



CITTA' DI TERMINI IMERESE

PROVINCIA DI PALERMO

URBANIZZAZIONE DELLA FASCIA A MARE DEL CENTRO STORICO:
PROGETTAZIONE DELLA STRADA DI COLLEGAMENTO PORTO - SS. 113

PROGETTO ESECUTIVO

ataengineering

via Alto Adige, 160 38121 Trento - Italy
tel. +39 0461, 1731000 - fax +39 0461 1731052
www.ataengineeringspa.com - Info@ataengineeringspa.com
c.fiscate, p.iva e R.L Trento 01307610228



CAPOGRUPPO MANDATARIA

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott. ing. ERINO BOMBARDELLI
ISCRIZIONE ALEO N. 1098

SGI Studio Galli Ingegneria S.p.A.

SEDE: Padova - 35030 Sarmeola di Rubano - Via della Provvidenza, 13 - tel. +39 049 8978644 - fax +39 049 8978784
FILIALE: Belluno 32100 - Via degli Agricoltori, 13 - tel. +39 0437 355411 - fax +39 0437 355412
UFFICI IN ITALIA: Milano - Napoli - Ancona - Sassari
UFFICI ALL'ESTERO: Pechino (Cina) - Cairo (Egitto) - Podgorica (Montenegro) - Sulaymaniya (Iraq)
www.sgi-spa.it - info@sgi-spa.it



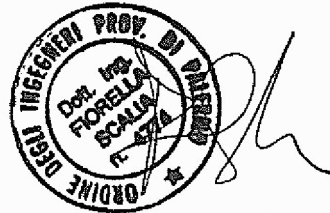
MANDANTE



Dott. Ing. Fiorella Scalia

STUDIO TECNICO
PIAZZA S. ANTONIO N.16
90018 TERMINI IMERESE (PA)
TEL. 091 8115583 FAX 091 8110748
E-Mail: fiorella.scalia@tin.it
P. IVA 04315120826

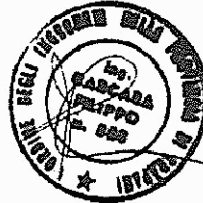
MANDANTE



Dott. Ing. Filippo Carcara

STUDIO TECNICO
VIA SAFFO 2b
90151 PALERMO
TEL. 392 9820063 E-Mail filcar@libero.it
P. IVA 0052316810

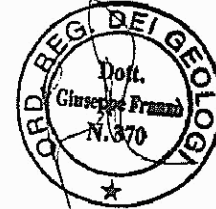
MANDANTE



Dott. Geol. Giuseppe Franzò

STUDIO
90010 ISNELLO (PA) c.da PONTICELLO
TEL./FAX 0921 662849 E-Mail peppefranzo@libero.it
P. IVA 02948160821

MANDANTE



DATA: OTTOBRE 2015

TAVOLA:

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

N.ro allegato **1.2.3.1**

0	R.SOMMACAL	S.TRABUCCHI	F. GALLI			22/10/2015
REV.	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	DESCRIZIONE REVISIONE	DATA

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERISTICHE DELLA ZONA IN ESAME.....	3
3. DEFINIZIONE DELLE PORTATE METEORICHE.....	4
3.1 DEFINIZIONE DELL'EVENTO METEORICO DI RIFERIMENTO	4
3.2 MODELLO AFFLUSSI DEFLUSSI	7
3.2.1 <i>Descrizione del codice di calcolo.....</i>	<i>7</i>
3.2.2 <i>Applicazione del modello all'area di studio e risultati delle simulazioni</i>	<i>15</i>
4. VERIFICHE IDRAULICHE.....	17
4.1 DESCRIZIONE DELLO SCHEMA IDRAULICO DELLA RETE DI DRENAGGIO	17
4.2 METODOLOGIA DELLE VERIFICHE IDRAULICHE ESEGUITE	19
4.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE	20
4.4 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO	22
4.5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	23
4.5.1 <i>Stima delle portate di prima pioggia.....</i>	<i>24</i>
4.5.2 <i>Separazione delle acque di prima pioggia</i>	<i>26</i>
4.5.3 <i>Vasche di trattamento</i>	<i>29</i>
4.6 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO DEI TRE BACINI.....	32
4.7 DIMENSIONAMENTO DELLE FREQUENZA DELLE CADITOIE STRADALI	34
5. CONDOTTI E MANUFATTI	34
ALLEGATI DI CALCOLO.....	35

1. PREMESSA

La presente relazione intende illustrare le metodologie e i risultati dei calcoli idrologici e idraulici eseguiti per il dimensionamento e la verifica delle opere di drenaggio della nuova strada di collegamento tra il porto e la statale 113 in comune di Termini Imerese in provincia di Palermo. Nel seguito verranno inoltre illustrate le assunzioni necessarie al progetto del sistema di drenaggio in esame.

2. LOCALIZZAZIONE E CARATTERISTICHE DELLA ZONA IN ESAME

La nuova strada si sviluppa per circa 1.7 Km lungo la costa tirrenica in prossimità del nucleo abitato e si affianca per buona parte della sua estensione alla linea ferroviaria Palermo-Messina. Il tracciato si sviluppa a ridosso di una ripida parete di roccia compatta e poco permeabile che costituisce la maggior parte del bacino scolante che la fognatura di nuova realizzazione dovrà drenare. I limiti del bacino scolante sono stati infatti individuati nei pressi della sommità della scarpata oltre la quale sorge il centro storico del paese, dotato di autonome opere di fognatura, e dal limite verso mare della carreggiata stradale.

L'area di pertinenza della nuova infrastruttura è stata suddivisa in 4 bacini tre dei quali, individuati con le lettere A, B e C, dotati di una rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche progettata ex novo all'interno del presente progetto, il quarto, nei pressi della nuova rotonda sulla statale S.S. 113 e già dotato di scarico nel S. Leonardo, oggetto di rifacimento di un tronco della linea esistente e di un solo breve tratto di condotta aggiuntiva.

Per quanto concerne i bacini "A" e "B" i recapiti verso il mare sono stati previsti in prossimità di manufatti idraulici di attraversamento esistenti al di sotto della piattaforma ferroviaria, per il bacino "C" presso il porto adiacente al limite orientale della strada di progetto.

3. DEFINIZIONE DELLE PORTATE METEORICHE

La metodologia seguita per la definizione delle portate meteoriche, come di consuetudine nel caso di progettazione di opere di drenaggio, ha dapprima definito un evento meteorologico di progetto e in seguito ha implementato un modello afflussi-deflussi sulla base delle caratteristiche idrologiche dei bacini in esame.

Per la precipitazione di progetto è stato inoltre necessario stabilire un “tempo di ritorno” durante il quale non è statisticamente prevedibile il ripresentarsi dell’evento meteorico di progetto e sulla base del quale vengono dimensionate le opere in oggetto. Nel caso specifico è stato adottato un tempo di ritorno pari a 20 anni. (Bacino < 20 ha).

3.1 Definizione dell’evento meteorico di riferimento

Il regime delle precipitazioni sul territorio in oggetto è stato ricostruito sulla base di una elaborazione statistico-probabilistica dei valori registrati presso le stazioni pluviografiche di Termini Imerese, Caccamo, Monumentale, Bivio Cerda e Cefalù (PA).

Con riferimento agli eventi di notevole intensità e breve durata (<1ora), tali elaborazioni hanno permesso di determinare i parametri della curva di possibilità pluviometrica:

$$h = at^n$$

nella quale:

h = altezza di precipitazione [mm];

τ = durata di precipitazione [ore].

Si è scelto di fare riferimento a un tempo di ritorno pari a 2, 5, 10, 15 e 20 anni.

Alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi, che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica, comune a molte serie idrologiche:

$$X(T_r) = \bar{X} + F \cdot S_x \quad (1)$$

essendo:

$X(T_r)$ = valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno T_r , ossia l'evento che viene eguagliato o superato, mediamente, ogni T_r anni;

\bar{X} = il valore medio degli eventi considerati;

F = fattore di frequenza;

S_x = scarto quadratico medio della variabile in esame.

Una tra le più usate distribuzioni di probabilità dei valori estremi (serie annuale) è la distribuzione doppio-esponenziale, detta di Gumbel. Essa assegna ad F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N} \quad (2)$$

essendo la grandezza $Y(T_r)$, funzione del tempo di ritorno, la cosiddetta variabile ridotta, mentre Y_N e S_N rappresentano la *media* e lo *scarto quadratico* della *variabile ridotta*: esse sono funzioni del numero N di osservazioni. Operando la sostituzione di F nella (1) si ha:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \bar{Y}_N + \frac{S_X}{S_N} Y(T_r) \quad (3)$$

Il termine $\bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \bar{Y}_N$ è chiamato *moda* e rappresenta il valore con massima frequenza probabile; il fattore $\frac{S_X}{S_N}$ è indicato con il termine *alpha*.

La funzione $Y(T_r)$ è legata al tempo di ritorno T_r dalla relazione:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r - 1}{T_r}\right) \quad (4)$$

Ordinati gli N eventi disponibili (anni d'osservazione) in ordine decrescente e numerati da 1 ad N , l'evento caratterizzato dall' i -esima posizione ha T_r , pari a:

$$T_r = \frac{N + 1}{i} \quad (5)$$

A ciascun evento di una serie di N dati, si può, tramite la (4), far quindi coincidere una serie di N variabili ridotte $Y(i)$, dipendenti solo dal numero dei dati N della serie e dalla posizione occupata. La media ridotta Y_N e la deviazione standard ridotta S_N possono calcolarsi rispettivamente tramite le seguenti formulazioni:

$$\bar{Y}_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i \quad (6)$$

$$S_N = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y}_N)^2 \right]^{1/2} \quad (7)$$

Come si vede tali valori dipendono solo dal numero N di elementi della serie o, in base alla (5), dal solo tempo di ritorno $T_r = (N + 1) / i$.

È quindi possibile, per un prefissato evento, stabilire la sua frequenza probabile; oppure, per un prefissato tempo di ritorno, stabilire il valore dell'evento che gli corrisponde.

Dalle equazioni così ottenute, prefissato un tempo di ritorno T_r , si possono ricavare per ogni durata, i valori corrispondenti di h ; i quali sono, pertanto, le altezze di precipitazione che ricorrono, mediamente, ogni T_r anni.

Fissato T_r , e ricavate le altezze h per le durate considerate, si può costruire l'equazione $h = at^n$, che risulta quindi caratterizzata da un tempo di ritorno T_r .

Per valutare il grado di accettabilità della distribuzione di probabilità considerata è stato eseguito il test di adattamento di Kolmogorov-Smirnov, adottando un livello di significatività $\alpha = 0,05$.

Il valore critico di D_N per l'accettabilità della distribuzione probabilistica è dato allora da:

$$D_N = \frac{1,36}{\sqrt{N}} \quad \text{dove } N \text{ rappresenta la dimensione del campione.}$$

I risultati ottenuti per ogni stazione e per ogni durata evidenziano che la prescelta distribuzione di Gumbel è generalmente accettabile al livello di significatività prefissato.

In Italia la legge di Gumbel, anche in assenza di una normativa di applicazione, risulta la legge probabilistica di uso più corrente. Nel caso in esame la scelta del modello probabilistico di Gumbel è stata determinata dal fatto che questa distribuzione ha generalmente dimostrato nelle applicazioni una buona capacità di riprodurre i caratteri statistici delle serie empiriche.

Si è ritenuto superfluo eseguire ulteriori elaborazioni col modello probabilistico log-normale a due o a tre parametri e si è pertanto fatto riferimento ai risultati ottenuti con la distribuzione di Gumbel per la costruzione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica.

L'insieme delle operazioni di calcolo sopra esposte ha fornito la stima puntuale $X(T_r)$ per gli eventi di notevole intensità e breve durata.

Come detto per ciascun tempo di ritorno si è provveduto a calcolare l'equazione di possibilità pluviometrica mediante il metodo dei minimi quadrati.

Si è dovuto ricorrere a più stazioni pluviografiche per integrare i valori registrati presso la stazione di Imerese Termini.

I dati delle registrazioni pluviometriche e i risultati ottenuti sono presentati nelle tabelle seguenti, che forniscono, al variare del tempo di ritorno T_r , i valori di a e n nell'equazione $h = at^n$. Negli allegati sono riportati i calcoli in dettaglio.

Al termine quindi dei calcoli statistici è stata elaborata una curva di possibilità pluviometrica interpolando le altezze di pioggia previste per 30 e 60 minuti. Tale scelta appare giustificata considerando che:

- I bacini in esame hanno tempi di corrivazione che si aggirano sui 30 minuti
- la regressione esponenziale si adatta in modo più preciso ai dati escludendo dall'interpolazione il valore dell'altezza di pioggia per 10 minuti

Per le simulazioni idrologiche è stata quindi considerata la legge di possibilità pluviometrica data dalla legge:

$$h=63 \cdot t^{0.49}$$

3.2 Modello afflussi deflussi

3.2.1 Descrizione del codice di calcolo

Dopo la definizione dell'altezza di pioggia di progetto è stato necessario procedere alla stima delle portate meteoriche, tale operazione è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo Hec-1, di cui viene nel seguito riportata una breve descrizione delle sue principali componenti, rimandando a letteratura specializzata per eventuali approfondimenti.

Generalità

Il modello HEC-1, del *U.S. Corps of Engineers* e, è stato sviluppato per simulare la risposta del bacino di un corso d'acqua o di una rete di fognatura alle precipitazioni, rappresentando il bacino come un sistema di componenti idrologiche ed idrauliche. Ogni componente modella un aspetto del processo afflussi-deflussi in un sottobacino, intendendo per componente: il suo deflusso superficiale, la propagazione in un canale o in una condotta (*river routing*), un serbatoio, un canale di derivazione o un pompaggio.

Per rappresentare una componente è necessario definire alcune relazioni matematiche descrittive del fenomeno fisico ed un certo numero di parametri caratterizzanti la componente stessa.

Risultato del processo di calcolo del modello è un idrogramma di piena in corrispondenza a una determinata sezione.

Assunzione teorica del modello è che, considerando il bacino come un sistema di sottobacini interconnessi, il processo idrologico possa rappresentarsi mediante parametri che riflettano le condizioni medie di ciascun sottobacino sia nello spazio che nel tempo, sicchè all'intervallo di simulazione scelto debba corrispondere la validità dell'assunzione dei valori medi dei parametri.

Ci sono alcune importanti limitazioni al modello che vengono di seguito descritte:

- le simulazioni sono limitate a singoli eventi meteorici poichè non si tiene conto del ripristinarsi delle normali condizioni di umidità del suolo nei periodi asciutti;
- i risultati restituiti dal modello sono valori di portata e non di livello idrico, per i quali si devono utilizzare modelli di propagazione delle onde di piena nei corsi d'acqua;
- i metodi di propagazione dell'onda di piena nei canali sono metodi idrologici che non rispecchiano pienamente le relazioni di St. Venant.

Nella trattazione seguente vengono descritte le principali caratteristiche del modello, rimandando al manuale d'uso per ulteriori approfondimenti e dettagli.

Componenti del modello

Primo passo per l'applicazione di HEC-1 è la schematizzazione del bacino in un sistema di componenti interconnesse che costituiscono la rete delle condotte.

A tale scopo si devono individuare i confini del bacino, e quindi scomporre il bacino in sottobacini che tengano conto delle finalità dello studio e della variabilità spaziale delle caratteristiche idrometeorologiche del bacino stesso. Questo secondo punto tende a considerare il modello tanto più accurato quanto più un sottobacino individui un'area con caratteristiche idrauliche e idrologiche il più omogenee possibile.

Ogni sottobacino deve quindi essere rappresentato con una serie di componenti e i vari sottobacini devono essere collegati fra loro per simulare il sistema nel suo complesso.

Come detto le componenti da considerare possono essere: il deflusso superficiale di un sottobacino, la propagazione in un canale o in una condotta (*river routing*), un serbatoio, un canale di derivazione o un pompaggio.

Input per il calcolo di un deflusso superficiale è lo ietogramma di una precipitazione, da esso si ottiene la pioggia efficace sottraendo le perdite per infiltrazione ed intercettazione superficiale. La pioggia efficace è quindi propagata mediante il metodo cinematico o il metodo dell'idrogramma unitario, ottenendo l'idrogramma del deflusso. La portata di base è calcolata utilizzando metodi empirici ed è sommata all'idrogramma dei deflussi superficiali.

Input per la propagazione di un onda di piena nei tubi è un idrogramma nella sezione di monte del sottobacino. Se si utilizza il metodo cinematico è possibile considerare, contemporaneamente all'idrogramma di monte, il contributo dei deflussi dello stesso sottobacino distribuito lungo il canale che deve pertanto essere definito come input.

Processo di trasformazione afflussi-deflussi

Le componenti di HEC-1 permettono di simulare il processo afflussi-deflussi di un bacino mediante equazioni matematiche che rappresentano i singoli fenomeni meteorologici, idrologici e idraulici. Questi fenomeni sono separabili in precipitazioni, intercettazione superficiale/infiltrazione, trasformazione di pioggia efficace in deflussi, contributo della portata di base e propagazione della piena.

Senza entrare in questa sede nello specifico delle equazioni rappresentati i singoli fenomeni e/o le loro relazioni con il modello, se ne ricorderanno i principali aspetti.

Precipitazioni

Si assume che un evento di precipitazione sia uniformemente distribuito su tutta l'area del sottobacino. Inoltre qualunque sia l'opzione scelta per specificare la precipitazione essa produce sempre uno ietogramma.

I dati di precipitazione di un evento osservato sono forniti al programma con uno dei due seguenti metodi: precipitazioni medie sul bacino, media pesata dei pluviometri.

E' inoltre possibile utilizzare piogge sintetiche che sono generalmente basate sull'analisi dei dati di pioggia registrati in lunghi periodi nella regione oggetto di studio. I metodi disponibili in

HEC-1 per generare distribuzioni di piogge sintetiche sono: lo Standard Project Storm (SPS) (precipitazione standard di progetto), la Probable Maximum Precipitation (PMP) (precipitazione massima probabile) e le piogge sintetiche basate su relazioni di intensità-durata.

Intercettazione superficiale / Infiltrazione

Intercettazione superficiale ed infiltrazione costituiscono in HEC-1 le perdite d'acqua sul volume affluito. La intercettazione superficiale rappresenta fisicamente il volume d'acqua trattenuto in invasi superficiali, nella vegetazione o in aree dove l'acqua non è, per qualche ragione, libera di muoversi.

E' importante osservare che nel modello i volumi d'acqua precipitati che non contribuiscono al deflusso superficiale sono considerati persi, ed inoltre le equazioni utilizzate nel calcolo delle perdite non prevedono il ristabilirsi delle condizioni iniziali per l'umidità del suolo e per gli invasi superficiali. Pertanto il programma è orientato a simulare un singolo evento di precipitazione.

Sono disponibili cinque metodi per il calcolo delle perdite. Per ciascuno di essi viene definita una perdita media nell'intervallo di tempo dell'integrazione che viene sottratta dallo ietogramma degli afflussi. I cinque metodi di calcolo sono i seguenti:

- perdite iniziali dell'intero volume fino a un prefissato valore, raggiunto il quale le perdite continuano a valore costante (*initial and uniform loss rate*),
- metodo empirico che relaziona con legge esponenziale le perdite alla intensità di precipitazione e alle perdite cumulate (*exponential loss rate*),
- metodo detto del *Curve Number* del *Soil Conservation Service* (*SCS Curve Number*),
- metodo di *Holtan*, basato sulla capacità di infiltrazione (*Holtan Loss Rate*),
- metodo della funzione di infiltrazione di Green e Ampt (*Green and Ampt infiltration function*).

Il metodo del CN calcola la pioggia efficace, ovvero il volume di deflusso V, a partire dalla precipitazione netta P_n in base alla formula:

$$V = \frac{W}{S} P_n$$

(dove W rappresenta il contenuto idrico del suolo e S la capacità idrica del suolo a saturazione) e facendo l'ipotesi che $W = P_n - V$, cosicché essendo $P_n = P - IA$ (dove P è la pioggia totale, mentre IA rappresenta le perdite iniziali per intercezione), la formula iniziale diventa:

$$V = \frac{(P - IA)^2}{P + S - IA}$$

Nella formula precedente compare il parametro S , caratteristico delle condizioni dei terreni, che viene calcolato come:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

a partire dal numero di curva CN .

Il *Soil Conservation Service* ha predisposto delle tabelle che possono essere utilizzate per stimare il valore di CN in base alle caratteristiche pedologiche, vegetazionali e di uso del suolo ed alle precipitazioni cadute nel periodo immediatamente precedente quello considerato.

Il secondo parametro da introdurre per applicare questo metodo è il valore delle perdite iniziali IA ; per esso è stata proposta una relazione empirica:

$$IA = 0.2S$$

Come si desume da quanto esposto, il metodo del SCS fornisce unicamente il valore globale della pioggia efficace per l'intero evento; poichè nell'applicazione dell'idrogramma unitario è necessario conoscere il valore della pioggia efficace relativo a ciascun intervallo di tempo, tale valore viene calcolato come la differenza tra il valore complessivo della pioggia efficace alla fine dell'intervallo considerato e il valore che aveva raggiunto alla fine dell'intervallo precedente.

Trasformazione della pioggia efficace in deflusso

Per la trasformazione della pioggia efficace in deflusso ossia in un idrogramma di piena, sono disponibili due metodi:

L'idrogramma unitario

L'idrogramma unitario è definito come l'idrogramma dovuto a una pioggia unitaria (1 mm/h) uniformemente caduta sul bacino in un'ora. HEC-1 automaticamente pone la durata dell'evento unitario pari all'intervallo di calcolo scelto nella simulazione. Si assume che l'idrogramma unitario sia caratteristico del bacino e non dipenda dall'evento di precipitazione, e che il contributo al deflusso di una pioggia efficace in istanti diversi sia sommabile linearmente.

HEC-1 dispone di tre metodi per definire l'idrogramma unitario sintetico:

- l'idrogramma unitario di Clark,
- l'idrogramma unitario di Snyder,
- l'idrogramma unitario adimensionale del Soil Conservation Service (SCS).

L'idrogramma unitario di Clark si basa sulla schematizzazione del bacino come una rete di canali lineari che collegano indipendentemente ogni areola elementare del bacino con un serbatoio lineare di costante R posto nella sezione di chiusura.

Per poter definire l'idrogramma è necessario conoscere il tempo impiegato dal deflusso per raggiungere la sezione di chiusura da ciascuna areola elementare, e costruire così in tal modo una curva area-tempo $A(t)$ che esprime, in funzione del tempo, la superficie cumulata che ha contribuito al deflusso alla sezione di misura.

La letteratura idrologica fornisce varie metodologie per la costruzione di tale curva, ma nessuna di esse è esente da difetti di ordine concettuale.

In prima approssimazione, per quanto la velocità di deflusso risulti in realtà variabile sia nello spazio, da punto a punto, sia nel tempo, a secondo del contenuto idrico del suolo, dell'intensità di pioggia, dei livelli idrici nei collettori ecc., si può ritenere costante la velocità in ciascun punto del bacino, e considerare perciò isocorri i punti situati alla medesima distanza, lungo le linee di deflusso, dalla sezione di chiusura. Si può così tracciare una mappa delle linee isocrone del bacino (linee che congiungono i punti di uguale tempo di corrivazione) e, misurando le aree comprese tra la sezione di chiusura e ciascuna linea, costruire la curva $A(t)$.

Il codice HEC-1, nel caso in cui non venga fornita la curva $A(t)$, utilizza una curva area-tempo adimensionale definita dalle relazioni:

$$A = 1.414t^{1.5} \quad \text{per } 0 < t < 0.5$$

$$A = 1 - 1.414(1-t)^{1.5} \quad \text{per } 0.5 < t < 1$$

dove A è l'area cumulata espressa come frazione dell'area totale del sottobacino, e t è il tempo espresso come frazione del tempo di concentrazione che deve essere quindi fornito come parametro di input. Per t=0.5 può essere impiegata indifferentemente l'una o l'altra delle due relazioni, risultando, in ogni caso, A=0.5.

Una volta definita la curva area-tempo, che in sostanza riproduce le caratteristiche morfologiche e fisiografiche del bacino, le ordinate della curva stessa sono convertite in volume di deflusso al secondo per unità di pioggia efficace, e divise per l'intervallo di tempo considerato.

L'idrogramma istantaneo risultante viene poi propagato attraverso il serbatoio lineare per simulare gli effetti di immagazzinamento del bacino con l'equazione:

$$Q(2) = CA * I + CB * Q(1)$$

con i coefficienti:

$$CA = \frac{\Delta t}{R + 0.5t}$$

$$CB = 1 - CA$$

dove I è l'ordinata dell'idrogramma istantaneo prima della propagazione, Q(1) e Q(2) le portate istantanee all'inizio e alla fine dell'intervallo di calcolo Δt , e R è la costante di immagazzinamento del bacino in ore, definita come il rapporto tra il volume di invaso del "serbatoio" e la portata in uscita da esso.

L'ordinata dell'idrogramma unitario è quindi dato mediando i valori dell'idrogramma istantaneo dopo la propagazione:

$$Q = \frac{Q(1) + Q(2)}{2}$$

In definitiva, oltre all'eventuale approntamento della curva area-tempo, nell'applicazione del metodo di Clark sono da determinare il tempo di concentrazione T_c e il coefficiente di immagazzinamento R .

Il tempo di concentrazione T_c è l'intervallo di tempo che impiega una particella di acqua ad andare dal punto idraulicamente più lontano del bacino alla sezione di chiusura del bacino stesso. Nella pratica e con riferimento all'idrogramma unitario, il tempo di concentrazione è individuato come il tempo che trascorre dalla fine della pioggia efficace al punto di inflessione sul ramo di recessione.

Propagazione della piena

La propagazione della piena viene utilizzata per simulare il movimento dell'onda di piena nei successivi tronchi del corso d'acqua e/o nei serbatoi. I metodi di simulazione disponibili in HEC-1 sono basati sull'equazione di continuità e su alcune relazioni tra portata e livelli o tra portata e volumi.

I metodi disponibili sono:

- Metodo di Muskingum
- Metodo di Muskingum-Cunge
- Metodo cinematico.

3.2.2 Applicazione del modello all'area di studio e risultati delle simulazioni

Come accennato nella breve descrizione del codice di calcolo applicato, la simulazione è tanto più realistica quanto più i bacini di deflusso implementati nel modello rappresentano una zona con caratteristiche uniformi. Al fine di costruire una più precisa modellazione sono stati quindi identificati bacini e i sottobacini che contribuiscono al deflusso dai collettori principali ed essi sono stati in seguito ulteriormente suddivisi nella loro componente di strada asfaltata e di parete rocciosa. A ciascuno di tali sottobacini sono stati quindi assegnati i valori caratteristici richiesti dal codice di calcolo.

Tabella 1 - Parametri idrologici dei bacini esaminati

Scarico	Sottobacino	Tipologia	Superficie [Ha]	Superficie [Ha]	Tc [ore]	R	K	CN
A	A1	A1 Roccia	1.045	1.301	0.25	0.107	0.3	90
		A1 Strada	0.257		0.166	0.111	0.4	98
	A2	A2 Roccia	0.351	0.451	0.166	0.071	0.3	90
		A2 Strada	0.100		0.166	0.111	0.4	98
	A3	A3 Roccia	0.747	0.846	0.25	0.107	0.3	90
		A3 Strada	0.099		0.166	0.111	0.4	98
	A4	A4 Roccia	1.088	1.194	0.25	0.107	0.3	90
		A4 Strada	0.106		0.166	0.111	0.4	98
B	B1	B1 Roccia	1.652	1.709	0.25	0.107	0.3	90
		B1 Strada	0.057		0.166	0.111	0.4	98
	B2	B2 Roccia	0.592	0.763	0.25	0.107	0.3	90
		B2 Strada	0.171		0.166	0.111	0.4	98
	B3	B3 Roccia	2.428	2.485	0.333	0.143	0.3	90
		B3 Strada	0.057		0.166	0.111	0.4	98
	B4	B4 Roccia	1.099	1.161	0.333	0.141	0.3	90
		B4 Strada	0.063		0.166	0.111	0.4	98
	B5	B5 Roccia	1.329	1.440	0.25	0.107	0.3	90
		B5 Strada	0.111		0.166	0.111	0.4	98
	B6	B6 Roccia	0.590	0.590	0.25	0.107	0.3	90
		B6 Strada	0.000		0.166	0.111	0.4	98
	B7	B7 Roccia	0.170	0.306	0.25	0.107	0.3	90
		B7 Strada	0.136		0.166	0.111	0.4	98
C	C1	C1 Roccia	0.000	0.075	0.25	0.107	0.3	90
		C1 Strada	0.075		0.166	0.111	0.4	98
	C2	C2 Roccia	1.688	1.861	0.25	0.107	0.3	90
		C2 Strada	0.172		0.166	0.111	0.4	98

Tutti i sottobacini sono quindi caratterizzati da una ripida parete rocciosa quasi impermeabile agli scrosci di forte intensità e breve durata che insiste sulla nuova strada. Il tempo di corrivazione per la superficie stradale è stato stimato in 10 minuti e quello delle pareti rocciose tra i 10 e 20 minuti in funzione dell'estensione del bacino.

Tabella 2 - Contributi specifici dei singoli bacini

Bacino	Estensione [Ha]	Portata massima allo scarico [l/s]	Coefficiente udometrico [l/s per Ha]
A	3.79	870	229
B'	5.23	1163	222
B''	3.50	789	225
C	1.72	389	226

Come è possibile leggere in tabella il contributo specifico dei singoli bacini è sostanzialmente uniforme e pari a circa 225 l/s per ettaro; tale dato testimonia l'uniformità delle caratteristiche idrologiche della zona di studio. Nella tabella precedente si sono distinti i due recapiti corrispondenti ai sottobacini appartenenti all'area di intervento B.

4. VERIFICHE IDRAULICHE

4.1 Descrizione dello schema idraulico della rete di drenaggio

Come precedentemente accennato il drenaggio della zona in esame è stato progettato considerando tre bacini fisicamente separati e idraulicamente indipendenti tra di loro: A, B, C ed un quarto, anch'esso a sé stante, per il quale si è ripreso quanto già previsto nel 1999 nel progetto per il Comune di Termini Imerese redatto dall'ing. F. Scalia, facente parte del presente gruppo di progettazione, relativo alla mappatura e verifica dell'intera rete fognaria comunale e ad un successivo stralcio esecutivo.

Bacino A

Il bacino in oggetto raccoglie in totale circa 870 l/s utilizzando il seguente schema.

La condotta 5-4 attraversa il sottobacino A1 raccogliendone 2/3 della portata meteorica per circa 135 m. Dopo avere incontrato il tratto 4.1-4 che drena la metà a lato mare della sede stradale di A1 la condotta prosegue fino al nodo 2 trasportando per gravità i 218 l/s drenati in precedenza e raccogliendo anche la portata meteorica di metà della superficie stradale del sottobacino A2.

La rimanente parte di A1 viene drenata da un'altra condotta che parte da 8.2, prosegue per 8.1, dove aumenta il suo diametro e da dove comincia a raccogliere anche il contributo del sottobacino A2, e che termina nel punto 8. Tale configurazione permette di distribuire la portata uniformemente tra la condotta 8.1-8 e la 3-2, evitando l'approntamento di un unico collettore di grandi dimensioni che debba trasportare tutti i 400 l/s.

Analogamente la condotta 7-6 raccoglie le acque del sottobacino A4 fino al punto 6 dove si congiunge con la condotta 6.1-6 e da dove parte il tratto 6-2, che trasferisce la portata raccolta e quella drenata dalla superficie stradale fino allo scarico. Il sottobacino A3 viene quindi drenato dalla condotta 8.3-8. La soluzione proposta, anche in questo caso consente una equilibrata distribuzione in due condotte di modesto diametro delle portate meteoriche raccolte nei sottobacini.

Bacino B

Lo schema del bacino B è analogo al precedente e prevede anche in questo caso una ripartizione della portata raccolta in una tubazione a lato mare e una a lato scarpata.

Il Sottobacino B1 viene drenato per 2/3 dalla condotta 13-12 che raccoglie i 273 l/s che vengono successivamente trasferiti al nodo 10, drenando lungo il percorso anche la metà a lato mare della carreggiata. La rimanente parte del bacino 1B viene drenata da un'altra condotta che parte da 17.2, attraversa il nodo 17.1, da dove comincia a raccogliere il drenaggio del bacino 2B, e che confluisce nel nodo 17. La tratta 17.3-17 permette di drenare il sottobacino B3.

La rete di drenaggio a servizio del tracciato stradale più orientale dell'area di intervento B raccoglie i contributi meteorici di 4 sottobacini posizionati a cavallo del sottopasso. Più precisamente le portate meteoriche relative ai sottobacini B5 e B6 sono raccolte all'interno di un fosso realizzato a ridosso del muro di contenimento a lato della sede stradale; la portata afferente il sottobacino B4 defluisce all'interno di una tubazione fino alla sezione 81 (vedi elaborato grafico planimetrico) dove si prevede di realizzare uno scatolare per l'attraversamento della sede stradale: in questo modo è possibile avviare tramite condotta i contributi meteorici dei 3 sottobacini verso il sottopasso ferroviario esistente. Gli afflussi relativi alla piattaforma stradale immediatamente a valle e a monte del sottopasso stradale assieme con quelli corrispondenti al sottobacino B7 sono recapitati all'impianto di sollevamento posto a ridosso del sottopasso di progetto.

Bacino C

Lo schema del bacino C appare certamente più semplice dei precedenti e convoglia allo scarico portate decisamente minori.

La condotta 20-19 raccoglie le acque meteoriche del tratto di strada all'interno del bacino C1 e quelle relative alla parete rocciosa soprastante; la condotta 19-22 riceve invece le acque di pertinenza di un tratto di Via dei Re di Aragona.

La condotta a valle del punto di convogliamento delle due tratte di cui sopra scarica poi l'intera portata nel porto.

Bacino occidentale

Come precedentemente accennato è previsto il rifacimento di un collettore esistente che da poco a monte della rotonda in progetto convoglia le acque in una condotta che scarica poi nel fiume San Leonardo.

Per i dimensionamenti del tratto in oggetto si è ripreso quanto già previsto nel 1999 nel progetto per il Comune di Termini Imerese redatto dall'ing. F. Scalia relativo alla mappatura e verifica dell'intera rete fognaria comunale e ad un successivo stralcio esecutivo.

Inoltre il breve tratto di strada compreso tra la progressiva 100 e 150 afferisce allo stesso scarico nel San Leonardo a monte del ponte della ferrovia; gli 80 l/s provenienti dal bacino sotteso da tale tratto verranno drenati da una condotta di diametro 300 mm in cui il grado di riempimento si attesta sullo 0.58.

4.2 Metodologia delle verifiche idrauliche eseguite

Per il calcolo dei parametri idraulici delle condotte di progetto è stato ammesso che la corrente defluisca all'interno delle stesse a pelo libero e con moto uniforme; si ammette in pratica che il pelo libero abbia la stessa pendenza del fondo dei condotti e che pertanto questa rappresenti anche la pendenza motrice. L'espressione utilizzata per il moto uniforme a pelo libero è quella pertanto di Gauckler-Strickler:

$$V = k_s \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i_F}$$

con:

- V = velocità media dell'acqua in m/s;
- k_s = coefficiente di scabrezza di Strickler in $m^{1/3}/s$;
- R_h = raggio idraulico in m;
- i_F = cadente piezometrica – pendenza del fondo condotto.

Per il coefficiente di Strickler si è adottato il valore di scabrezza dipendente dal materiale con cui sono fatte le condotte, nella fattispecie è stato utilizzato un coefficiente K_s pari a circa $70 m^{1/3}/s$.

Nelle ipotesi di moto uniforme a pelo libero il parametro fondamentale risulta essere la pendenza del fondo dei collettori legata alla morfologia del territorio definita necessariamente con appositi rilievi topografici locali.

La velocità calcolata con la formula di Gauckler-Strickler è legata alla portata Q con la seguente relazione:

$$Q = V \cdot A \text{ in m}^3/\text{s}$$

dove:

- V = velocità media dell'acqua in m/s;
- A = sezione area liquida in m^2 .

4.3 Risultati delle verifiche idrauliche

Utilizzando la metodologia precedentemente esposta sono stati dimensionati e verificati i collettori delle acque meteoriche. Le pendenze della strada consentono di mantenere i diametri sempre al di sotto dei 600 mm, tranne negli scarichi a mare, e i gradi di riempimento sempre sotto lo 0.8 garantendo una buona funzionalità della rete anche nel caso di ingresso materiali di grossa pezzatura nelle caditoie.

Tabella 3 - Riassunto delle caratteristiche delle condotte in progetto

Bacino	Nodo iniziale	Nodo finale	Portata massima [l/s]	Bacino drenato [Ha]	Coefficiente udometrico [l/s per Ha]	Diametro [mm]	Grado di riempimento
A	5	4	164	0.73	224.96	400	0.76
	4	3	218	0.93	233.37	500	0.60
	3	2	235	0.90	260.74	500	0.52
	8.2	8.1	82	0.39	211.80	300	0.82
	8.1	8	165	0.79	209.32	400	0.59
	7	6	268	1.14	234.91	500	0.66
	6	2	302.5	1.29	233.97	500	0.73
	8.3	8	178	0.80	223.56	500	0.51
B	13	12	273	1.12	243.61	500	0.54
	11	10	320	1.51	211.55	500	0.75
	15.2	15.1	142	0.55	256.03	400	0.52
	15.1	17	295	1.23	239.50	500	0.70
	14	10	13	0.03	437.25	300	0.22
	15.3	15	534	2.48	215.32	500	0.57
	17.5	17.3	420	2.03	206.89	1 x 0.8*	0.3
	17.4	17.3	249	1.13	220.35	500	0.44
	17.2	17.1	10	0.03	312.50	300	0.17
	17.3	17.1	679	3.68		1 x 0.8	0.47
	17.1	17	679	3.68		800	0.66
	16.2	16.1	34	0.11	306.31	300	0.27
	16.1	16	70	0.11	636.36	300	0.39
	16.5	16.4	78	0.31	251.61	300	0.50
	16.4	16.3	78	0.31	251.61	300	0.41
16.3	16	78	0.31	251.61	300	0.67	
16	Soll.	148	0.42	354.92	500	0.56	
C	20	19	389	1.68	231.55	500	0.47
	22	19	30	0.11	272.73	300	0.25
	19	porto	419	1.83	228.96	800	0.25

Nota*: la tratta in oggetto, che termina in corrispondenza della sezione 81 e che raccoglie le acque dei versanti rocciosi relativi ai bacini B4 e B5, è realizzata in parte con un canale trapezoidale con larghezza di base pari a 1 m, altezza 80 cm e sponde inclinate a 45°, in parte (ove non risultava possibile per motivi orografici il deflusso a cielo aperto) con una condotta rettangolare di dimensioni pari a 1 m di base, altezza 80 cm.

La stessa tratta termina in un pozzetto di caduta che convoglia le acque in una canaletta a sezione rettangolare di dim. pari a 1000 x 800 mm, dotata di griglia in ghisa carrabile per la raccolta superficiale delle acque della piattaforma stradale, che attraversa trasversalmente la sede stradale e consente il regolare deflusso della portata verso il mare.

I coefficienti idrometrici relativi al tratto A2-A3 e all'attraversamento del sottopasso stradale risultano nettamente superiori alla media poiché si è volutamente sovrastimato, a causa dell'elevata pendenza della tracciato stradale, la portata afferente.

Le condotte minori di drenaggio della sola sede stradale, generalmente a schiena d'asino, da affiancare ai condotti principali, hanno il compito di garantire lo smaltimento delle acque per la metà carreggiata non servita dalla condotta principale. Per tali condotte, considerando le basse portate e le elevate pendenze del piano stradale lungo cui si sviluppano, è stato previsto il diametro minimo di 300 mm, che assicura comunque un basso grado di riempimento e quindi una sufficiente sicurezza idraulica.

4.4 Dimensionamento dell'impianto di sollevamento

Le condotte che raccolgono le acque raccolte nella piattaforma stradale nei tratti immediatamente a monte e a valle del sottopasso di progetto e gli afflussi meteorici afferenti il sottobacino B7 giungono in prossimità della parte più depressa del percorso stradale ad una quota inferiore a quella del recapito finale (mare). Per questo motivo si prevede di realizzare un impianto di sollevamento per elevare le acque ad una quota superiore all'imbocco dell'esistente scarico a mare che sottopassa il tracciato ferroviario nel punto evidenziato nel relativo elaborato grafico planimetrico (allegato 1.2.3.8).

La valutazione dei contributi idrologici afferenti tale punto di raccolta ha individuato in 150 l/s come il valore della portata al colmo dell'evento pluviometrico di riferimento per la progettazione (a tal proposito si rimanda al paragrafo 3).

Come premesso l'impianto di pompaggio in questione deve colmare la differenza tra la quota di scorrimento della condotta DN 500 mm, che consegna le acque meteoriche all'impianto stesso, e il pozzetto dalla quale ha inizio il manufatto di scarico a mare. Le suddette quote sono rispettivamente pari a -0.55 m e 1.43 m s.l.m.: ne consegue un dislivello geodetico è di circa 2 m.

In funzione, quindi, dei suddetti parametri di progetto (portata e dislivello geodetico), si ritiene ottimale prevedere un sistema di sollevamento costituito da un'unica pompa, più una di riserva di analoghe caratteristiche di funzionamento, che funziona con una prevalenza di circa 5 m.

Tale valore di prevalenza è sufficiente a garantire, con adeguato margine di sicurezza, il superamento del dislivello geodetico e la compensazione delle perdite di carico nel collegamento tra sollevamento e manufatto di scarico. Quest'ultimo collegamento è previsto tramite una condotta DN 350 mm di lunghezza complessiva pari a circa 15 m: il suo percorso è privo di deviazioni piano – altimetriche, eccetto il gomito in uscita dell'impianto, e le perdite di carico distribuite sono valutate nell'ordine di una decina di centimetri. Secondo le formulazioni comunemente adottate per la stima di tali perdite di carico, infatti, ad una portata in pressione di 150 l/s all'interno di una condotta in acciaio di diametro 350 mm corrisponde una velocità del deflusso dell'ordine di 1.5 m/s ed una piezometria che si riduce di circa 7 m/km.

Al fine di assicurare una buona durata al motore elettrico della pompa si prevede una successione di avviamenti pari a n°8 avviamenti/ora cui ovvero un tempo di ciclo (il tempo che intercorre tra un avviamento ed il successivo) pari a $T_{c1} = 450$ s.

Sulla base di quanto sopra, risulta che il volume della vasca di raccolta deve essere almeno pari a 15 m³: ipotizzando che le dimensioni planimetriche di tale vasca siano 3 x 5.5 m è sufficiente un'altezza utile di 1 m. A partire della quota di scorrimento della quota di arrivo all'impianto della condotta DN 500 mm, il livello idrico minimo all'interno della vasca è fissato a quota -1.55 m s.l.m.

Si prevede, inoltre, che vi sia sempre un tirante minimo al di sopra della girante della pompa e che quest'ultima sia sollevata rispetto al fondo della manufatto di raccolta: a partire dalla suddetta quota idrica minima, quindi, si prevede che vi sia disponibilità di 60 cm sul fondo della vasca, che così risulta posizionato a quota -2.15 m s.l.m..

4.5 *Trattamento delle acque di prima pioggia*

Le acque di dilavamento della piattaforma stradale devono essere sottoposte a adeguati trattamenti di dissabbiatura e disoleatura prima di essere scaricate a mare: nei paragrafi seguenti sono quindi descritte le metodologie per la stima delle portate di prima pioggia ed è riportato il dimensionamento del sistema che ne consente dapprima la separazione dai volumi idrici sufficientemente diluiti e dopo il necessario trattamento.

4.5.1 *Stima delle portate di prima pioggia*

La determinazione della portata di prima pioggia considera quanto comunemente suggerito dalla normativa ovvero calcolare come volume di prima pioggia quello corrispondente per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sulla superficie della piattaforma stradale. La portata di prima pioggia è determinata in funzione del tempo di corrivazione, a sua volta stimato tramite la seguente formulazione:

$$\tau_c = 3.385 \cdot (1 + 0.03 \cdot I)^{-1.28} \cdot \left(\frac{A}{i} \right)^{0.28}$$

nella quale:

- I = percentuale di impermeabilità (90%);
- A = estensione del bacino scolante;
- i = pendenza media del bacino scolante.

Si precisa che il tempo di corrivazione è stato calcolato per ciascuna delle singole linee di drenaggio drenanti sottobacini indipendenti: tali valori sono poi stati opportunamente sommati per individuare il tempo di corrivazione caratteristico dei 2 sottobacini che costituiscono il bacino complessivamente afferente il nodo finale delle 4 reti di collettori (solitamente individuabili ad Est e Ovest del recapito finale). Per il calcolo della portata di prima pioggia è stato quindi assunto, per definizione stessa di corrivazione, quello che risultava essere il maggiore tra i due. Di seguito si riporta una tabella esplicativa dei parametri utilizzati e dei risultati dell'elaborazione numerica.

Tabella 4 – Determinazione del tempo di corrivazione caratteristico dei singoli sottobacini

Tratto	Superficie (ha)	Lunghezza (m)	Pendenza media (m/m)	Tempo di corrivazione (min)
4.1-4	0.05	97.60	0.00812	2.91
5-4	0.06	135.07	0.00812	3.18
4-3	0.03	67.52	0.01196	2.35
3-2	0.05	113.52	0.00683	3.18
8.2-8.1	0.03	65.00	0.01196	2.33
8.1-8	0.05	113.52	0.00683	3.18
Aovest	0.28	296.12	-	8.72
7-6	0.05	104.99	0.00648	3.16
6.1-6	0.05	97.24	0.00648	3.09
6-2	0.04	91.53	0.00648	3.04
8.3-8	0.04	81.61	0.00648	2.94
Aest	0.18	187.69	-	6.20
Atot	0.46	483.80	-	8.72
12.1-10.1	0.06	132.69	0.02655	2.27
13-12	0.02	37.75	0.02655	1.60
15.2-10.1	0.05	97.42	0.02655	2.08
10.1-10	0.04	87.69	0.00424	3.38
10.1-15	0.04	87.42	0.00424	3.38
B1ovest	0.21	221.48	-	5.65
14-10	0.02	50.25	0.00109	4.23
15.3-15	0.02	49.54	0.00109	4.22
B1est	0.05	49.90	-	4.23
B1tot	0.26	271.37	-	5.65
17.2-17.1	0.02	43.20	0.00109	4.06
17.4-17.3	0.02	44.66	0.00109	4.05
17.1-17	-	58.48		5.49
B2colleg.	0.04	51.57	-	9.55
17.1-16.1	0.03	28.22	0.00109	4.37
16.1-16	0.03	35.08	0.06000	1.50
16.5-16	0.14	148.58	0.06000	2.27
B2sollev.	0.20	105.94	-	5.87
B2tot	0.24	157.51	-	9.55
20-19	0.13	139.00	0.00038	9.18
19-21	0.03	28.00	0.03990	1.59
22-21	0.08	80.63	0.00038	7.88
Ctot	0.24	247.63	-	10.77

Stimato il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è possibile, anche in funzione dell'estensione della superficie scolante, determinare la portata di prima pioggia afferente il nodo finale di ciascuna delle 4 reti di drenaggio.

Tabella 5 – Stima della portata di prima pioggia per i 4 bacini

Impianto	Bacino scolante		Prima pioggia	
	Superficie	Tempo di corrivazione	Volume	Portata
	[ha]	[min]	[m³]	[l/s]
Atot	0.46	8.7	23.0	44
B1tot	0.26	5.7	12.9	38
B2tot	0.24	5.9	12.2	34
Ctot	0.24	10.8	11.8	18

4.5.2 Separazione delle acque di prima pioggia

La separazione delle acque di prima pioggia avviene tra il nodo finale di ciascuno dei 4 sistemi di collettamento (nodi 2, 10, 17 e 19 per i bacini A, B', B'' e C rispettivamente) e gli impianti di trattamento: il manufatto è costituito da due pozzetti, uno di decantazione primaria e uno di by-pass. In particolare, le acque di prima pioggia vengono avviate sottobattente in direzione delle vasche mentre la portata residua rispetto al valore di progetto (portata idrologica con tempo di ritorno pari a 20 anni) sfiora su uno stramazzo laterale all'interno del pozzetto di by-pass che si ricongiunge con il manufatto di scarico a valle del trattamento.

Nel pozzetto di decantazione primaria è previsto l'installazione di una griglia per intercettare il materiale più grossolano, mentre è assegnato alla successiva vasca il compito di separare le componenti di eventuali emulsioni e la sedimentazione dei fanghi.

Per il dimensionamento delle luci che consentono il passaggio verso le vasche di trattamento si considera la legge d'efflusso a battente:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h - a/2)}$$

con il seguente significato dei simboli:

- μ = coefficiente di portata pari a 0,61.

- A = area disponibile per il deflusso;
- h = altezza d'acqua sul fondo della luce;
- a = altezza della luce disponibile.

Si precisa che le luci sono di forma circolare di diametro pari alla condotta di collegamento con la vasca di trattamento e sono presidiate da paratoia.

Tabella 6 - Dimensionamento del passaggio in direzione delle vasche di trattamento

Impianto	Livello idrico	Diametro luce	Chiusura paratoia	Area disponibile	Portata sottobattente
	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[l/s]
Atot	1.04	0.30	0.18	0.0258	44
B1tot	1.15	0.30	0.20	0.0212	38
B2tot	1.03	0.30	0.20	0.0201	34
Ctot	0.85	0.20	0.12	0.0117	18

La presenza della griglia per l'intercettazione del materiale solido grossolano comporta una perdita di carico e, conseguentemente, un innalzamento del profilo a monte della griglia stessa. Tale perdita di carico è determinata tramite la seguente formulazione:

$$\Delta h = k_g \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \text{sen} \alpha$$

dove:

- k_g = coefficiente di forma delle barre, pari a 0,76 essendo rettangolari arrotondate;
- b = larghezza delle barre;
- a = spazio tra le barre;
- V = velocità di ingresso, cioè a monte della griglia;
- α = inclinazione della griglia sull'orizzontale.

Nel caso in esame si prevede l'inserimento di una griglia a presidio della luce che consente l'avvio delle portate di prima pioggia all'impianto di trattamento: è inclinata a 45° ed ha barre di spessore 2 cm ed interasse 4 cm.

Tabella 7 – Stima delle perdite di carico attraverso le griglie

Impianto	Portata in arrivo	Velocità	Perdita di carico	Livello idrico a monte
	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]
Atot	870	1.67	0.077	1.12
B1tot	1163	2.03	0.113	1.26
B2tot	829	1.61	0.071	1.10
Ctot	419	0.98	0.026	0.88

Relativamente allo sfioro delle acque sufficientemente diluite, la lunghezza della soglia è calcolata con riferimento alla portata di progetto precedentemente determinata ipotizzando che la linea dei carichi totali abbia andamento parallelo al fondo lungo tutto lo sfioratore. La formula utilizzata per il dimensionamento dello stramazzo laterale è la seguente:

$$Q = c_q L(H - c)\sqrt{2g(H - c)}$$

dove:

- Q = portata sfiorata (m³/s);
- c_q = coefficiente di portata pari a 0,385;
- L = lunghezza della soglia pari 1 m;
- c = altezza della soglia pari a 0,5 m;
- H = tirante a monte della sezione di sfioro, pari al livello idrico più le perdite di carico dovute alla griglia (m).

Tabella 8 – Determinazione della portata sfiorante per il by-pass

Impianto	Livello idrico	Portata sfiorata
	[m]	[l/s]
Atot	1.12	826
B1tot	1.26	1125
B2tot	1.10	795
Ctot	0.88	401

4.5.3 Vasche di trattamento

Come già anticipato, si prevede la realizzazione di vasche di trattamento delle acque di prima pioggia. I criteri a base della progettazione della vasca si possono riassumere in:

- limitare al minimo la necessità di manutenzione, consentendo interventi molto diluiti nel tempo;
- fare transitare nella vasca le acque di prima pioggia;
- far assumere al flusso in entrata una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

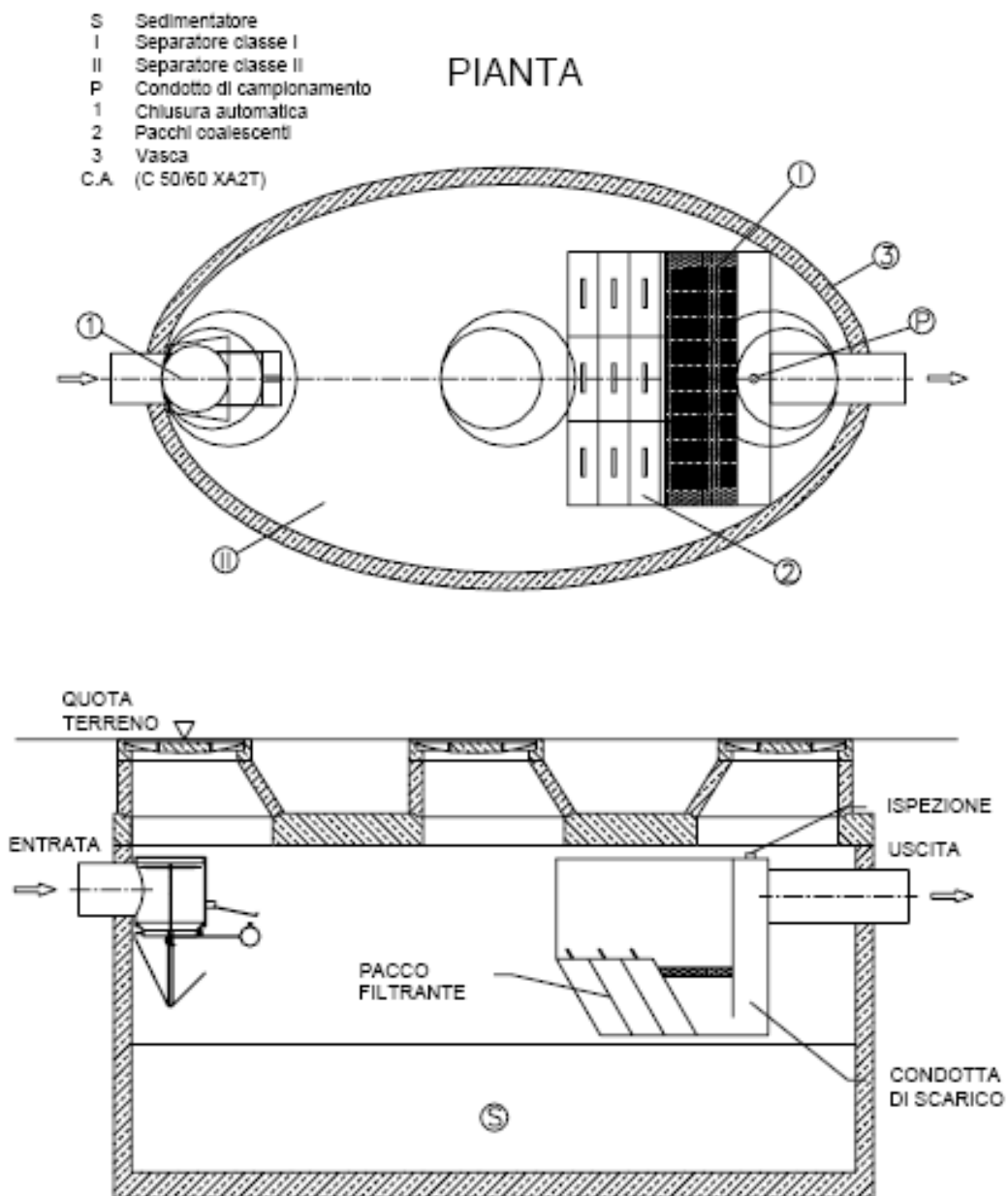
Nel paragrafo precedente è stato illustrato il sistema che consente di avviare nella vasca esclusivamente la portata di prima pioggia e realizzare un by-pass delle acque sufficientemente diluite.

La vasca è dotata di filtri terminali a coalescenza per separare le sostanze solide sedimentabili e le sostanze solide sospese: tali separatori sono costituiti da un impianto monolitico con dispositivo di chiusura automatica, sedimentatore, separatore classe I e II e condotto di campionamento integrati in perfetto accordo con quanto prescritto dalla norma UNI-EN 858/1-2 “Impianti di separazione per liquidi leggeri” e dal successivo aggiornamento EN 858-1:2002/A1:2004.

Si ritiene che il suddetto impianto rappresenti attualmente un'adeguata soluzione in termini di facilità di manutenzione e risultati in quanto sono raggiunti, senza ulteriori trattamenti, i valori in uscita secondo la vigente normativa.

Le figure seguenti riportano lo schema di funzionamento delle vasche in oggetto.

Figura 1 - Schema di funzionamento delle vasche di prima pioggia



Il liquame in ingresso attraversa un sistema di limitazione e chiusura automatica a galleggiante che evita la fuoriuscita di oli in caso di mal funzionamento. Questo, per mezzo di uno speciale frangiflutti che distribuisce il carico in superficie arriva nel sedimentatore: grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, il liquame passa da un moto turbolento ad un moto laminare permettendo così una corretta separazione delle sostanze sedimentabili.

Successivamente il liquame grazie ad un percorso obbligato attraversa i pacchetti lamellari dove le gocce d'olio più grandi vengono rapidamente indirizzate verso la superficie mentre quelle più piccole vengono catturate grazie alla funzione coalescente e rilasciate solo una volta raggiunta la giusta dimensione. Gli oli ormai separati vengono trattenuti in superficie e l'acqua viene incanalata nel condotto di scarico sifonato avviandosi al corpo ricettore.

Grazie alla particolare configurazione delle lastre ed al flusso laminare del liquame si crea così una continua collisione delle particelle d'olio per mezzo delle quali le gocce d'olio coalizzano e risalgono più velocemente verso il condotto di scarico, ispezionabile per consentire la campionatura dei liquami.

A favore di sicurezza, le portate di prima pioggia sono state incrementate del 10% rispetto a quanto risulta dal calcolo secondo la normativa: con riferimento a tali valori, quindi, si può individuare la cosiddetta "grandezza nominale" delle vasche da realizzare in corrispondenza di ciascuno dei 4 impianti di trattamento.

Parallelamente, è stato valutato anche il volume di materiale solido che deve essere accumulato in ciascuna vasca nell'ipotesi che i sedimenti siano in quantità pari a 22 kg al giorno per ettaro di piattaforma stradale e che tale materiale abbia un peso specifico pari a 2 kg/dm³. In particolare, il volume reso disponibile per il deposito dei fanghi è dimensionato affinché la relativa manutenzione della vasca avvenga ogni 3 anni.

Tabella 9 –Determinazione della portata nominale e dei volumi di sfangazione per gli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia

Impianto	Portata prima pioggia	Grandezza nominale	Sedimenti	Deposito in 3 anni	Volume disponibile
	[l/s]	[l/s]	[kg/giorno]	[m ³]	[m ³]
Atot	44	50	10	5.5	6.2
B1tot	38	50	6	3.1	3.7
B2tot	34	40	5	2.9	3.7
Ctot	18	20	5	2.8	3.2

Relativamente alla disoleazione ovvero lo svuotamento degli oli e la manutenzione dei pacchi lamellari, fatto salvo la corretta gestione e manutenzione della zona di sfangazione, in condizioni normali come queste si ritiene sufficiente un intervento di pulizia quinquennale in occasione dell'intervento obbligatorio previsto dalla norma EN 858.

I pacchi lamellari non sono soggetti ad intasamento se i dati di progetto sono corretti. Naturalmente fattori estranei dovuti ad una forte presenza di sabbie causata da cantieri stradali o incidenti può far ridurre gli spazi temporali indicati.

4.6 Dimensionamento delle condotte di scarico dei tre bacini

I diametri degli scarichi verso il mare sono stati verificati in base ai profili longitudinali di progetto ed alle portate totali provenienti dai tre bacini.

Per lo scarico a mare del bacino “A” è stata prevista una condotta di diametro 1000 mm. Per la verifica di tale diametro è stato calcolato, in condizioni di moto permanente, il profilo del pelo libero all’interno della stessa. Il calcolo è stato eseguito nelle condizioni di esercizio dell’intera rete di drenaggio per Tr 20 anni con una portata di 870 l/s e condizione di marea a quota +0.3 m sul livello del medio mare. Come si vede nella tabella sottostante il moto nel collettore avviene a pelo libero e il riempimento risulta essere sempre compreso tra lo 0.6 e lo 0.7.

Tab 5 Profilo all’interno della condotta di scarico a mare per Tr 20 anni

Condotta	Progressiva terminale del tratto	Quota pelo libero a monte [m s.l.m.]	Quota pelo libero a valle [m s.l.m.]	Velocità media (m/s)	Riempimento condotta
2-1.3	33.5	0.84	0.8	1.8	0.6
1.3-1.2	61.7	0.8	0.74	1.55	0.67
1.2-1.1	214.7	0.74	0.34	1.68	0.67
1.1-1	220.7	0.34	0.3	1.86	0.59

E’ stata in seguito verificata la condotta per una condizione di marea a 1 m dal livello medio del mare. La verifica è stata eseguita con una portata proveniente dal bacino di 340 l/s corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 2 anni. Tale scelta è giustificata considerando che la probabilità di una condizione di marea eccezionale accompagnata da uno scroscio ventennale è estremamente bassa e ha certamente un tempo di ritorno superiore ai 20 anni.

Nella tabella seguente riportiamo il risultato del calcolo in cui si osserva che nella condizione simulata la condotta lavora in pressione. Il livello idraulico risulta comunque inferiore al-

la quota terreno fino a circa 5 metri dalla linea di costa scongiurando il pericolo di fuoriuscita dell'acqua dalle caditoie o dai pozzetti, previsti comunque a tenuta stagna, nelle zone abitate o coltivate.

Tab 6. Profilo all'interno della condotta di scarico a mare per Tr 2 anni

Condotta	Progressiva terminale del tratto	Quota idraulica a monte (m)	Quota idraulica a valle (m)	Velocità media (m/s)	Quota terreno a monte [m s.l.m.]	Quota terreno a valle [m s.l.m.]
2-1.3	33.5	1.25	1.25	0.44	2.77	1.92
1.3-1.2	61.7	1.25	1.21	1.11	1.92	2.4
1.2-1.1	214.7	1.21	1.01	1.11	2.4	0.18
1.1-1	220.7	1.01	1	1.11	0.18	0

Per quanto concerne lo scarico del bacino "B" in realtà il punto di scarico è ubicato distante dal litorale presso il versante di valle del rilevato stradale dell'infrastruttura di progetto; dal punto di scarico poi un canale a cielo aperto convoglierà le acque al mare attraverso un manufatto di attraversamento idraulico esistente al di sotto della piattaforma ferroviaria, secondo lo schema già attualmente in essere nell'area specifica.

La portata di pertinenza delle condotte lato monte (tronco 17-10 di attraversamento trasversale della strada nelle planimetrie di progetto) è risultata pari a 866 l/s ed è stata prevista una condotta con diametro 800 mm con grado di riempimento di 0.62.

La portata totale di pertinenza del bacino "B" al nodo 10 è risultata pari a 1163 l/s ed è stata prevista una condotta con diametro 800 mm, pendenza del 3% e grado di riempimento di 0.52.

Allo stesso modo si prevede di scaricare a mare la portata di 679 l/s proveniente dallo scottolare di attraversamento posto in corrispondenza della sezione 81 con una condotta DN 800 (grado di riempimento 0.66) e la portata di circa 150 l/s sollevata nell'impianto previsto a ridosso del sottopasso stradale.

Per quanto concerne lo scarico del bacino "C", che drena in totale 419 l/s, viste le quote di scarico, non è stato necessario procedere ad una verifica della condotta in presenza di marea come per lo scarico "A": è stata prevista una condotta (tronco 19-18 nelle planimetrie di progetto) di diametro 800 mm con un grado di riempimento pari a 0.25. La condotta risulta

volutamente sovradimensionata al fine di consentire il futuro convogliamento e lo scarico di altre porzioni di superfici pavimentate delle aree adiacenti in un'area attualmente non dotata di reti di raccolta e smaltimento.

4.7 Dimensionamento delle frequenza delle caditoie stradali

Al fine di una più efficace raccolta delle acque meteoriche è stato previsto l'approntamento di manufatti ad entrambe le estremità della sezione della carreggiata normalmente "a schiena d'asino". Una stima cautelativa della capacità di ricezione della caditoia è di 65 l/s e, ipotizzando che la portata drenata aumenti lungo le condotte in modo lineare, è possibile stimare il numero di caditoie necessarie ad un efficace drenaggio della pavimentazione.

Il tratto più sfavorito considerando la portata drenata e la pendenza è certamente 7-6. I 270 l/s che sono previsti al termine della condotta necessitano quindi di 4 caditoie con una frequenza di circa 25 m per caditoia. Tale frequenza può essere assunta cautelativamente anche per tutte le altre tratte della strada di nuova costruzione.

5. CONDOTTI E MANUFATTI

E' stata prevista la posa in opera di tubazioni in cemento armato con giunto a bicchiere e giunzione di tenuta in neoprene sagomati sul fondo con piano di appoggio.

Le condotte avranno vari diametro pari a quello indicato negli allegati grafici di progetto (planimetrie e profili).

Sono stati previsti inoltre i seguenti manufatti:

- pozzetti di ispezione aventi dimensioni conformi alle dimensioni trasversali dei condotti ed alla profondità di posa;
- pozzetti stradali con caditoie;
- manufatti di scarico delle condotte verso il mare;
- impianto di sollevamento.

ALLEGATI DI CALCOLO

Stazioni pluviometriche:

Imerese Termini, Caccamo, Monumentale, Bivio Cerda, Cefalù

Piogge brevi e intense

Durata: 10 minuti

h(mm)	N	Tr	Prob.sup.	Prob.n.sup.	Y(Tr)	Pioggia
22,4	1	30,0	0,033	0,967	3,384	Media Xm 15,03
20	2	15,0	0,067	0,933	2,674	Scarto quadratico medio Sx 4,71
16	3	10,0	0,100	0,900	2,250	Variabile standard
13,6	4	7,5	0,133	0,867	1,944	
12,6	5	6,0	0,167	0,833	1,702	Media Yn 2,11
10,6	6	5,0	0,200	0,800	1,500	Scarto quadratico medio Sn 0,72
10	7	4,3	0,233	0,767	1,325	

Durata: 30 minuti

h(mm)	N	Tr	Prob.sup.	Prob.n.sup.	Y(Tr)	Pioggia
43,6	1	14,0	0,071	0,929	2,602	Media Xm 25,65
37	2	7,0	0,143	0,857	1,870	Scarto quadratico medio Sx 8,13
30	3	4,7	0,214	0,786	1,422	Variabile standard
27,6	4	3,5	0,286	0,714	1,089	
26,6	5	2,8	0,357	0,643	0,817	Media Yn 0,51
25,6	6	2,3	0,429	0,571	0,581	Scarto quadratico medio Sn 1,04
25,4	7	2,0	0,500	0,500	0,367	
23,4	8	1,8	0,571	0,429	0,166	
22,2	9	1,6	0,643	0,357	-0,029	
21,4	10	1,4	0,714	0,286	-0,225	
21	11	1,3	0,786	0,214	-0,432	
18,4	12	1,2	0,857	0,143	-0,666	
11,2	13	1,1	0,929	0,071	-0,970	

Durata: 1 ora (60 minuti)

h(mm)	N	Tr	Prob.sup.	Prob.n.sup.	Y(Tr)	Pioggia
71	1	30,0	0,033	0,967	3,384	Media Xm 31,37
61,4	2	15,0	0,067	0,933	2,674	Scarto quadratico medio Sx 14,82
54,4	3	10,0	0,100	0,900	2,250	
51,6	4	7,5	0,133	0,867	1,944	Variabile standard
43	5	6,0	0,167	0,833	1,702	Media Yn 0,54
42	6	5,0	0,200	0,800	1,500	Scarto quadratico medio Sn 1,13
38	7	4,3	0,233	0,767	1,325	
37,4	8	3,8	0,267	0,733	1,171	
35,6	9	3,3	0,300	0,700	1,031	
35	10	3,0	0,333	0,667	0,903	
35	11	2,7	0,367	0,633	0,784	
34,8	12	2,5	0,400	0,600	0,672	
34	13	2,3	0,433	0,567	0,566	
31,8	14	2,1	0,467	0,533	0,464	
30,6	15	2,0	0,500	0,500	0,367	
27,6	16	1,9	0,533	0,467	0,272	
26,6	17	1,8	0,567	0,433	0,179	
26	18	1,7	0,600	0,400	0,087	
24	19	1,6	0,633	0,367	-0,003	
23,4	20	1,5	0,667	0,333	-0,094	
23,2	21	1,4	0,700	0,300	-0,186	
18,8	22	1,4	0,733	0,267	-0,279	
18,4	23	1,3	0,767	0,233	-0,375	
17,4	24	1,3	0,800	0,200	-0,476	
16,2	25	1,2	0,833	0,167	-0,583	
16,2	26	1,2	0,867	0,133	-0,701	
13,8	27	1,1	0,900	0,100	-0,834	
11,4	28	1,1	0,933	0,067	-0,996	
11,2	29	1,0	0,967	0,033	-1,224	

Tabella riassuntiva

Durata	10 minuti	30 minuti	1 ora		
Xm	15,03	25,65	31,37		
Sx	4,71	8,13	14,82		
Yn	2,11	0,51	0,54		
Sn	0,72	1,04	1,13		
MODA	1,30	21,68	24,34		
ALPHA	6,50	7,83	13,14	n	a
X(tr=5)	11,05	33,42	44,04	0,430	45
X(tr=10)	15,93	39,30	53,90	0,450	54
X(tr=15)	18,68	42,62	59,46	0,480	60
X(tr=20)	20,61	44,94	63,36	0,490	63

Interpolazione curva (30 e 60 minuti) Tr = 20 anni

tempo	Gumbel	equaz.	n	a
0,167	20,61	26,21	0,490	63,00
0,5	44,94	44,86		
1	63,36	63,00		

$$y = ax^n$$

