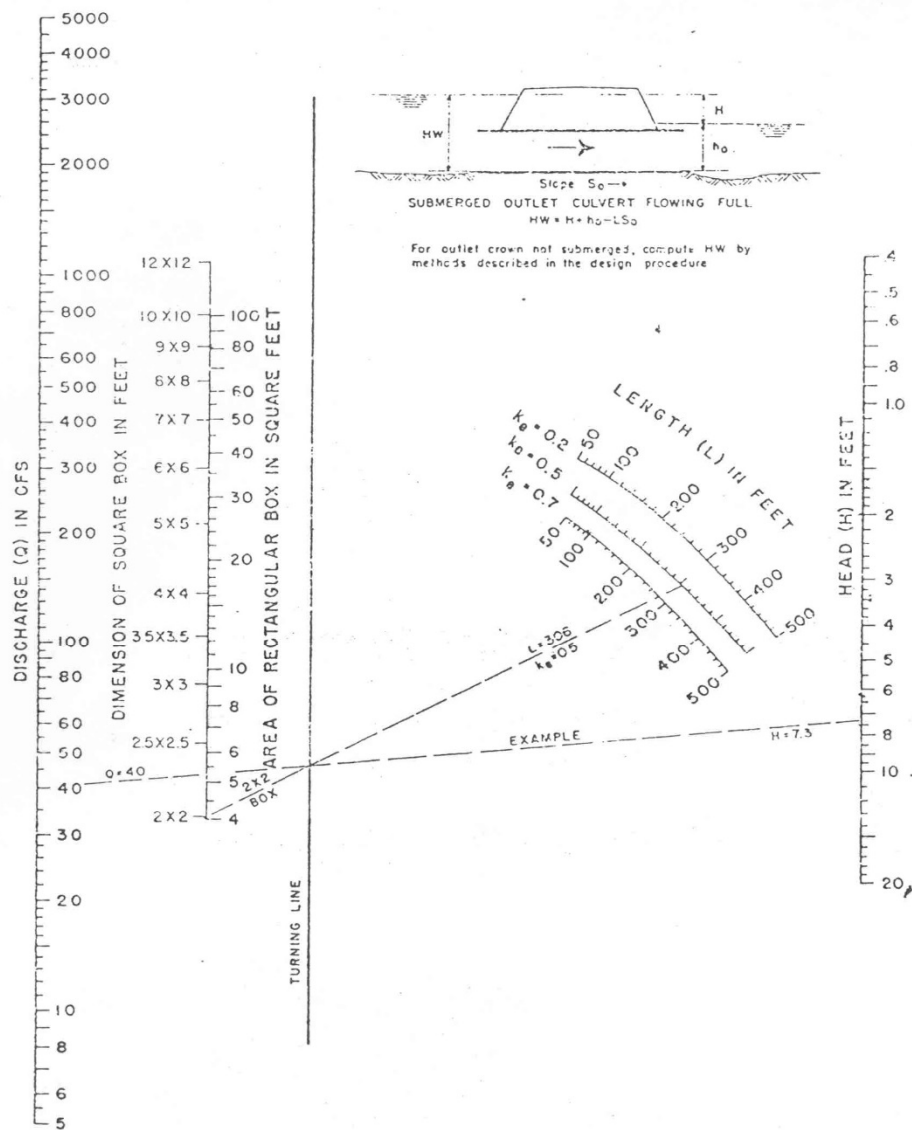
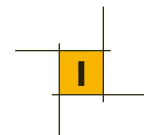


HEADWATER DEPTH FOR CONCRETE PIPE CULVERTS WITH INLET CONTROL

HEADWATER SCALES 283
REVISED MAY 1964

BUREAU OF PUBLIC ROADS JAN. 1963

Figura 11: Verifica del riempimento di tombini circolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)



HEAD FOR
CONCRETE BOX CULVERTS
FLOWING FULL
 $n = 0.012$

Figura 12: Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)

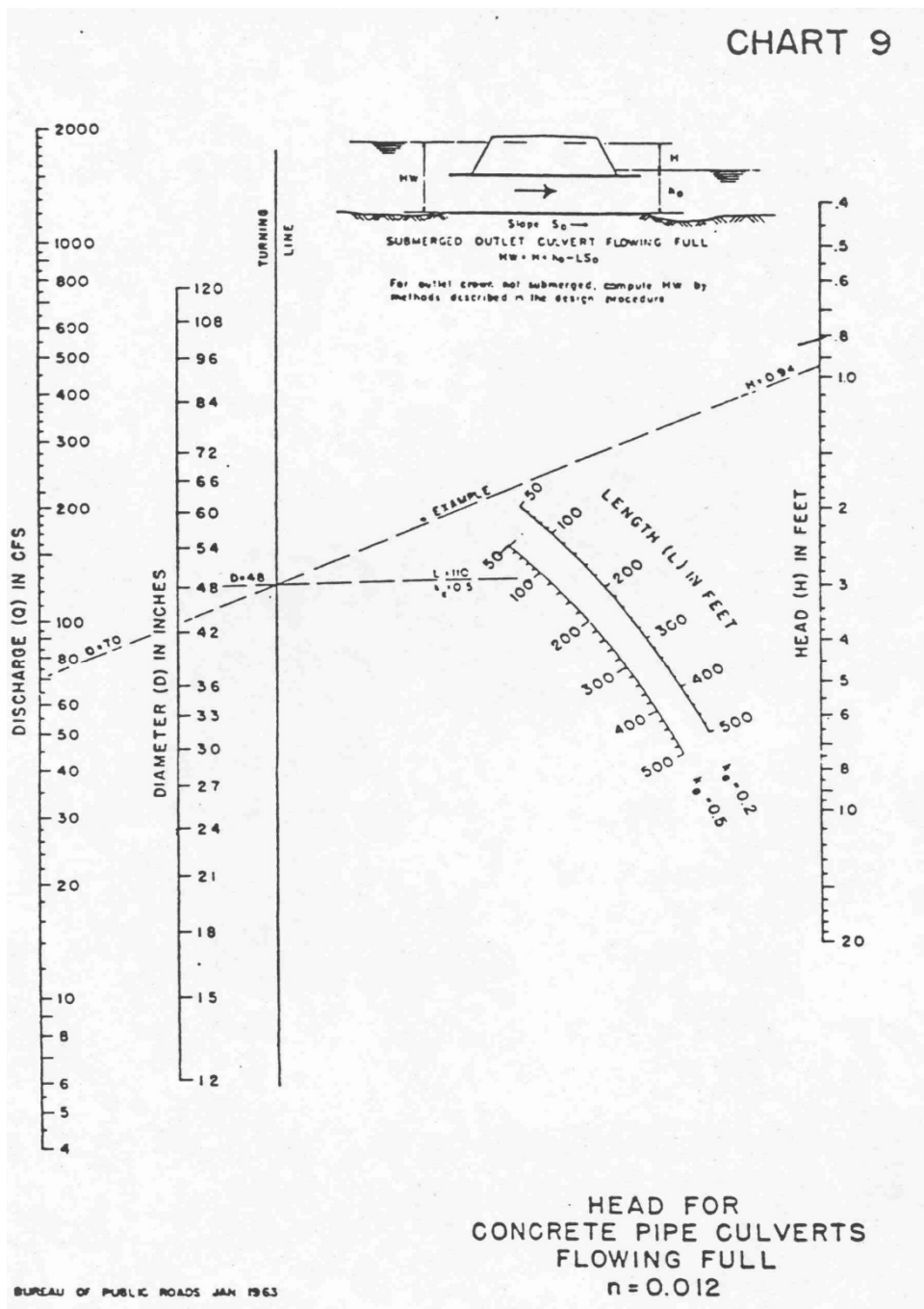
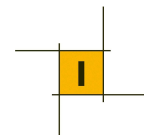
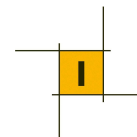


Figura 13: Verifica del riempimento di tombini circolari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)

Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco. Il software è anche in grado di gestire cambiamenti di pendenza interni alla canna, quali quelli che si possono presentare in presenza, ad esempio, di un salto di fondo.



Per essere verificato, il riempimento della canna deve essere inferiore al 70% della sezione per la portata di progetto centenaria.

4.2. Verifiche idrauliche dei tombini

I bacini n. 1, 2, 7 sono intercettati dalla viabilità esistente che viene sottoposta a ripavimentazione, pertanto per il drenaggio si sfruttano le opere esistenti.

Il bacino n. 3 viene drenato da una canaletta aperta di dimensioni 1.0x0.5m realizzata internamente al sottopasso previsto a km 0+280.

I bacini n. 5, 6, 8, 9 sono drenati da opere di nuova realizzazione per le quali è stata eseguita la verifica idraulica. A questi, è stato aggiunto il manufatto esistente sul Ru Sec a monte del ponte di progetto, opera oggetto di un intervento di adeguamento con arretramento del salto di fondo interno al tombino.

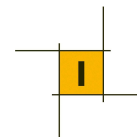
I tombini di progetto sono manufatti a sezione circolare di diametro 1.5 m o sezione scatolare 2.0x2.0 m. In alcuni casi, data l'acclività del pendio naturale, si rende necessaria l'introduzione di un pozzo di caduta all'imbocco.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati delle verifiche:

tombino km	SEZIONE	L	Z _{in}	Z _{out}	Pozzo P/ Salto S	Q ₁₀₀	Inlet control	Outlet control	Tirante imbocco	Tirante sbocco	riempimento
		<i>m</i>	<i>m s.m.</i>	<i>m s.m.</i>		<i>m³/s</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>%</i>
TOMBINO SU RU SEC	arco 6.4x5.3	99.0	1003.02	988.50	S	39.24	2.20	0	1.51	0.89	17
0+780	D1500	18.9	977.47	977.43	P	0.72	1.55	0.74	0.68	0.71	47
1+010	D1500	18.8	967.70	967.60	P	0.49	1.40	0.55	0.47	0.57	38
1+690	D1500	21.4	950.28	945.62	P+S	0.25	0.29	0.00	0.25	0.13	17
2+255	2.0x2.0	22.1	961.60	961.49	-	1.04	0.52	0.79	0.76	0.86	43

Tutti i tombini di progetto presentano un controllo da monte, ad esclusione del manufatto a km 2+255, ed un riempimento inferiore al 70%. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

In **Appendice B** sono riportati i tabulati di calcolo delle verifiche



5. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento verranno studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti dal Torrente Boite e dal torrente Ru Sec.

In merito al dimensionamento, sarà opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

5.1. Piano di Tutela delle Acque

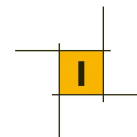
Con Deliberazione n. 107 del 5/11/2009 il Consiglio Regionale della Regione Veneto ha approvato il Piano di Tutela delle Acque, normativa di riferimento che detta le norme fondamentali per la tutela e gestione dei corpi idrici della Regione.

L'articolo 6 delle Norme Tecniche di Attuazione (allegato A3 e s.m.i. della delibera 5/11/2009 n.107 – Novembre 2015) del PTA definisce:

- acque di prima pioggia: i primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di collettamento;
- acque di seconda pioggia: le acque meteoriche di dilavamento che dilavano le superfici scolanti successivamente alle acque di prima pioggia nell'ambito del medesimo evento piovoso;
- acque meteoriche di dilavamento: la frazione delle acque di una precipitazione atmosferica che, non infiltrata nel sottosuolo o evaporata, dilava le superfici scolanti.

L'art. 39 delle NTA dispone gli adempimenti normativi per le "Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio". Il comma 9 dell'art. 39 prevede che:

"Per le canalizzazioni a servizio delle reti autostradali e più in generale delle pertinenze delle grandi infrastrutture di trasporto, che recapitino le acque nei corpi idrici superficiali significativi o nei corpi idrici di



rilevante interesse ambientale, le acque di prima pioggia saranno convogliate in bacini di raccolta e trattamento a tenuta in grado di effettuare una sedimentazione prima dell'immissione nel corpo recettore. Se necessario, dovranno essere previsti anche un trattamento di disoleatura e andranno favoriti sistemi di tipo naturale quali la fitodepurazione o fasce filtro/fasce tampone”.

Il comma 13 del predetto articolo stabilisce inoltre che:

“Le acque di seconda pioggia, tranne che nei casi di cui al comma 1, non necessitano di trattamento, non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico fermo restando la necessità di acquisizione del nulla osta idraulico, possono essere immesse negli strati superficiali del sottosuolo e sono gestite e smaltite a cura del comune territorialmente competente o di altri soggetti da esso delegati”.

Indipendentemente dalla classificazione che si vuole dare all'asse stradale di progetto, è stato deciso di attuare un sistema di drenaggio di tipo chiuso: le acque di prima pioggia afferenti la piattaforma stradale di progetto, mantenute separate dalle acque di versante, vengono collettate e indirizzate verso le vasche ubicate lungo il tracciato, ove subiscono un trattamento di sedimentazione e disoleazione prima di essere rilasciate nel recettore finale.

5.2. Dimensionamento del sistema di drenaggio

5.2.1. Determinazione della capacità di smaltimento degli elementi di drenaggio

La definizione della capacità di smaltimento di ciascuna opera è stata effettuata mediante l'espressione di Chezy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

nella quale:

Q (m³/s) è la portata;

A (m²) è l'area della sezione utile di deflusso;

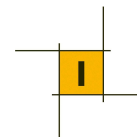
R (m) è il raggio idraulico;

i (-) è la pendenza del canale.

Per quel che riguarda il coefficiente χ , è stata adottata l'espressione di Gauckler - Strickler:

$$\chi = (Ks) \cdot R^{1/6}$$

dove Ks rappresenta la scabrezza del canale, posta pari a 60 per superfici in cls e a 80 per superfici in PP e PEAD.



5.2.2. Dimensionamento degli elementi di raccolta

Una volta valutata la situazione locale (rilevato, trincea, ...) si definisce l'elemento di raccolta idoneo. Il dimensionamento consiste allora nello stabilire l'interasse delle caditoie (caditoie con griglia, pozzetti di scarico, caditoie su viadotti, ecc.).

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 stradale 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 a 0.9 per le superfici pavimentate, 0.5 per le trincee ed i rilevati e 0.4 per le zone inerbite.

Si è 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 pozzetti 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).

Il tempo di ritorno considerato per la verifica degli elementi di raccolta è di 25 anni.

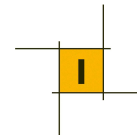
5.2.3. Dimensionamento degli elementi di convogliamento

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 t_a (posto pari a 5') 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:

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

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);

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

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

Il tempo di ritorno considerato per la verifica degli elementi di convogliamento è di 50 anni.

I risultati sono riportati in Appendice.

5.3. Opere di drenaggio

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

5.3.1. Sezioni in rilevato

Nei tratti in rilevato, il drenaggio avviene in piattaforma: lungo il ciglio esterno sono disposte caditoie realizzate con tratti di canaletta di lunghezza 1.00 m e larghezza interna 0.20 m, chiusi superiormente da griglia in ghisa classe D400. La caditoia è alta 25 cm e sul fondo presenta degli scarichi realizzati con tubazioni in Pead Dn160 che si immettono nel sottostante collettore longitudinale in Pead. Questo sistema consente di intercettare tutta la portata generata dalla piattaforma stradale e recapitarla verso le vasche di trattamento. La caditoia, stretta e lunga, determina una minore occupazione trasversale della piattaforma, con conseguente beneficio per il comfort di marcia.

I collettori trasversali di attraversamento della carreggiata sono previsti in Polipropilene PP, materiale che offre una maggior rigidità rispetto al PEAD e quindi più adatto a sopportare le sollecitazioni del traffico veicolare.

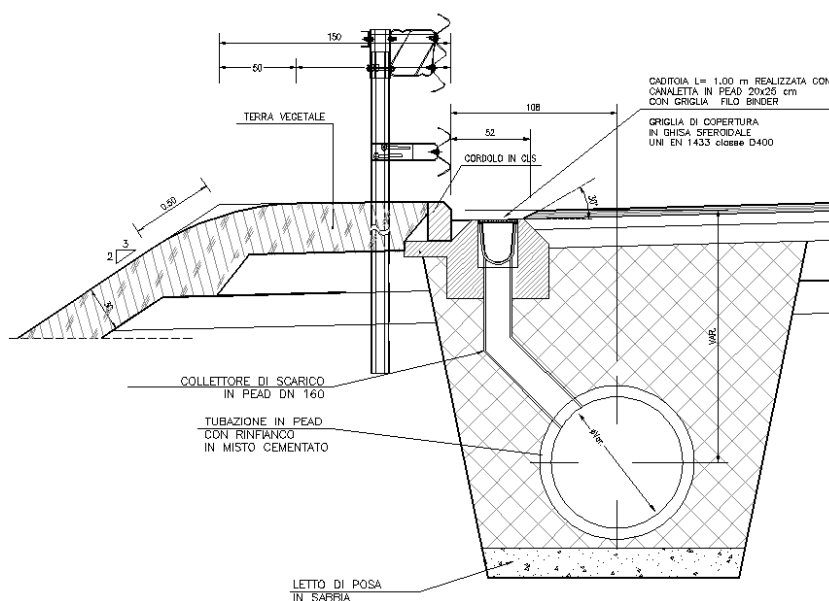
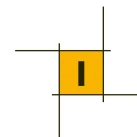


Figura 14: sezione tipo elemento di drenaggio in rilevato

Si è imposto un interasse minimo delle caditoie di 10 m ed un interasse massimo di 20 m.

5.3.2. Sezioni in trincea

Nei tratti in trincea è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 1 m, con eventuale sottostante tubazione di collettamento.

Le acque raccolte dalla cunetta, saranno trasferite per mezzo di caditoie in Pead poste ad interasse variabile, protette da griglie carrabili in ghisa sagomate come la stessa cunetta, alla sottostante tubazione di allontanamento in Pead.

Si è imposto un interasse minimo delle caditoie di 10 m ed un interasse massimo di 20 m.

Lungo il ciglio delle scarpate artificiali, per il drenaggio delle acque provenienti dai versanti naturali ed afferenti al sistema di scarico delle acque "pulite", sono previsti fossi di guardia rivestiti in cls di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1.

Nel caso in cui sia previsto un muro di controripa, oltre al fosso di guardia lungo il ciglio della scarpata verrà realizzata una canaletta semicircolare in lamiera a tergo del muro per la raccolta delle acque scolanti lungo la scarpata stessa.

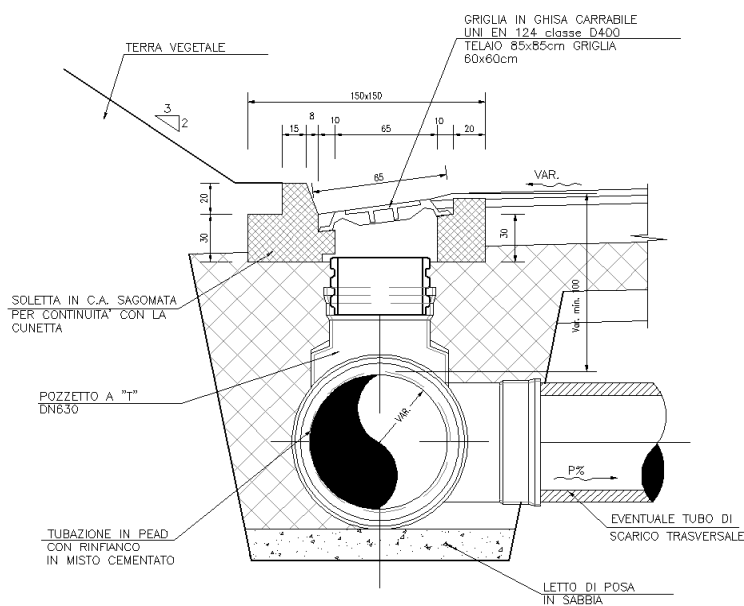
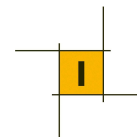


Figura 15: sezione tipo elemento di drenaggio in trincea

5.3.3. Sezioni in viadotto e ponte

Nel caso dei viadotti e dei ponti sono previste lungo le banchine delle caditoie stradali, con interasse di 10 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione in acciaio ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione consentirà di addurre i drenaggi alle spalle dove si collegheranno alle tubazioni di piattaforma.

5.3.4. Sezioni su muro in terra rinforzata

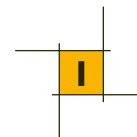
Sui tratti di muro in terra rinforzata si useranno caditoie realizzate con tratti di canaletta grigliata, in maniera da non avere interferenze con la struttura di sostegno interna del muro in terra rinforzata. Nei casi in cui la canaletta raggiunge il livello massimo di riempimento ammissibile, si prevede l'inserimento di pozzetti e collettori trasversali per lo scarico delle portate nel collettore longitudinale più prossimo.

5.3.5. Sezioni in galleria artificiale

Nei tratti in galleria sono previste tubazioni in Pead di diametro DN400-500 mm, al di sotto della banchina, alimentate mediamente ogni 20 m da caditoie a griglia carrabile con relativo pozzetto sifonato.

5.3.6. Vasche di trattamento

La superficie della piattaforma stradale rappresenta una sorta di contenitore nel quale si accumulano i prodotti di scarico derivanti dal traffico veicolare (principalmente depositi di metalli pesanti e particolato prodotto dai processi di combustione dei veicoli).



Il lavaggio effettuato dalle acque meteoriche sulla superficie stradale è chiaramente un processo temporaneo al termine del quale le acque defluenti riassumono caratteristiche di relativa purezza, scaricabili nel corpo idrico ricettore senza timore di inquinare.

A tale scopo, al termine della rete di drenaggio delle acque di piattaforma e subito a monte dello scarico nel mezzo di recapito finale da preservare, sono state inserite vasche di protezione ambientale con l'obiettivo di difendere l'ambiente da tali forme d'inquinamento.

L'inserimento di dette vasche consente di contenere notevolmente il carico inquinante immesso nell'ambiente ed in particolare nella falda con beneficio specie nelle aree abitate e in quelle a vocazione agricola, in cui il suo sfruttamento a scopi idropotabili ed irrigui è più diffuso.

Inoltre, in caso di sversamento accidentale di fluidi inquinanti (oli e/o carburanti), conseguente ad incidenti stradali, che provocano la dispersione di quantità anche consistenti (circa 40 m³) di fluidi pericolosi, la presenza di vasche di protezione ambientale permette di trattenere l'inquinante.

Pertanto, in ragione delle caratteristiche plano-altimetriche dell'asse principale e delle opere di progetto, sono state posizionate vasche di protezione di caratteristiche adeguate, che sottendono l'intero tracciato di progetto.

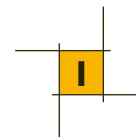
Le vasche, finalizzate alla disoleazione e alla sedimentazione, sono state posizionate in luoghi accessibili dalla sede carrabile per permettere le usuali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria (in caso di sversamenti accidentali di oli e/o carburanti).

Nella progettazione della vasca si è avuta cura di:

- limitare al minimo la necessità di operazioni di manutenzione, evitando l'inserimento di meccanismi elettrici ovvero elettro-idraulici;
- garantire basse velocità di deflusso tali da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Le vasche sono dimensionate sia per intrappolare solo eventuali sversamenti accidentali sia per trattare anche le acque di piattaforma.

Dal punto di vista funzionale la vasca prevede un pozzetto in entrata tale da consentire l'entrata nella vasca vera e propria della portata di prima pioggia e il by-pass dell'acqua in supero con scarico dall'apposita tubazione di uscita.



L'acqua di piattaforma che entra nella vasca dissipa dapprima la sua energia, quindi entra attraverso i fori nella vasca vera e propria. La quota che si stabilisce all'interno della vasca è quella dello sfioratore a valle (o di scarico); la portata in transito è data dal dislivello fra lo sfioro in entrata e quello in uscita, e la portata transitante defluisce al di sotto del setto alla fine della vasca.

È evidente che il volume compreso fra il bordo inferiore del setto e lo sfioratore in uscita è a disposizione degli oli di prima pioggia, che quindi, in assenza di sversamenti, possono essere allontanati con cadenza anche di qualche mese; gli sversamenti vanno invece allontanati a breve scadenza in quanto saturano parzialmente la capacità disponibile.

Il dimensionamento delle vasche tiene infatti conto del volume dello sversamento (39.000 litri circa). La quota della generatrice superiore della tubazione di scarico può essere al massimo pari alla quota dello sfioratore di scarico, in tal modo si riduce al minimo il dislivello fra entrata e uscita del flusso.

Per quanto riguarda la portata di progetto per le acque di prima pioggia, si è preso come riferimento la già citata definizione riportata nelle NTA al PAT vale a dire "i primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di collettamento". Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.

Sulla base di tale criterio, si è calcolata la portata di prima pioggia Q_{pp} per ciascuna vasca.

Si è quindi determinata la portata massima derivante dell'evento di pioggia relativo adottato per la verifica dei collettori ($T_r=25$ anni), definita portata di progetto Q_{25} .

Si è fissato inoltre che il volume di sversamento (39.000 litri) possa defluire nella vasca con una portata pari a quella massima consentibile da un collettore a sezione piena e di diametro pari a 500 mm, con una pendenza pari a $i=0.01$. Si ottiene una portata di sversamento pari a 0.442 mc/s.

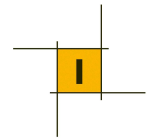
Sulla base della portata di prima pioggia si è quindi proceduto alla determinazione della lunghezza della vasca, ponendo tuttavia il limite minimo corrispondente al volume di sversamento (39.000 litri).

Facendo ricorso alla legge di Stokes, la velocità di sedimentazione è pari a:

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho_a)D^2}{\mu}$$

Ove

v_s = velocità di sedimentazione, in m/s



g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s^2

ρ_s = densità delle particelle in kg/m^3

ρ_a = densità dell'acqua in kg/m^3

D = diametro della particella, in m

μ = viscosità cinematica dell'acqua in kg/ms

Con riferimento ad una vasca rettangolare, il tempo di percorrenza orizzontale vale:

$$t_1 = L/V = L h b / Q$$

mentre il tempo di caduta verticale è $t_2 = h/v_s$

evidentemente $t_1 = t_2$, per cui si ha che la lunghezza minima per ottenere la sedimentazione delle particelle di diametro D è pari a :

$$L_{\text{sed PP}} = h Q / (v_s * b * h)$$

Nel progetto in esame, le particelle che si vogliono far sedimentare hanno densità $\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$ e diametro $D = 0.1 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda le modalità di transito dell'acqua e/o del carburante da stoccare nelle vasche, in accordo a quanto previsto dal progetto definitivo, si è imposto che il tempo di detenzione minimo sia fosse pari a 4 minuti con una velocità massima dell'acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a $0,05 \text{ m/s}$. Tale limiti sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie.

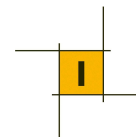
In tal modo, si ha che la lunghezza minima necessaria alla flottazione della frazione oleosa in superficie è pari a:

$$L_{\text{min olio}} = (4 * 60) * 0.05 = 12.00 \text{ m}$$

In caso di sversamento accidentale, la vasca deve essere in grado di accogliere l'intero volume inquinante in arrivo, fissato come detto in 39 m^3 . Tale volume è compreso tra il fondo della vasca e la soglia di sfioro in uscita. Nel progetto in esame, tale soglia è stata posta a $H_2 = +1.70 \text{ m}$ rispetto al fondo della vasca, pertanto il volume necessario allo stoccaggio del volume di sversamento è pari a:

$$L_{sv} = 39 / (B * H_2) = 39 / (2.0 * 1.7) = 11.5 \text{ m}$$

Per definire la quota dello stramazzo che serve da by-pass, si è imposto che la distanza tra la soglia del bypass e quella della vasca (pari a 1.80 m) rispetti le seguenti condizioni:



- la soglia deve essere sufficientemente alta da consentire il deflusso della portata di prima pioggia;
- la soglia deve consentire il deflusso dell'intera portata proveniente dai collettori in occasione dell'evento a Tr 25 anni;
- la soglia deve consentire l'ingresso in vasca della portata derivante dallo sversamento.

Quando la portata complessiva che giunge al manufatto supera la portata di progetto di prima pioggia, ma è minore della portata di sversamento, detta portata continua a transitare entro la vasca che ovviamente si trova ad avere ancora funzionalità di sedimentazione anche se con minore efficienza. Nel momento in cui la portata di Tr=25 anni, supera la portata di progetto di prima pioggia, ma è anche superiore alla portata di sversamento, la portata in esubero sfiora dallo stramazzo-bypass e giunge attraverso la condotta di uscita, direttamente alla rete idrografica.

Il calcolo dell'altezza dello stramazzo è stato condotto facendo ricorso alla formula di Rehbock

$$Q = \left(0.402 + 0.054 \cdot \frac{h_e}{tp} \right) \cdot L \cdot h_e \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_e}$$

In cui

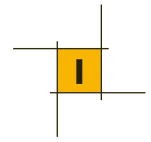
$h_e = h + 0.0011$ (m)

tp = petto dello stramazzo (altezza rispetto al fondo).

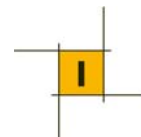
Nella tabella sottostante è riportata l'ubicazione delle vasche di prima pioggia.

In allegato alla presente relazione sono riportati i calcoli per ciascuna vasca, con il numero, l'area di piattaforma contribuente, la portata di prima pioggia e la portata massima affluente al campo idrico ricettore, la lunghezza totale della vasca.

Progr.	LATO	VASCA	da	a	Lp
			km	km	m
0+470	SX	VPP-1	0.00	470.00	470.00
1+370	DX	VPP-2	470.00	1520.00	1050.00
1+520	DX	VPP-3	1520.00	2100.00	580.00
2+100	DX	VPP-4	2100.00	2300.00	200.00



6. APPENDICE



APPENDICE A: VERIFICHE TOMBINI

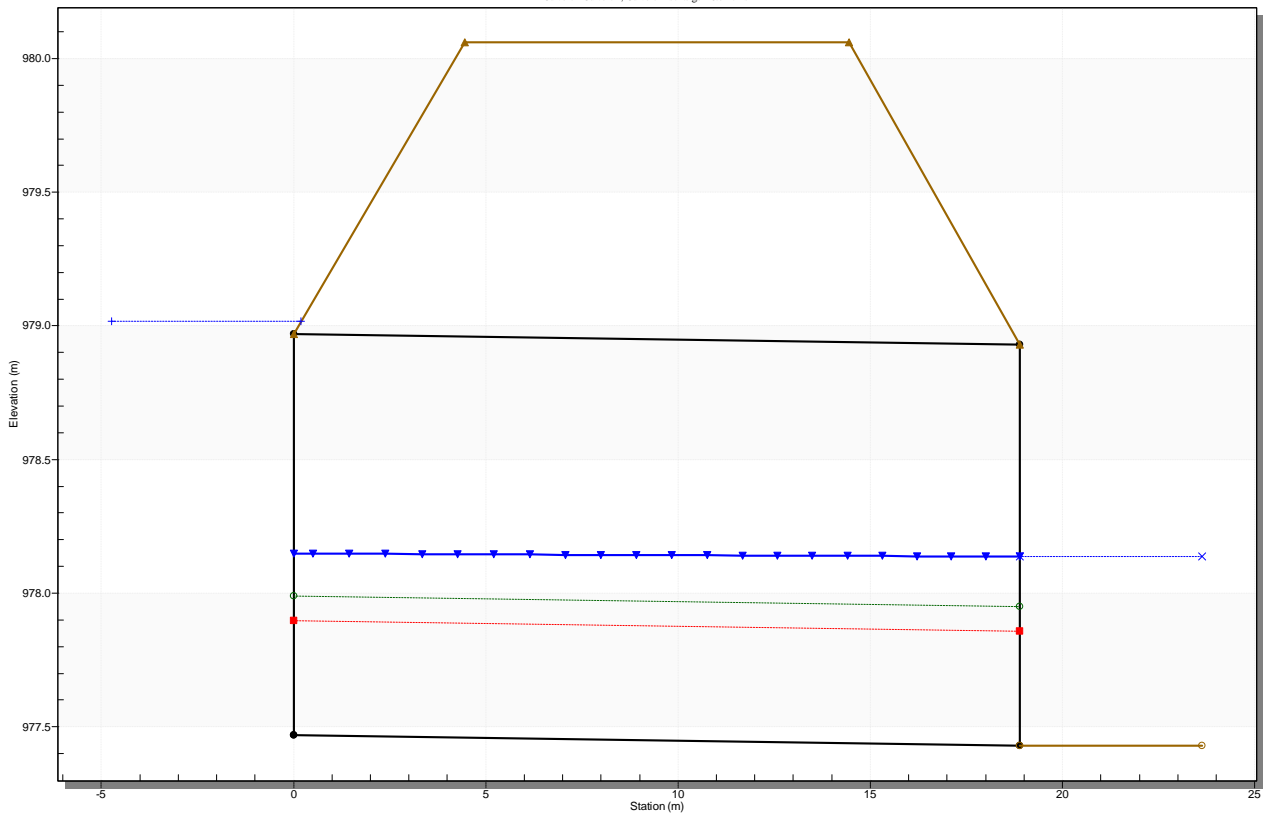
HY-8 Analysis Results

Water Surface Profiles

Culvert Crossing: 0+780

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Length Full (m)	Length Free (m)
0.72	0.72	979.02	1.55~	0.74	7-M1t	0.00	18.90
0.74	0.74	979.02	1.55~	0.76	7-M1t	0.00	18.90
0.76	0.76	979.03	1.56~	0.77	7-M1t	0.00	18.90
0.78	0.78	979.04	1.57~	0.78	7-M1t	0.00	18.90
0.80	0.80	979.04	1.57~	0.79	7-M1t	0.00	18.90
0.82	0.82	979.05	1.58~	0.80	7-M1t	0.00	18.90
0.83	0.83	979.05	1.58~	0.81	7-M1t	0.00	18.90
0.84	0.84	979.06	1.59~	0.81	7-M1t	0.00	18.90
0.87	0.87	979.07	1.60~	0.83	7-M1t	0.00	18.90
0.89	0.89	979.07	1.60~	0.84	7-M1t	0.00	18.90
0.91	0.91	979.08	1.61~	0.85	7-M1t	0.00	18.90

Crossing - 0+780, Design Discharge - 0.84 cms
Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.72 cms



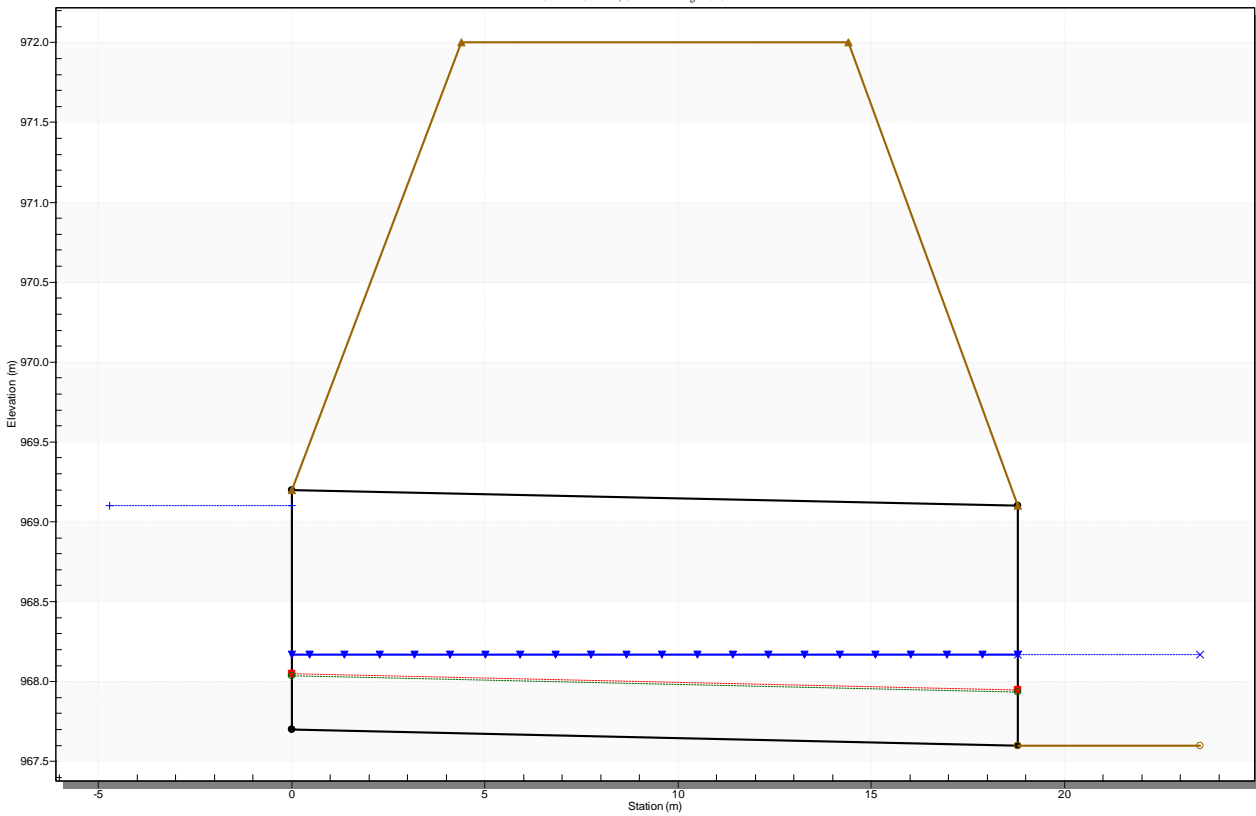
HY-8 Analysis Results

Water Surface Profiles

Culvert Crossing: 1+008

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Length Full (m)	Length Free (m)
0.49	0.49	969.10	1.40	0.55	1-S1t	0.00	18.80
0.50	0.50	969.11	1.41	0.56	1-S1t	0.00	18.80
0.52	0.52	969.11	1.41	0.57	1-S1t	0.00	18.80
0.53	0.53	969.12	1.42	0.58	1-S1t	0.00	18.80
0.54	0.54	969.12	1.42	0.59	1-S1t	0.00	18.80
0.55	0.55	969.12	1.42	0.59	1-S1t	0.00	18.80
0.57	0.57	969.13	1.43	0.60	1-S1t	0.00	18.80
0.57	0.57	969.13	1.43	0.60	1-S1t	0.00	18.80
0.59	0.59	969.13	1.43	0.62	1-S1t	0.00	18.80
0.61	0.61	969.14	1.44	0.63	1-S1t	0.00	18.80
0.62	0.62	969.14	1.44	0.64	1-S1t	0.00	18.80

Crossing - 1+010, Design Discharge - 0.57 cms
Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.49 cms



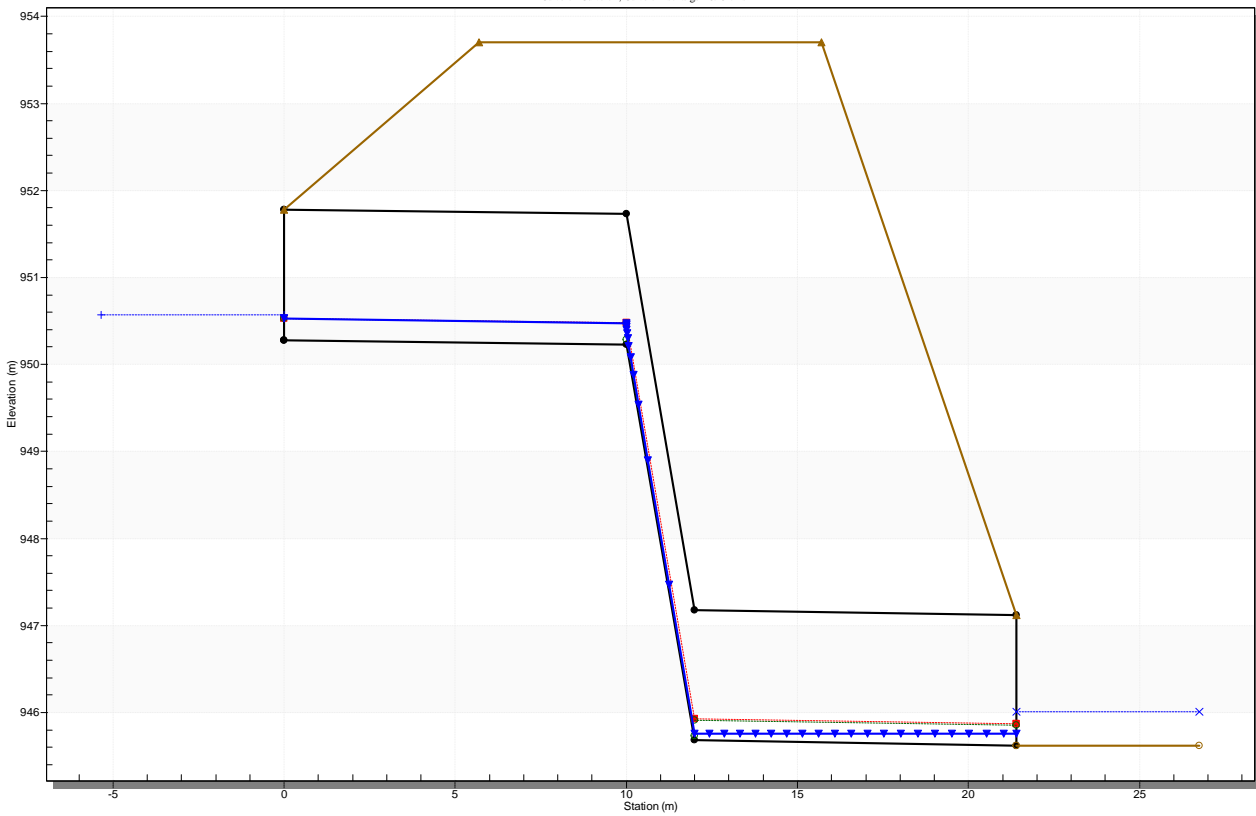
HY-8 Analysis Results

Water Surface Profiles

Culvert Crossing: 1+690

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Length Full (m)	Length Free (m)
0.25	0.25	950.57	0.29	0.0*	1-S2n	0.00	21.40
0.26	0.26	950.57	0.29	0.29	1-S2n	0.00	21.40
0.27	0.27	950.58	0.30	0.30	1-S2n	0.00	21.40
0.27	0.27	950.58	0.30	0.30	1-S2n	0.00	21.40
0.28	0.28	950.59	0.31	0.31	1-S2n	0.00	21.40
0.29	0.29	950.59	0.31	0.31	1-S2n	0.00	21.40
0.30	0.30	950.60	0.32	0.32	1-S2n	0.00	21.40
0.30	0.30	950.60	0.32	0.0*	1-S2n	0.00	21.40
0.31	0.31	950.60	0.32	0.32	1-S2n	0.00	21.40
0.32	0.32	950.61	0.33	0.33	1-S2n	0.00	21.40
0.33	0.33	950.61	0.33	0.33	1-S2n	0.00	21.40

Crossing - 1+690, Design Discharge - 0.30 cms
Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 0.25 cms



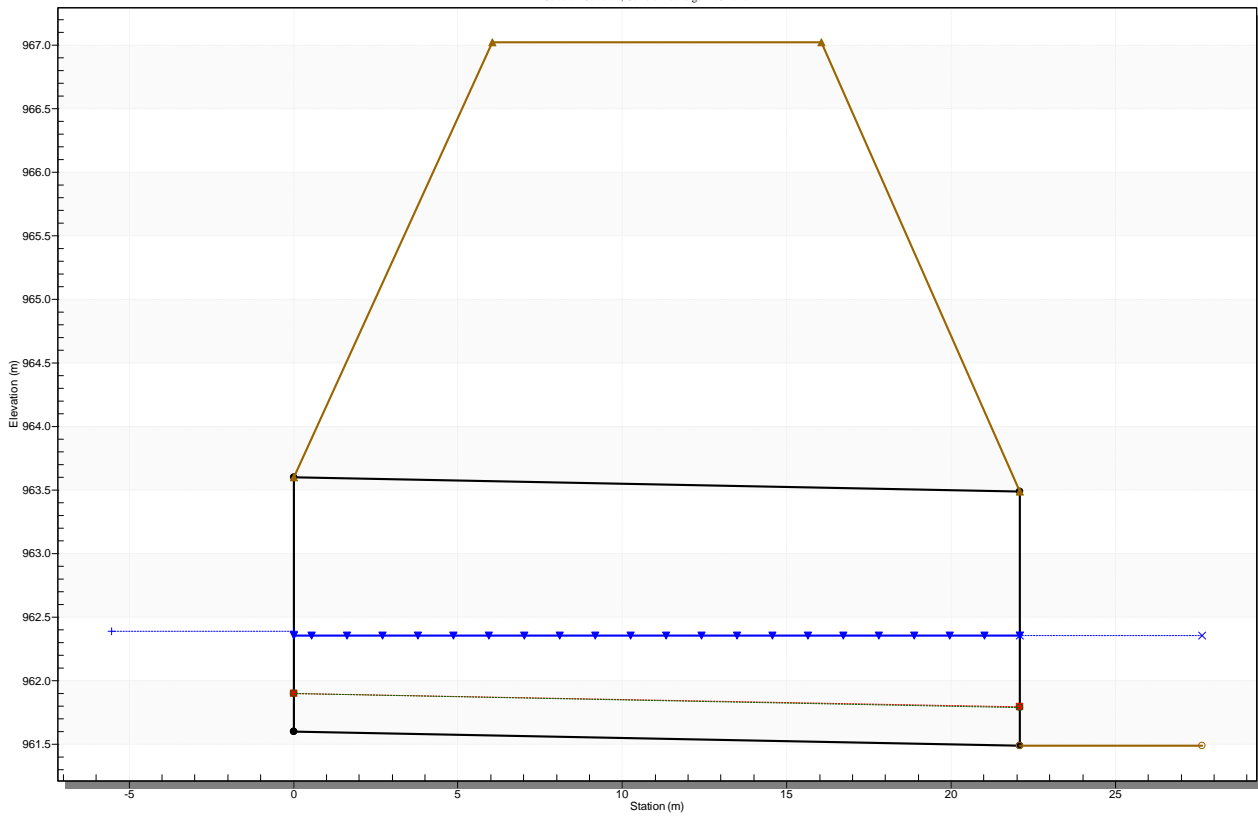
HY-8 Analysis Results

Water Surface Profiles

Culvert Crossing: 2+255

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Length Full (m)	Length Free (m)
1.04	1.04	962.39	0.52	0.79	1-S1t	0.00	22.10
1.07	1.07	962.40	0.53	0.80	1-S1t	0.00	22.10
1.10	1.10	962.42	0.54	0.82	1-S1t	0.00	22.10
1.13	1.13	962.43	0.54	0.83	1-S1t	0.00	22.10
1.16	1.16	962.44	0.55	0.84	1-S1t	0.00	22.10
1.19	1.19	962.46	0.56	0.86	1-S1t	0.00	22.10
1.21	1.21	962.47	0.57	0.87	1-S1t	0.00	22.10
1.22	1.22	962.47	0.57	0.87	1-S1t	0.00	22.10
1.27	1.27	962.50	0.59	0.90	1-S1t	0.00	22.10
1.30	1.30	962.51	0.60	0.91	1-S1t	0.00	22.10
1.33	1.33	962.52	0.61	0.92	1-S1t	0.00	22.10

Crossing - 2+255, Design Discharge - 1.22 cms
Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 1.04 cms



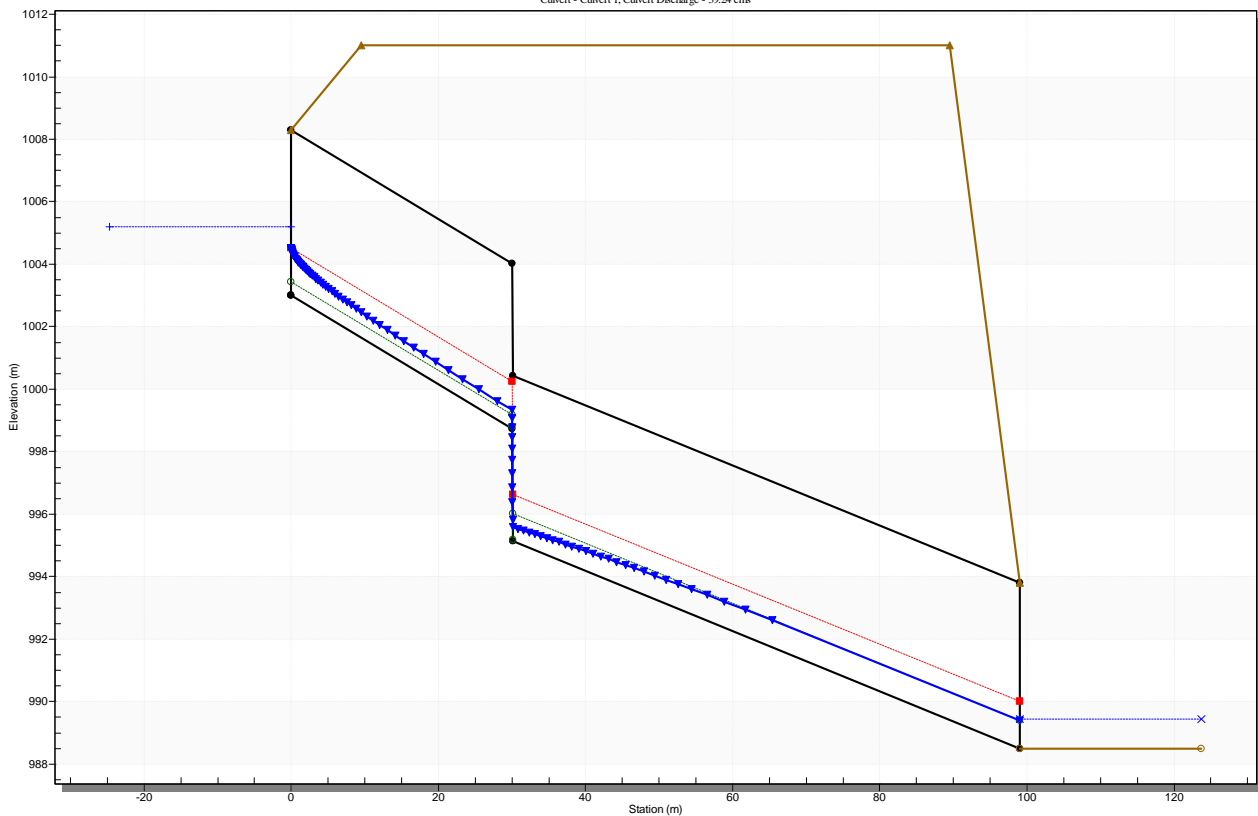
HY-8 Analysis Results

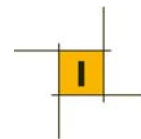
Water Surface Profiles

Culvert Crossing: Ru Sec

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Length Full (m)	Length Free (m)
32.48	32.48	1004.95	1.95	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
33.86	33.86	1005.00	2.00	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
35.25	35.25	1005.05	2.05	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
36.63	36.63	1005.10	2.10	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
38.02	38.02	1005.15	2.15	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
39.24	39.24	1005.20	2.20	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
40.79	40.79	1005.25	2.25	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
42.17	42.17	1005.30	2.30	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
43.56	43.56	1005.35	2.35	0.0*	1-S2n	0.00	99.00
44.95	44.95	1005.40	2.40	0.0*	1-S2n	0.00 <td 99.00	
46.33	46.33	1005.45	2.45	0.0*	1-S2n	0.00	99.00

Crossing - Ru Sec, Design Discharge - 39.24 cms
 Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 39.24 cms





APPENDICE B: IDRAULICA DI PIATTAFORMA

VERIFICA DEI COLLETTORI

DATI DI INPUT

K(Gauckler-Strickler)=	80.00	m^{1/3}/s
Tr (Tempo di ritorno)=	50	anni
Cp(coeff.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
Cs(coeff.deflusso scarpate)=	0.50	adim.
Ce (coeff. Deflusso aree esterne)=	0.40	adim.
Curva di probabilità pluviometrica		
a=	37.85	mm/h
n(t<1h)=	0.44	-
ta=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.inz=progressiva iniziale
 prog.fin.=progressiva finale
 L=lunghezza tratto

bp=larghezza carreggiata
 bs=larghezza scarpata
 bs=larghezza area esterna
 J_{long}=pendenza
 longitudinale tratto

Ta=tempo di afflusso
 Tc= tempo di corrivazione
 i_c=intensita' pioggia critica
 DN= diametro nominale
 tubazione
 DI= diametro interno

Sc=superficie carreggiata
 Ss=superficie scarpate
 Ss=superficie scarpate
 Stot=superficie totale

φ_{eq}= cx deflusso equivalente
 Qp= portata di pioggia tratto
 h=tirante idrico
 h/DN=grado
 riempimento
 tubazione

Qs= portata smaltita
 V=velocita'
 q₀= portata specifica

prog.inz (m)	prog.fin. (m)	Recapito	Lato	L (m)	bp (m)	bs (m)	be (m)	J _{long} (%)	Tc (min)	i _c (mm/h)	DN (mm)	DI (mm)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Se (m ²)	Stot (m ²)	φ _{eq}	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	Qs (l/s)	V (m/s)	q ₀ spec (l/s/Ha)
ROTATORIA CORTINA - R2																							
90.00	135.00		sx	45.00	4.75	0.0	0.0	0.089	5.4	145.5	400	347	213.8	0.0	0.0	213.8	0.9	7.8	0.032	0.092	7.8	1.8	363.7
90.00	90.00		t	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	5.2	149.2	400	347	287.5	0.0	0.0	287.5	0.9	10.7	0.063	0.182	10.7	0.9	372.9
90.00	125.00		SX	35.00	6.00	0.0	0.0	0.005	5.8	139.7	400	347	711.3	0.0	0.0	711.3	0.9	24.8	0.115	0.331	24.8	0.9	349.3
SS51 ESISTENTE																							
255.00	255.00		t	10.00	0.00	0.0	0.0	0.005	5.3	147.5	400	347	142.5	0.0	0.0	142.5	0.9	5.3	0.053	0.152	5.3	0.6	368.7
RAMO 1																							
100.00	157.00		SX	57.00	3.50	0.0	0.0	0.005	6.0	137.2	400	347	664.5	250.0	0.0	914.5	0.8	27.6	0.121	0.350	27.6	0.9	301.4
157.00	157.00		SX	10.00	0.00	0.0	0.0	0.005	6.2	135.2	400	347	929.5	430.0	0.0	1359.5	0.8	39.5	0.148	0.425	39.5	1.0	290.5
ROTATORIA 1																							
60.00	50.00		sx	10.00	11.00	1.0	0.0	0.005	5.4	145.1	400	347	1052.5	351.0	0.0	1403.5	0.8	45.3	0.159	0.459	45.3	1.1	322.5
50.00	125.00		t	50.00	0.00	0.0	0.0	0.005	6.5	131.1	400	347	1906.3	351.0	0.0	2257.3	0.8	68.9	0.205	0.591	68.9	1.2	305.0
105.00	115.00		SX	10.00	11.00	3.0	0.0	0.005	6.3	133.4	400	347	1339.5	560.0	0.0	1899.5	0.8	55.1	0.179	0.515	55.0	1.1	289.8
115.00	125.00		SX	10.00	11.00	1.0	0.0	0.005	6.4	132.0	500	433	3355.8	921.0	0.0	4276.8	0.8	127.6	0.260	0.602	127.6	1.4	298.4
50.00	0.00		sx	50.00	11.00	1.0	0.0	0.005	6.0	137.6	400	347	550.0	11.0	0.0	561.0	0.9	19.1	0.100	0.289	19.1	0.8	341.0
ASSE PRINCIPALE																							
10.00	20.00		DX	10.00	10.00	0.0	0.0	0.042	6.1	136.5	400	347	650.0	11.0	0.0	661.0	0.9	22.4	0.064	0.184	22.4	1.9	338.6
20.00	20.00		t	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	6.2	134.6	400	347	650.0	11.0	0.0	661.0	0.9	22.1	0.090	0.261	22.1	1.1	334.1
0.00	20.00		SX	20.00	9.50	0.0	0.0	0.042	6.6	130.8	500	433	3545.8	921.0	0.0	4466.8	0.8	132.6	0.145	0.335	132.6	3.1	297.0
20.00	335.00		SX	315.00	9.50	0.0	0.0	0.042	8.0	116.7	500	433	7188.3	932.0	0.0	8120.3	0.9	224.7	0.193	0.446	224.7	3.5	276.8
335.00	390.00		SX	55.00	4.75	0.0	0.0	0.042	8.3	114.6	500	433	7449.5	932.0	0.0	8381.5	0.9	228.3	0.195	0.450	228.3	3.6	272.4
390.00	470.00		SX	80.00	4.75	0.0	0.0	0.042	8.7	111.8	500	500	7829.5	932.0	0.0	8761.5	0.9	233.3	0.184	0.369	233.3	3.5	266.3
335.00	390.00		DX	55.00	4.75	0.0	0.0	0.042	5.6	142.4	400	347	261.3	0.0	0.0	261.3	0.9	9.3	0.042	0.120	9.3	1.4	355.9
390.00	470.00		SX	80.00	4.75	0.0	0.0	0.042	6.4	132.9	400	400	641.3	0.0	0.0	641.3	0.9	21.3	0.060	0.149	21.3	1.8	332.3
470.00	470.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	5.8	140.3	500	433	641.3	0.0	0.0	641.3	0.9	22.5	0.085	0.196	22.5	1.1	350.7
470.00	470.00	VPP 0+470	T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.015	8.7	111.3	500	433	8470.8	932.0	0.0	9402.8	0.9	250.1	0.283	0.654	250.1	2.5	266.0
470.00	485.00		SX	15.00	4.75	0.0	0.0	0.042	5.3	148.1	400	347	71.3	0.0	0.0	71.3	0.9	2.6	0.023	0.066	2.6	1.0	370.1
485.00	670.00		SX	185.00	0.00	3.0	0.0	0.006	9.3	107.6	400	347	71.3	555.0	0.0	626.3	0.5	10.2	0.069	0.199	10.2	0.8	163.0
670.00	710.00		SX	40.00	4.75	0.0	0.0	0.006	10.1	102.8	400	347	261.3	555.0	0.0	816.3	0.6	14.6	0.083	0.238	14.6	0.8	179.3

VERIFICA DEI COLLETTORI

DATI DI INPUT

K(Gauckler-Strickler)=	80.00	m^{1/3}/s
Tr (Tempo di ritorno)=	50	anni
Cp(coeff.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
Cs(coeff.deflusso scarpate)=	0.50	adim.
Ce (coeff. Deflusso aree esterne)=	0.40	adim.
Curva di probabilità pluviometrica		
a=	37.85	mm/h
n(t<1h)=	0.44	-
ta=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.inz=progressiva iniziale	bp=larghezza carreggiata	Ta=tempo di afflusso	Sc=superficie carreggiata	φ_{eq} = cx deflusso equivalente	Qs= portata smaltita
prog.fin.=progressiva finale	bs=larghezza scarpata	Tc= tempo di corrivazione	Ss=superficie scarpate	Qp= portata di pioggia tratto	V=velocita'
L=lunghezza tratto	bs=larghezza area esterna	i _c =intensita' pioggia critica	Ss=superficie scarpate	h=tirante idrico	q ₀ = portata specifica
	J _{long} =pendenza longitudinale tratto	DN= diametro nominale tubazione	Stot=superficie totale	h/DN=grado riempimento tubazione	
		DI= diametro interno			

prog.inz (m)	prog.fin. (m)	Recapito	Lato	L (m)	bp (m)	bs (m)	be (m)	J _{long} (%)	Tc (min)	i _c (mm/h)	DN (mm)	DI (mm)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Se (m ²)	Stot (m ²)	φ_{eq}	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	Qs (l/s)	V (m/s)	q ₀ spec (l/s/Ha)
710.00	725.00		SX	15.00	4.75	0.0	0.0	0.007	10.4	101.2	400	347	332.5	555.0	0.0	887.5	0.6	16.2	0.085	0.244	16.2	0.9	182.8
470.00	485.00		DX	15.00	4.75	0.0	0.0	0.042	5.3	148.1	400	347	71.3	0.0	0.0	71.3	0.9	2.6	0.023	0.066	2.6	1.0	370.1
470.00	670.00		DX	200.00	0.00	3.0	0.0	0.006	9.6	105.9	400	347	71.3	600.0	0.0	671.3	0.5	10.7	0.071	0.204	10.7	0.8	159.5
670.00	725.00		DX	55.00	4.75	0.0	0.0	0.006	10.6	99.9	400	347	332.5	600.0	0.0	932.5	0.6	16.6	0.088	0.254	16.6	0.9	178.4
725.00	725.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	10.8	99.1	400	347	332.5	600.0	0.0	932.5	0.6	16.5	0.078	0.225	16.5	1.0	176.9
725.00	795.00		SX	70.00	9.50	0.0	0.0	0.018	11.4	95.7	400	347	1330.0	1155.0	0.0	2485.0	0.7	47.2	0.115	0.332	47.2	1.7	189.9
795.00	870.00		SX	75.00	9.50	3.0	0.0	0.026	12.0	93.1	400	347	2042.5	1380.0	0.0	3422.5	0.7	65.4	0.124	0.357	65.4	2.2	191.1
870.00	960.00		SX	90.00	0.00	0.0	0.0	0.036	12.6	90.5	400	347	2042.5	1380.0	0.0	3422.5	0.7	63.6	0.112	0.323	63.6	2.4	185.8
960.00	990.00		SX	30.00	9.50	0.0	0.0	0.045	12.8	89.8	400	347	2327.5	1380.0	0.0	3707.5	0.8	69.5	0.111	0.319	69.5	2.7	187.3
990.00	1020.00		SX	30.00	9.50	0.0	0.0	0.045	13.0	89.1	400	347	2612.5	1380.0	0.0	3992.5	0.8	75.3	0.116	0.333	75.3	2.7	188.5
1020.00	1060.00	-	SX	10.00	4.75	0.0	0.0	0.045	13.1	88.8	400	347	2660.0	1380.0	0.0	4040.0	0.8	76.1	0.116	0.335	76.1	2.7	188.4
1060.00	1240.00	-	SX	180.00	0.00	0.0	0.0	0.045	14.2	84.9	400	347	2660.0	1380.0	0.0	4040.0	0.8	72.7	0.113	0.327	72.7	2.7	180.0
1240.00	1390.00	-	SX	150.00	4.75	0.0	0.0	0.045	15.1	82.0	400	400	3372.5	1380.0	0.0	4752.5	0.8	84.9	0.116	0.291	84.9	2.8	178.6
1240.00	1390.00		DX	150.00	4.75	0.0	0.0	0.045	5.9	139.2	400	400	2802.5	0.0	0.0	2802.5	0.9	97.6	0.125	0.313	97.6	2.9	348.1
1390.00	1390.00	VPP 1+360	T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	15.2	81.7	500	433	6175.0	1380.0	0.0	7555.0	0.8	141.9	0.224	0.518	141.9	1.8	187.8
1420.00	1420.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	5.2	148.6	400	347	142.5	0.0	0.0	142.5	0.9	5.3	0.048	0.139	6.2	0.8	371.6
1390.00	1420.00		SX	30.00	4.75	0.0	0.0	0.015	5.6	143.0	400	347	142.5	0.0	0.0	142.5	0.9	5.1	0.040	0.115	5.1	0.8	357.4
1420.00	1450.00		SX	30.00	9.50	0.0	0.0	0.015	6.0	137.6	400	347	570.0	0.0	0.0	570.0	0.9	19.6	0.078	0.226	20.4	1.3	344.1
1450.00	1515.00		SX	65.00	0.00	0.0	0.0	0.015	6.9	127.6	400	347	570.0	0.0	0.0	570.0	0.9	18.2	0.075	0.217	18.9	1.2	319.0
1515.00	1520.00		SX	5.00	9.50	0.0	0.0	0.001	7.0	125.8	400	347	617.5	0.0	0.0	617.5	0.9	19.4	0.159	0.458	20.2	0.5	314.5
2000.00	1940.00		DX	60.00	9.50	0.0	0.0	0.039	5.4	145.5	400	347	1520.0	0.0	0.0	1520.0	0.9	55.3	0.102	0.295	55.3	2.4	363.7
1940.00	1770.00		DX	170.00	0.00	0.0	0.0	0.039	6.7	129.7	400	347	1520.0	0.0	0.0	1520.0	0.9	49.3	0.096	0.278	49.3	2.3	324.2
1770.00	1740.00		DX	30.00	4.75	0.0	0.0	0.039	6.9	127.4	400	347	1662.5	0.0	0.0	1662.5	0.9	53.0	0.100	0.288	53.0	2.3	318.5
1740.00	1740.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	7.0	126.2	400	347	1662.5	0.0	0.0	1662.5	0.9	52.5	0.143	0.411	52.5	1.4	315.6
1940.00	1770.00		SX	170.00	0.00	2.0	0.0	0.039	7.3	122.9	400	347	0.0	340.0	0.0	340.0	0.5	5.8	0.034	0.098	5.8	1.2	170.7
1770.00	1740.00		SX	30.00	4.75	0.0	0.0	0.039	7.5	121.0	400	347	142.5	340.0	0.0	482.5	0.6	10.0	0.107	0.308	60.3	2.4	207.8
1740.00	1650.00		SX	90.00	9.50	0.0	0.0	0.009	8.4	113.9	500	433	2660.0	340.0	0.0	3000.0	0.9	81.1	0.218	0.504	128.4	1.7	270.3
1650.00	1625.00		SX	25.00	9.50	1.0	0.0	0.002	8.8	110.8	630	535	2897.5	705.0	0.0	3602.5	0.8	91.1	0.315	0.589	137.2	1.0	252.9
1625.00	1520.00		SX	105.00	9.50	1.0	0.0	0.002	10.5	100.3	630	535	3895.0	1150.0	0.0	5045.0	0.8	113.7	0.342	0.640	155.4	1.0	225.4
1520.00	1520.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.010	10.6	99.9	630	535	4512.5	1150.0	0.0	5662.5	0.8	128.6	0.223	0.417	170.7	1.9	227.2
2300.00	2300.00		T	10.00	0.00	0.0	0.0	0.001	5.3	146.6	400	347	345.0	0.0	0.0	345.0	0.9	12.6	0.159	0.459	20.3	0.5	366.4

VERIFICA DEI COLLETTORI

DATI DI INPUT

K(Gauckler-Strickler)=	80.00	m^{1/3}/s
Tr (Tempo di ritorno)=	50	anni
Cp(coeff.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
Cs(coeff.deflusso scarpate)=	0.50	adim.
Ce (coeff. Deflusso aree esterne)=	0.40	adim.
Curva di probabilità pluviometrica		
a=	37.85	mm/h
n(t<1h)=	0.44	-
ta=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.inz=progressiva iniziale	bp=larghezza carreggiata	Ta=tempo di afflusso	Sc=superficie carreggiata	φ_{eq} = cx deflusso equivalente	Qs= portata smaltita
prog.fin.=progressiva finale	bs=larghezza scarpata	Tc= tempo di corrivazione	Ss=superficie scarpate	Qp= portata di pioggia tratto	V=velocita'
L=lunghezza tratto	bs=larghezza area esterna	i_c =intensita' pioggia critica	Ss=superficie scarpate	h=tirante idrico	q_0 = portata specifica
	J_{long} =pendenza longitudinale tratto	DN= diametro nominale tubazione	Stot=superficie totale	h/DN=grado riempimento tubazione	
		DI= diametro interno			

prog.inz (m)	prog.fin. (m)	Recapito	Lato	L (m)	bp (m)	bs (m)	be (m)	J_{long} (%)	Tc (min)	i_c (mm/h)	DN (mm)	DI (mm)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Se (m ²)	Stot (m ²)	φ_{eq}	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	Qs (l/s)	V (m/s)	q_0 spec (l/s/Ha)
2310.00	2300.00		SX	10.00	9.50	0.0	0.0	0.001	6.7	129.2	400	347	1796.0	12.0	0.0	1808.0	0.9	58.2	0.159	0.459	20.3	0.5	322.2
2300.00	2230.00		SX	70.00	9.50	0.0	0.0	0.001	9.1	108.6	400	347	2806.0	12.0	0.0	2818.0	0.9	76.4	0.159	0.459	20.3	0.5	270.9
2230.00	2180.00		SX	50.00	9.50	0.0	0.0	0.001	10.9	98.2	400	347	3281.0	12.0	0.0	3293.0	0.9	80.7	0.149	0.429	17.9	0.5	245.0
2180.00	2140.00		SX	40.00	9.50	0.0	0.0	0.001	12.2	92.2	400	347	3661.0	12.0	0.0	3673.0	0.9	84.5	0.185	0.534	26.2	0.5	230.1
2140.00	2100.00		SX	40.00	9.50	0.0	0.0	0.001	13.5	87.3	400	347	4041.0	12.0	0.0	4053.0	0.9	88.4	0.217	0.626	33.5	0.5	218.0
ROTATORIA BELLUNO - RAMO 1																							
75.00	75.00		sx	19.00	0.00	0.0	0.0	0.005	5.3	147.4	400	347	645.0	0.0	0.0	645.0	0.9	23.8	0.159	0.459	45.3	1.1	368.4
ROTATORIA BELLUNO																							
65.00	35.00		sx	30.00	12.00	1.0	0.0	0.005	5.8	140.5	400	347	1245.0	12.0	0.0	1257.0	0.9	44.0	0.159	0.459	45.3	1.1	349.9
30.00	10.00		sx	20.00	12.00	0.0	0.0	0.005	6.3	133.2	400	347	1701.0	12.0	0.0	1713.0	0.9	56.9	0.240	0.692	86.4	1.2	331.9
ROTATORIA BELLUNO - RAMO 2																							
100.00	88.00		sx	12.00	18.00	0.0	0.0	0.005	6.0	138.0	400	347	1461.0	12.0	0.0	1473.0	0.9	50.7	0.159	0.459	45.3	1.1	343.9
88.00	88.00		sx	8.00	0.00	0.0	0.0	0.005	6.1	136.5	400	347	1461.0	12.0	0.0	1473.0	0.9	50.1	0.159	0.459	45.3	1.1	339.9

SEZIONE IN RILEVATO/TRINCEA: VERIFICA CANALETTA GRIGLIATA CG

DATI DI INPUT

K _{PEAD} (Gauckler-Strickler)=	80.00	m^{1/3}/s
K _{CLS} (Gauckler-Strickler)=	60.00	m^{1/3}/s
Tr (Tempo di ritorno)=	25	anni
Cp (coeff.deflusso carreggiata)=	0.9	adim.
Cs (coeff.deflusso scarpate)=	0.5	adim.
Ce (coeff. Deflusso aree esterne)=	0.4	adim.
interasse minimo	10	m
interasse massimo	20	m
portata massima discendente PEAD	17.5	l/s
portata massima discendente CLS	47.8	l/s
Curva di probabilità pluviometrica		
a=	33.91	mm/h
n(t<1h)=	0.44	-
ta=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.inz=progressiva iniziale	bp=larghezza carreggiata	J _{long} =pendenza longitudinale	tr Ta=tempo di afflusso	Sc=superficie carreggiata
prog.fin.=progressiva finale	bs=larghezza scarpata	J _{trav} =pendenza trasversale tra	i _c =intensita' pioggia critica	Ss=superficie scarpate
Interasse=interasse fra caditoie	bs=larghezza area esterna	J _{tot} = pendenza lungo linea di corrente		Ss=superficie scarpate
Leff= lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata			d _{max} = massimo ingombro ammissibile area bagnata	Stot=superficie totale

Recapito	prog.inz (m)	prog.fin. (m)	Lato	L (m)	Interasse (m)	bp (m)	bs (m)	be (m)	J _{long} (%)	Tc (min)	i _c (mm/h)	CUNETTA	Qb	Qchezy (l/s)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Se (m ²)	Stot (m ²)	φ _{eq}	Qp (l/s)	q (l/s/m)	Lmax (m)	INT
	1020.00	1240.00	DX	220.00	220.00	9.50	0.0	0.0	0.045	5.000	136.4	PEAD	17.5	113.0	2090.0	0.0	0.0	2090.0	0.9	71.2	0.32	54.1	20.0
	2000.00	2100.00	DX	100.00	100.00	9.50	0.0	0.0	0.008	5.000	136.4	PEAD	17.5	47.6	950.0	0.0	0.0	950.0	0.9	32.4	0.32	54.1	20.0
	2100.00	2140.00	DX	40.00	40.00	9.50	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	380.0	0.0	0.0	380.0	0.9	13.0	0.32	52.0	20.0
	2140.00	2180.00	DX	40.00	40.00	9.50	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	380.0	0.0	0.0	380.0	0.9	13.0	0.32	52.0	20.0
	2180.00	2230.00	DX	50.00	50.00	9.50	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	475.0	0.0	0.0	475.0	0.9	16.2	0.32	52.0	20.0
ROT CORTINA - R1	55.00	90.00	DX	35.00	35.00	5.00	0.0	0.0	0.089	5.000	136.4	PEAD	17.5	159.1	175.0	0.0	0.0	175.0	0.9	6.0	0.17	102.8	20.0
ROT CORTINA - R1	90.00	135.00	DX	45.00	45.00	2.50	0.0	0.0	0.089	5.000	136.4	PEAD	17.5	159.1	287.5	0.0	0.0	287.5	0.9	9.8	0.22	80.4	20.0
ROT BL - RAMO 1	50.00	75.00	DX	25.00	25.00	10.00	0.0	0.0	0.005	5.000	136.4	PEAD	17.5	37.7	250.0	0.0	0.0	250.0	0.9	8.5	0.34	51.4	20.0
ROT BL - RAMO 1	80.00	75.00	DX	5.00	5.00	10.00	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	395.0	0.0	0.0	395.0	0.9	13.5	2.69	6.3	5.0
ROT BL	110.00	80.00	DX	30.00	30.00	11.50	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	345.0	0.0	0.0	345.0	0.9	11.8	0.39	43.0	20.0
ROT BL	110.00	140.00	DX	30.00	30.00	11.50	0.0	0.0	0.001	5.000	136.4	PEAD	17.5	16.8	345.0	0.0	0.0	345.0	0.9	11.8	0.39	43.0	20.0

DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI TRATTAMENTO

g	981.00	cm/s ²	accelerazione di gravità
g _s	2.00	g/cm ³	peso specifico particelle
g _a	1.00	g/cm ³	peso specifico acqua
D	0.10	mm	diametro particella da far sedimentare
m _v	1.00	centistokes	viscosità cinematica acqua
V _s	0.55	cm/s	velocità di sedimentazione secondo la legge di Stokes
	0.0055	m/s	

Caratteristiche vasca

B	2.00	m	larghezza della vasca
H _{soglia}	1.80	m	altezza della soglia della vasca (Q<Qsv)
H _{sfiore laterale}	2.19	m	altezza della soglia di sfioro per Q>Qsv
H _{pelo libero}	2.00	m	altezza pelo libero per portata di prima pioggia
H _{soglia uscita}	1.70	m	altezza soglia di sfioro in uscita
L1	1.00	m	lunghezza soglia sfioro ingresso vasca
L2	1.00	m	lunghezza soglia uscita vasca

Lp: lunghezza tratto piattaforma da drenare
 Ap: superficie pavimentata da drenare
 As: superficie scarpate da drenare
 Aeq: superficie equivalente da drenare

i₂₅: intensità di pioggia per Tr= 25 anni
 Q₂₅: portata di pioggia per TR= 25 anni

i_{pp}: intensità di prima pioggia
 Q_{pp}: portata di prima pioggia
 W_{pp}: volume di prima pioggia

Q_{scol}: portata massima da scolmare
 Q_{sv}: portata dovuta a sversamento accidentale

L_{sedpp}: lunghezza minima vasca per la sedimentazione delle particelle
 U_{pp}: velocità portata di prima pioggia
 t_{orizz}: tempo di traslazione orizzontale per Qpp
 t_{vert}: tempo di traslazione verticale per Qpp

L_{min olio}: lunghezza minima per la ritenzione degli oli

Y1: tirante idrico sopra la soglia di ingresso nella vasca per Q=Qsv
 Y2: tirante idrico sulla soglia di uscita della vasca

L_{min sver}: lunghezza minima vasca per la detenzione del volume di 39000 l

V_{vert sv}: velocità di sedimentazione in caso di sversamento accidentale
 D_{sed sv}: diametro particella sedimentabile in caso di sversamento accidentale

Progr.	LATO	VASCA	da	a	Lp	Ap	As	Aeq	i25	Q ₂₅	i _{pp}	W _{pp}	Q _{pp}	Q _{scol}	Q _{sv}	L _{sedpp}	U _{pp}	t _{orizz}	t _{sed}	Lmin olio	U _{sv}	Y1	Y2	Lmin sver	Lmin pp	Vorizz pp	Vvert pp	Dsed sv
			km	km	m	(m ²)	(m ²)	(m ²)	[mm/h]	[m ³ /s]	[mm/h]	(m ³)	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	m	[m/s]	[s]	[s]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[mm]
0+470	SX	VPP-1	0.00	470.00	470.00	8470.75	932.00	8750.35	111.3	0.271	20.00	43.75	0.049	0.222	0.442	4.45	0.012	366.24	366.24	12.000	0.101	0.386	0.089	11.5	6.434	0.014	0.002	0.184
1+370	DX	VPP-2	470.00	1520.00	1050.00	6175.00	1380.00	6589.00	81.7	0.150	20.00	32.95	0.037	0.113	0.442	3.35	0.009	366.24	366.24	12.000	0.101	0.386	0.074	11.5	4.845	0.010	0.002	0.184
1+520	DX	VPP-3	1520.00	2100.00	580.00	4512.50	1150.00	4857.50	99.9	0.135	20.00	24.29	0.027	0.108	0.442	2.47	0.007	366.24	366.24	12.000	0.101	0.386	0.060	11.5	3.572	0.008	0.001	0.184
2+100	DX	VPP-4	2100.00	2300.00	200.00	4041.00	12.00	4044.60	87.3	0.098	20.00	20.22	0.022	0.076	0.442	2.06	0.006	366.24	366.24	12.000	0.101	0.386	0.054	11.5	2.974	0.006	0.001	0.184