



MINISTERO  
DELLE  
INFRASTRUTTURE



MINISTERO  
DEI  
TRASPORTI

E.N.A.C.

ENTE NAZIONALE per L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale



Opera

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVA PISTA DI VOLO 12-30, TAXIWAYS E APRONS

Titolo tavola

RELAZIONE TECNICA E SPECIALISTICA  
REGIMENTAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE DI PRIMA E SECONDA PIOGGIA

CODICE COMMESSA	FASE	REV.	DATA 1^ EMISSIONE	SCALA	N° RELAZIONE
000 00 00	PD	0.0	Agosto 2015	----	2.02

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

COMMITTENTE PRINCIPALE:



ACCOUNTABLE MANAGER  
Dott. Vittorio Fanti

POST HOLDER PROGETTAZIONE  
Ing. Veronica Ingrid D'Arienzo

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Vincenzo Capalbo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



DIRETTORE TECNICO  
Ing. Roberto Naldi

PROJECT MANAGER  
Ing. Vincenzo Capalbo



Arch. Gerardo Pucciarello  
Ing. Gustavo Favaron

PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:



**Environmental  
Engineering  
and Services**

P & I S r l  
via del Lavoro 65  
Montelupo  
Fiorentino (Fi)

## INDICE

<b>INDICE</b> .....	<b>I</b>
<b>INDICE DELLE FIGURE</b> .....	<b>II</b>
<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	<b>1</b>
<b>2. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE BIANCHE E LE INFRASTRUTTURE ESISTENTI</b> .....	<b>3</b>
<b>3. FASE ATTUATIVA ED AREA D'INTERVENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>4. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE BIANCHE</b> .....	<b>8</b>
4.1. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA .....	9
4.2. VASCHE DI PRIMA PIOGGIA .....	11
4.3. RETICOLO DI RACCOLTA DELLE ACQUE E RIPARTIZIONE DEGLI IMPIANTI .....	13
<b>5. ANALISI DEI COSTI</b> .....	<b>15</b>
<b>6. DIMENSIONAMENTO RETICOLO IDRAULICO INTERNO AL SEDIME</b> .....	<b>16</b>
6.1. AREE SCOLANTI .....	16
6.2. PISTA LATO NORD-EST .....	27
6.3. PISTA LATO NORD-OVEST .....	27
6.4. PISTA LATO SUD-OVEST .....	28
6.5. PISTA LATO SUD-EST .....	28
6.6. ZONA PIAZZALI .....	29
6.7. SISTEMA DI DRENAGGIO BORDO PISTA .....	30
<b>7. SOLLEVAMENTO ACQUE PROVENIENTI DAL SEDIME AEREOPORTUALE</b> .....	<b>31</b>
7.1. SOLLEVAMENTO ACQUE – STAZIONE P <sub>1</sub> – COLLETTORE A .....	31
7.2. SOLLEVAMENTO ACQUE – STAZIONE P <sub>2</sub> – COLLETTORI B-C .....	35
7.3. SOLLEVAMENTO ACQUE – STAZIONE P <sub>3</sub> – COLLETTORE D .....	38
7.4. SOLLEVAMENTO ACQUE – STAZIONE P <sub>4</sub> – COLLETTORE E + P <sub>15</sub> /P <sub>19</sub> + VERDE 01 .....	42
<b>8. MATERIALI – NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>48</b>

## INDICE DELLE FIGURE

---

Figura 1 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.02.....	4
Figura 2 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.01	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
Figura 3 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.04	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
Figura 4 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.05 .....	11
Figura 5 Schema impianto trattamento acque di prima pioggia .....	12
Figura 6 Pianta sezione e particolari costruttivi – Tavola 6.06.....	14
Figura 7 Pianta sezione stazioni di sollevamento – Tavola 6.08 .....	15
Figura 8 Aree Scolanti – Tavola 6.03.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>

## 1. INTRODUZIONE

---

Il nuovo sistema aeroportuale si inserisce a nord-ovest di Firenze, nella piana di Sesto Fiorentino, che si estende fra il torrente Terzolle (ad est), il fiume Arno (a sud), il torrente Bisenzio (a ovest) e le aree pedecollinari (a nord).

L'area è delimitata a nord dall'insediamento universitario Polo Scientifico e Tecnologico dell'Università degli Studi di Firenze (di seguito richiamato Polo Universitario) ed a sud dall'autostrada A11. Tale area è attraversata dal tracciato del Collettore delle Acque Alte (o Fosso Reale) e da alcuni canali del reticolo delle Acque Basse che confluiscono nei due Colatori (Destro e Sinistro) che scorrono paralleli al tracciato del Fosso Reale verso il Bisenzio.

Tale area rientra nel comprensorio del Consorzio di Bonifica dell'Area Fiorentina che attraverso una rete di canali e collettori regola l'assetto idraulico della zona.

Il nuovo sedime aeroportuale, nonché il nuovo tracciato del Fosso Reale, interferiscono con l'attuale rete delle Acque Basse, per cui si rende necessaria una riorganizzazione del sistema di deflusso di tali acque.

La riorganizzazione è stata studiata (nella "Relazione idrologica e idraulica", presente nel S.I.A. come REL-SIA-PGT-03-REL-001) in modo da bilanciare le superfici scolanti sui colatori destro e sinistro.

I rami "tagliati" dalle nuove opere confluiscono in un nuovo canale di gronda in destra del Fosso Reale. I tratti residui tra il nuovo tracciato del fosso Reale ed il nuovo sedime aeroportuale saranno convogliati nel nuovo fosso di guardia esterno alla recinzione aeroportuale che sarà collegato al reticolo delle acque basse esistenti.

I tratti residuali dei fossi Gora di Sesto; Gavine; Lumino, a sud della pista aeroportuale sono mantenuti allacciati all'attuale Canale Colatore Destro che viene deviato verso il canale Colatore Sinistro passando sotto l'alveo del Fosso reale abbandonato.

La presente relazione tecnica è riferita alla regimentazione delle acque di prima e seconda pioggia ricadenti all'interno del sedime aeroportuale; nello specifico al dimensionamento del reticolo di collettamento delle acque pluviali alla loro laminazione ed al trattamento delle acque di prima pioggia. Inoltre vengono dimensionati le stazioni di sollevamento e le tubazioni in pressioni occorrenti per la consegna al bacino di laminazione aeroportuale.

L'intervento previsto in questa prima fase attuativa è riconducibile alle aree afferenti sia direttamente che indirettamente alla pista di volo ai raccordi ed ai piazzali di sosta aeromobili ed a tutte le aree di influenza ad esse connesse (shoulder, strip, fasce di sicurezza, di rispetto, di servizio, ecc.).

Per quanto riguarda l'interfacciamento col sistema idraulico esterno si fa riferimento alla "Relazione idrologica e idraulica" contenuta nello Studio di Impatto Ambientale che tratta l'assetto idraulico dell'intera area su cui gravita la prevista struttura aeroportuale. La quota di scarico sopra il pelo libero del bacino di laminazione è stata ricavata dalla documentazione progettuale relativa al bacino di laminazione.

## 2. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE BIANCHE E LE INFRASTRUTTURE ESISTENTI

---

L'attuale sistema di drenaggio è costituito da un sistema di canalette longitudinali prefabbricate in c.a. con griglia in ghisa, nonché da pozzetti, sempre in c.a., che consentono lo scarico delle acque nei collettori, con diametro variabile, destinati:

- per il piazzale lato Ovest, al trasporto direttamente nel fosso di scolo del Consorzio di Bonifica parallelo alla A-11 (punto S);
- per la pista e parte dei raccordi, al recapito ad uno scatolare in c.a. di 1000x100 con recapito finale nel suddetto fosso;
- per il piazzale lato est, al trasporto verso il punto di recapito finale costituito da un manufatto in c.a., "Pozzetto T", in cui converge l'attuale sistema di collettamento delle acque del piazzale est costituito da due collettori, il primo del  $\Phi$  800 ed il secondo del  $\Phi$  1000, parallelo alla viabilità perimetrale. Dal pozzetto "T", attraverso due collettori  $\Phi$  600 le acque meteoriche vengono direttamente scaricate nel canale limitrofo al sedime aeroportuale.

La società di gestione ha elaborato nel 2010 un piano generale di autocontenimento dei deflussi con un sistema di compensazione idraulica a servizio dell'attuale aeroporto A. Vespucci e successivamente un progetto esecutivo relativo al trattamento e contenimento delle acque afferenti al "Piazzale Ovest" ed al "Piazzale Est", con "concessione precaria" allo scarico n° 1664 del 07.11.2011, rilasciata dal Consorzio di Bonifica.

Tali progetti non sono ritenuti oggi più adeguati e coerenti alle scelte ed all'assetto infrastrutturale previsto dal nuovo Master Plan 2014-2029, che prevede nelle varie fasi attuative la quasi totale sostituzione e/o risagomatura delle infrastrutture di volo esistenti e la realizzazione di una nuova rete di drenaggio, trattamento e laminazione delle acque meteoriche.

Solamente la porzione di piazzale individuato come "Ampliamento Piazzale ovest, in fase di realizzazione, sarà inglobato nel disegno generale dei nuovi piazzali, conserverà il sistema previsto nel progetto con impianto di trattamento acque di prima pioggia e laminazione mediante "tombotti interrati". Tutte le acque meteoriche afferenti alle restanti aree impermeabili e semipermeabili, con l'attuazione per fasi realizzative, saranno convogliate al nuovo reticolo interno al sedime aeroportuale, trattate (ove richiesto) e conferite al nuovo bacino di laminazione dell'aeroporto.

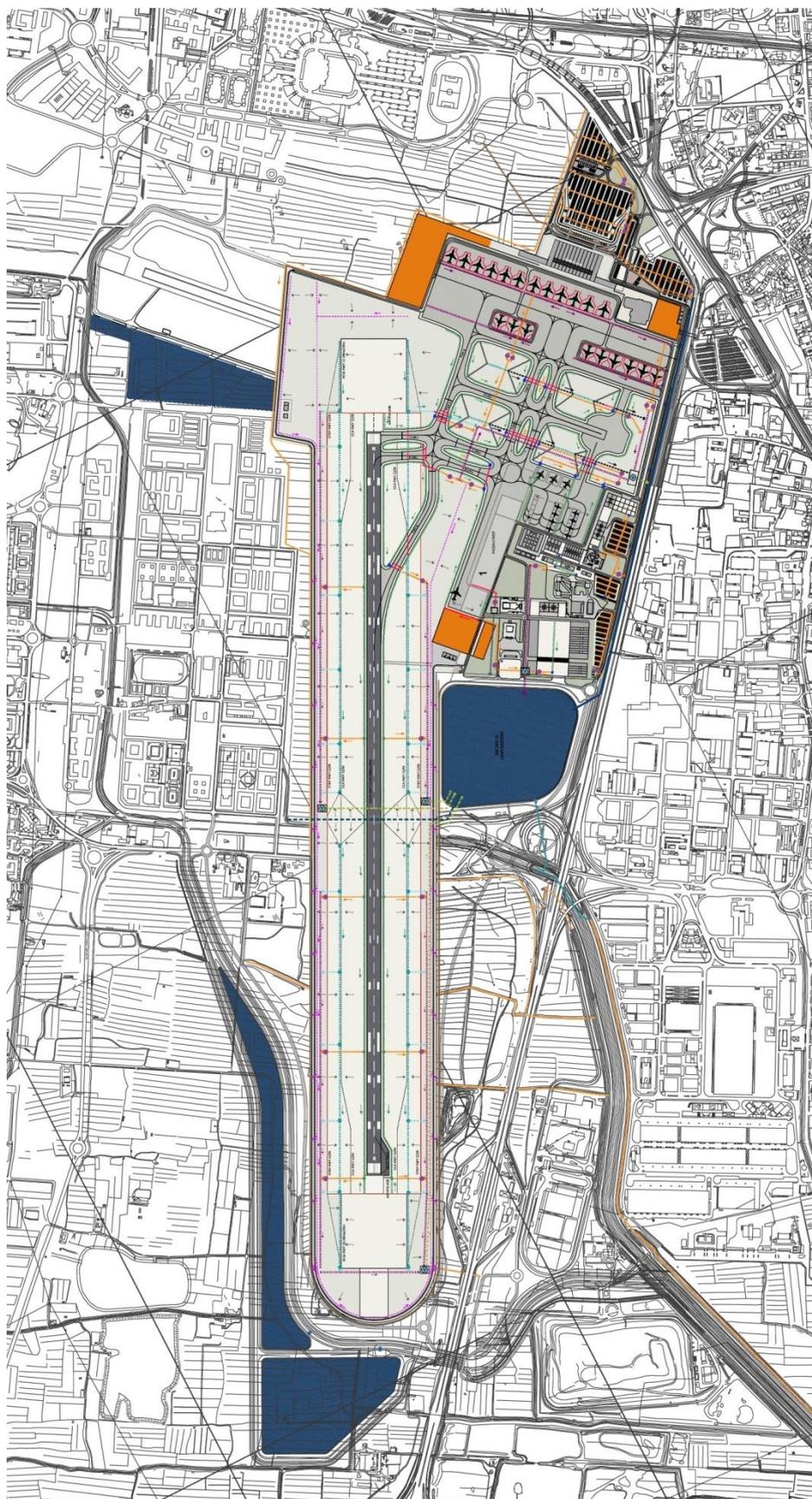


Figura 1 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.02

### 3. FASE ATTUATIVA ED AREA D'INTERVENTO

---

Il Master Plan definisce i caratteri generali del futuro assetto aeroportuale, le principali opere che lo compongono e le fasi della loro attuazione, attraverso orizzonti temporali, a partire dal 2014 al 2029 - anno di completa attuazione del piano. La durata delle fasi di realizzazione dei singoli interventi è stata definita in funzione delle caratteristiche e della complessità degli interventi. Le opere previste nel presente progetto di regimentazione delle acque meteoriche sono riconducibili agli interventi di realizzazione della nuova pista dei raccordi e dei piazzali la cui costruzione è prevista nella prima fase attuativa del Piano.

Questa prima fase d'intervento tiene conto della volontà della scuola Marescialli dei Carabinieri di procedere alla realizzazione di un proprio bacino di laminazione che non graverà più sulla capacità di invaso del bacino aeroportuale consentendo allo stesso di laminare le portate eccedenti e di restituire una portata corrispondente al coefficiente udometrico di 2,6 l/s per ha al reticolo consortile, così come richiesto dal Consorzio di Bonifica.

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche ricadenti sul sedime aeroportuale è stato dimensionato per TR 200 anni (DPGR Toscana 53/R/2011) e suddiviso in quattro grandi aree di cui:

- 1) la prima comprendente le aree della nuova e vecchia aerostazione, la viabilità ed i parcheggi antistanti, il cui reticolo conferisce le acque di prima e seconda pioggia al canale dell'aeroporto, risagomato e ridimensionato alle nuove portate, e che a sua volta consegna al nuovo bacino di laminazione dell'aeroporto;
- 2) la seconda corrispondente alle aree dei piazzali, dei raccordi e della parte della vecchia pista, inglobata nel nuovo sistema delle infrastrutture di volo, il cui reticolo conferisce anch'esso al canale dell'aeroporto attraverso una stazione di sollevamento (P<sub>4</sub>);
- 3) la terza corrispondente alla nuova pista, alle fasce di sicurezza e di servizio ad essa collegate (strip, resa ecc.) il cui reticolo, suddiviso a sua volta in tre sotto-aree, conferisce al bacino di laminazione attraverso tre stazioni di sollevamento (P<sub>1</sub>-P<sub>2</sub>-P<sub>3</sub>);
- 4) la quarta corrispondente all'insediamento ad ovest comprendente le strutture esistenti della Torre di Controllo, dell'8° reparto Volo, e le nuove strutture, tra cui la nuova aerostazione Aviazione Generale, il terminal merci, gli hangars, l'officina mezzi ecc., il cui reticolo conferisce direttamente al bacino di laminazione.

Ogni area dispone di uno o più collettori principali con diametri variabili compresi tra 700 e 2400, in cui convergono le acque, già trattate, di prima pioggia e quelle di seconda pioggia. I collettori consegnano le acque alle rispettive stazioni di sollevamento.

Le stazioni di sollevamento identificate con le sigle P<sub>1</sub>/P<sub>2</sub>/P<sub>3</sub>/P<sub>4</sub>, così come i collettori principali, sono state dimensionate in relazione alla piena attuazione al 2029 del piano di sviluppo aeroportuale e rilanciano con tubazioni in pressione HDPE Degoo PN10 (P<sub>1</sub> e P<sub>3</sub>) e in acciaio rivestito con diametri variabili tra 1700 e 2200 (P<sub>2</sub> e P<sub>4</sub>).

Il Master Plan prevede un nuovo sedime pari a circa 245 ha.

Le aree scolanti del nuovo insediamento sono:

**Tabella 1 Aree scolanti del nuovo sedime**

Superficie di riferimento	Superfici scolanti MQ	Superfici equivalenti MQ
Pista di volo/shoulder (0,9)	149.500	134.550
CGA e Resa (0,35)	461.902	161.666
Strip pista e resa Strip (0,20)	219.607	43.921
Raccordi/shoulder (0,9)	137.957	124.161
Piazzali/shoulder (0,9)	328.300	295.470
semiper. (0,35)	56.062	19.622
Parcheggi auto *	35.678	32.110
Imperm. (0,9)		
Strade (0,9)	99.218	89.296
Viabilità di servizio e aree pavimentate pertinenziali** (0,9)	90.190	81.171
Copertura edifici (0,9)**	65.606	59.045
<b>Totale</b>	<b>1.644.020</b>	
<b>Aree verdi</b>	<b>812.980</b>	
<b>Totale</b>	<b>2.457.000</b>	
* escluso Palagio degli Spini (2,5 ha)		
** compreso TWR e 8° REP. VOLO		

Le aree interessate dall'intervento sono quelle corrispondenti alla nuova pista di volo, ad una parte dei raccordi, al piazzale Ovest, riconfigurato ed ampliato, ed a tutte le aree di sicurezza, di rispetto e di servizio ad essi riconducibili.

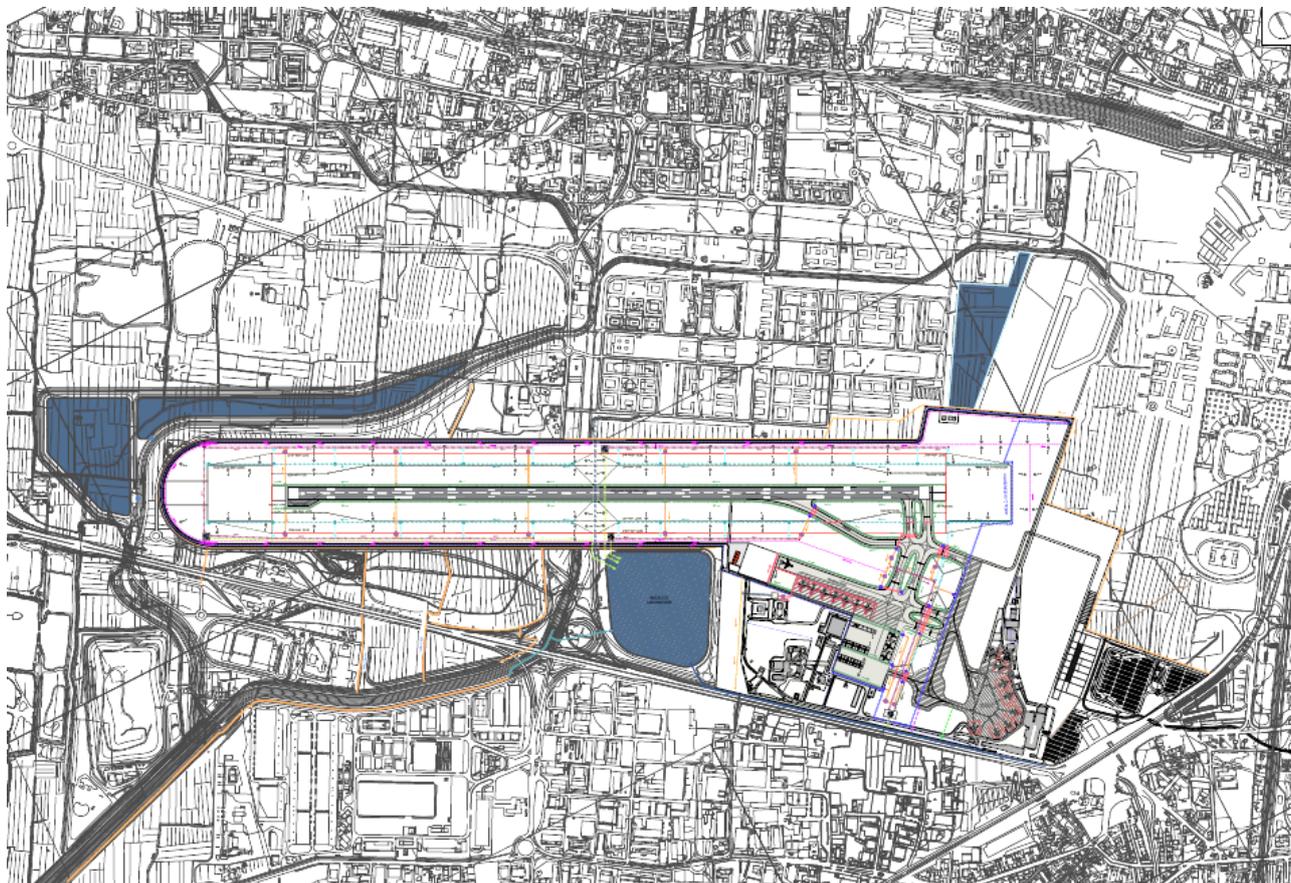


Figura 2 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.01

## 4. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE BIANCHE

---

Il progetto ha previsto il tracciamento ed il pre-dimensionamento del reticolo idraulico e dei collettori principali, che gravitano sulle aree oggetto d'intervento o sugli impianti e sistemi tecnologici (stazioni di sollevamento, centrali tecnologiche e di servizio), per poi procedere al tracciamento e dimensionamento "definitivo" delle reticolo afferente le opere e le aree oggetto d'intervento.

Le acque meteoriche ricadenti sulle aree permeabili, posizionate sui lati esterni del sedime aeroportuale seguiranno le pendenze del terreno e verranno raccolte da una serie di fossetti, canalette e fossi di guardia che le adducono al sistema delle Acque Basse.

Le acque meteoriche ricadenti sulle aree pavimentate, su quelle semipermeabili e sulle aree coperte saranno invece raccolte da reti di drenaggio dedicate, trattate (ove necessario) e convogliate nel nuovo bacino di laminazione.

L'impermeabilizzazione del territorio, a seguito della realizzazione di nuove opere infrastrutturali o insediative pone diverse problematiche connesse con lo smaltimento delle acque meteoriche da tali aree, fra cui la qualità delle acque raccolte e l'incremento di portata a cui sono soggetti i corpi idrici ricettori, spesso inaccettabili per le loro caratteristiche idrauliche.

Per limitare tali problematiche è stata prevista la separazione delle acque di prima pioggia provenienti dalle aree pavimentate dei parcheggi auto, dai piazzali di movimentazione mezzi, delle aree di transito e servizio degli aerei (pista, raccordi e piazzali aeromobili) che, una volta opportunamente trattate, saranno convogliate, con le acque di seconda pioggia e con quelle provenienti dalle coperture degli edifici e dalle aree lastricate, nel nuovo bacino di laminazione, in cui viene invasata parte della portata, per far sì che la stessa, proveniente dal nuovo insediamento, non sia superiore a quella che proveniva da esso prima che fosse realizzata l'urbanizzazione.

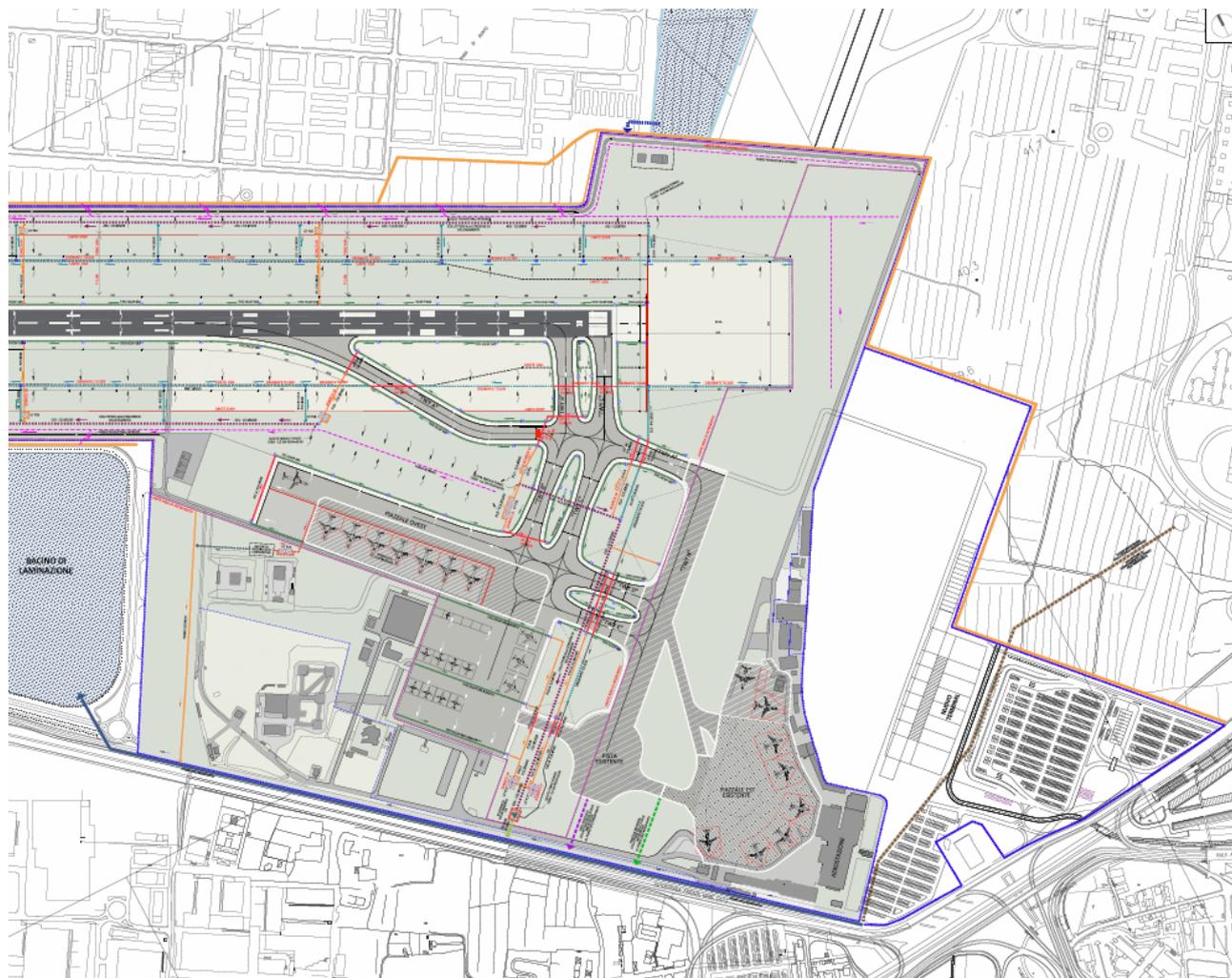


Figura 3 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.05

Tali opere, in generale, sono dotate di una bocca di uscita tarata o di un sistema di pompaggio (tombotti) dimensionati in modo tale che la portata in uscita non sia mai superiore ad un valore prefissato e compatibile con le caratteristiche del corpo idrico recettore. I volumi di acqua in eccesso vengono trattenuti all'interno del "Bacino di Laminazione" previsto a est del sedime in prossimità dello svincolo di Sesto Fiorentino-Osmannoro. In questo modo si riduce il picco di portata "laminando" l'onda di piena inviata al ricettore.

#### 4.1. Acque di prima pioggia

Le acque meteoriche ricadenti sulle superfici pavimentate a servizio degli aeromobili (pista, bretelle, piazzali di sosta e servizio) così come le aree destinate a parcheggi, piazzali movimentazione e sosta mezzi e viabilità di servizio, presentano il rischio di trascinamento all'interno della rete di drenaggio di sostanze pericolose o di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali. Per gli aeroporti è peculiare

la presenza di sostanze in sospensione ed in parte in emulsione quali gli idrocarburi e gli oli che, fuoriusciti all'atto di rifornimenti o di manovre, finiscono per raggiungere la rete di drenaggio. Per quanto sopra esposto, tali acque saranno convogliate in vasche di raccolta disposte in vari punti del sedime aeroportuale e quindi separate in acque di prima pioggia (AMPP) e di seconda pioggia.

**Tabella 2 Acque di prima pioggia**

Superficie di riferimento	Superfici equivalenti MQ	Acque di prima pioggia MC
Pista di volo raccordi e piazzali	554.181	2.771
Parcheeggi auto *	51.732	259
Strade	89.296	446
Viabilità di servizio e aree pavimentate pertinenziali**	81.171	406
<b>Totale</b>	<b>776.380</b>	<b>3.882</b>
* escluso Palagio degli Spini (2,5 ha)		
** compreso TWR e 8° REP. VOLO		

Le acque di prima pioggia, ovvero quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio saranno trattate per l'isolamento del carico inquinante prima della immissione nella rete delle Acque Basse, previa verifica del rispetto dei limiti di concentrazione degli inquinanti di cui alla tabella 3 dell'Allegato 5 alla parte terza del D.Lgs. 152/06.

10

Tali acque saranno quindi separate da quelle successive e rilanciate all'unità di trattamento tramite un bacino di accumulo interrato di capacità tale da contenere il volume d'acqua corrispondente ai primi 5 mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto.

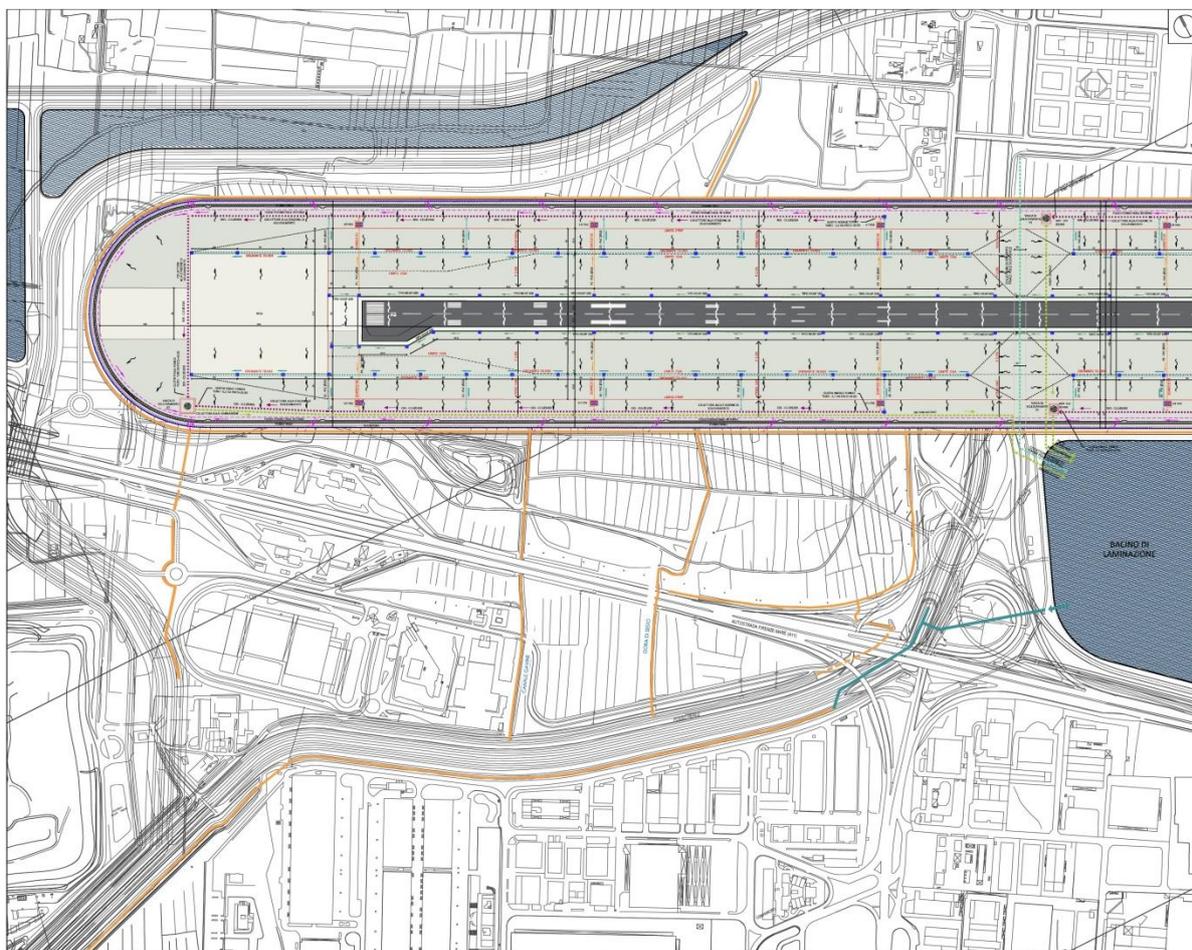


Figura 4 Schema degli smaltimenti acque chiare e di prima pioggia – Tavola 6.04

## 4.2. Vasche di prima pioggia

Le vasche di prima pioggia rappresentano un intervento strutturale molto efficace nell'ambito del controllo della qualità degli scarichi fognari in tempo di pioggia.

Il sistema di riferimento utilizzato è quello "fuori linea", con "vasche di cattura" e modalità di svuotamento "intermittente".

Le vasche fuori linea sono caratterizzate da un invaso realizzato in derivazione rispetto alla rete fognaria delle acque chiare ed è accoppiato ad un apposito manufatto partitore dotato al proprio interno uno stramazzo su cui sfiorano le acque di seconda pioggia (scaricatore di piena). Lo scaricatore alimenta la vasca di omogeneizzazione e di accumulo, tale da contenere il volume d'acqua corrispondente ai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto, una volta che la portata in arrivo supera il valore limite di inizio sfioro, le acque (seconda pioggia) vengono convogliate direttamente al ricettore.

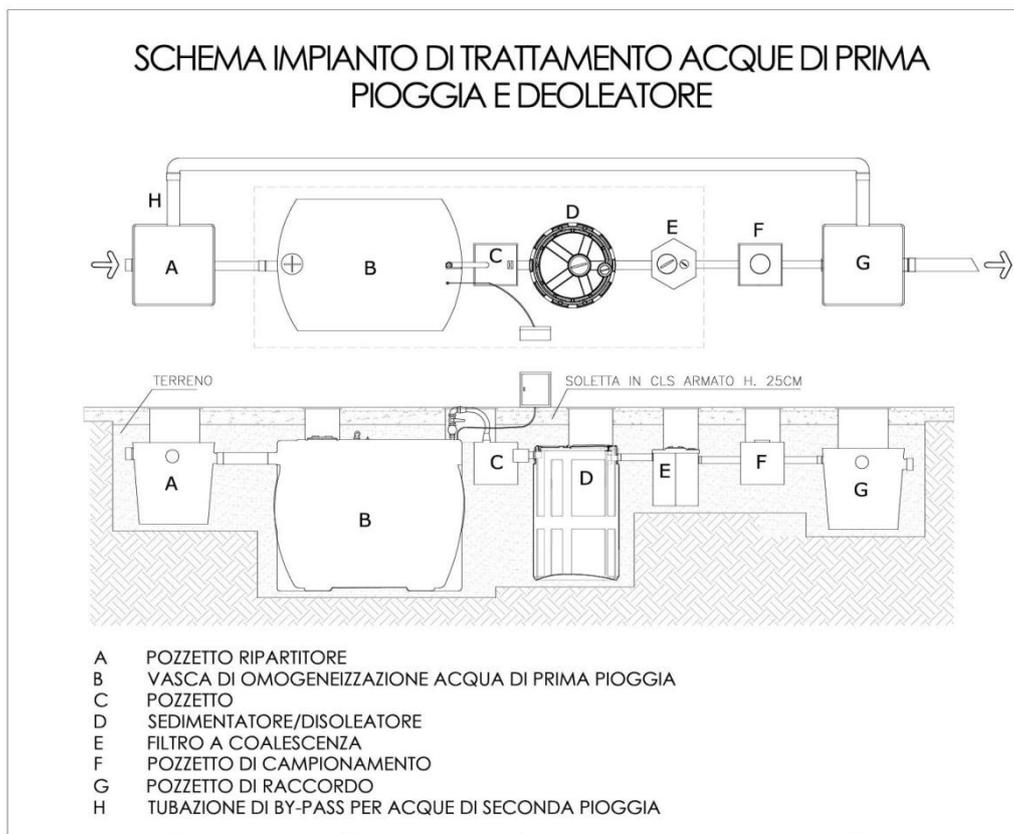


Figura 5 Schema impianto trattamento acque di prima pioggia

Dalla vasca di omogeneizzazione e di accumulo, le acque di prima pioggia vengono inviate ad una unità di trattamento per la separazione degli idrocarburi, costituito da sedimentatore/disoleatore e da un pozzetto con filtro a coalescenza. Una volta separato il flottato (oli, idrocarburi) ed i solidi sospesi sedimentabili (sabbie, metalli, etc.) si può pompare l'acqua trattata nel pozzetto di campionamento e scarico.

Infatti ogni unità di trattamento è provvista di un pozzetto di campionamento prima di convogliare nel pozzetto di raccordo con la tubazione di by-pass per le acque di seconda pioggia ed immettersi nella rete fognaria.

Lo svuotamento della vasca, ai fini del conferimento alla rete e successivamente al bacino di contenimento e laminazione aeroportuale, è regolato da pompa installata al suo interno e regolata da una sonda rivelatrice di pioggia installata sulla tubazione di immissione al pozzetto. Alla fine della precipitazione, la sonda invia un segnale al quadro elettrico il quale avvia la pompa di rilancio dopo un intervallo di tempo, da definire in base alle risultanze progettuali.

Il sistema di trattamento prevede tre fasi distinte:

1. separazione tramite pozzetto ripartitore delle acque meteoriche di prima pioggia, che risultano inquinate, dalle seconde;
2. sedimentazione e accumulo temporaneo delle acque di prima pioggia;
3. trattamento delle acque di prima pioggia per la separazione degli idrocarburi.

### 4.3. Reticolo di raccolta delle acque e ripartizione degli impianti

In considerazione della dimensione e della estensione delle aree trattate, è previsto il frazionamento delle aree scolanti, a cui corrisponderanno i relativi impianti di trattamento, allo scopo di ottimizzare il sistema idraulico.

Il sistema è suddiviso, per grandi linee, in settori (Pista, Raccordi, Piazzali, Parcheggi auto e Viabilità di servizio e piazzali movimentazione mezzi) ed aree di pertinenza afferenti ai singoli impianti.

Il dimensionamento dei singoli impianti è stato considerato in funzioni di capacità medie di trattamento e accumulo di circa 82 mc, corrispondente ad una superficie di pertinenza di circa 16.400 mq. Per le superfici maggiori si è optato per una composizione modulare dei sistemi di trattamento fino ad una capacità di 328 mc.

13

#### PISTA E SHOULDER

La nuova Pista con le relative shoulder è stata suddivisa in 9 aree di circa 15.000 mq con singoli impianti da 82 mc cadauno. L'area interessante l'uscita rapida di circa 25.000 mq viene servita da due moduli.

L'area è servita da 11 moduli per un totale di volumi trattati pari a 902 mc.

#### RACCORDI E SHOULDER

I raccordi con le relative shoulder sono stati suddivisi in 4 aree di diverse dimensioni, per complessivi 108.143 mq, serviti da impianti con capacità compresa tra 82 mc ed i 328 mc.

Il totale di volumi trattati è pari a 656 mc.

## PIAZZALI E SHOULDER

I Piazzali, con le relative shoulder sono stati frazionati in:

- Piazzale est di circa 210.000 mq, suddiviso 4 aree, di circa 52.500 mq ciascuna, servite da impianti con capacità 328 mc per un volume totale di 1.312 mc.
- Piazzale Aviazione Generale e Piazzale Ovest (esclusa la porzione in fase di realizzazione), compresa una porzione dei raccordi, suddivisa in 2 aree rispettivamente di 47.925 mq e 42.572 mq, per complessivi 90.500 mq, servite da due impianti di 328 mc e ciascuno per un totale di volume trattato pari a 656 mc.

Il computo delle aree non comprende la porzione dell'ampliamento del piazzale ovest, in fase di realizzazione, che prevede un impianto dedicato con vasche di prima pioggia e "tombotti" di laminazione per una superficie di circa 35.000 mq.

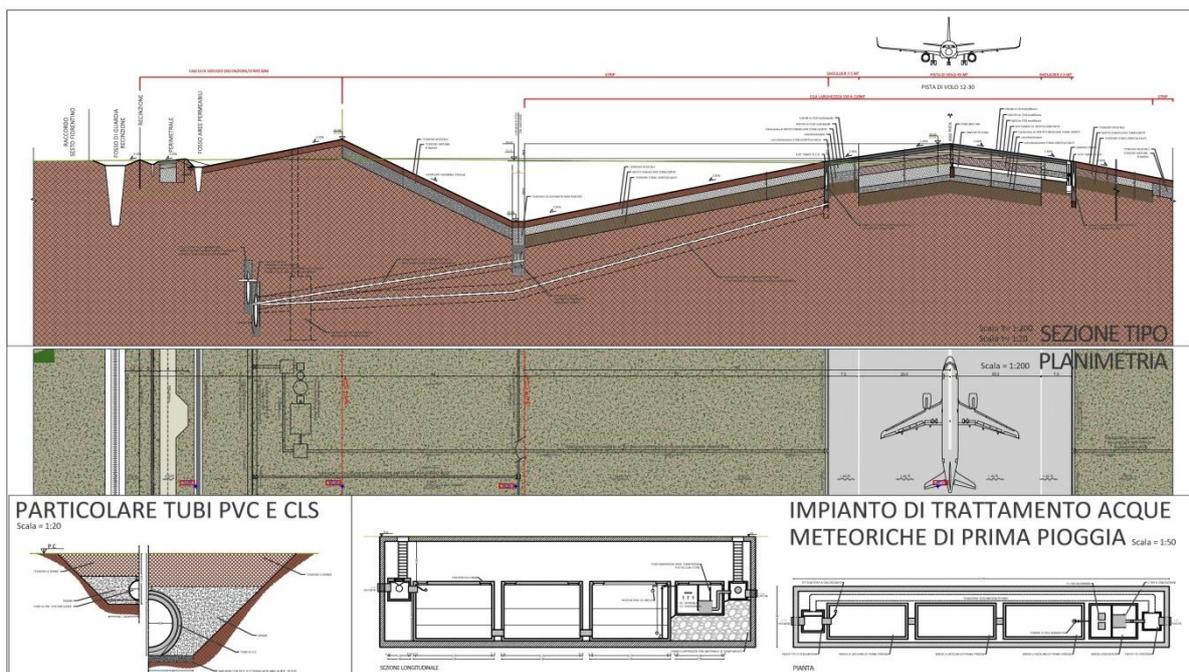


Figura 6 Pianta sezione e particolari costruttivi – Tavola 6.o6

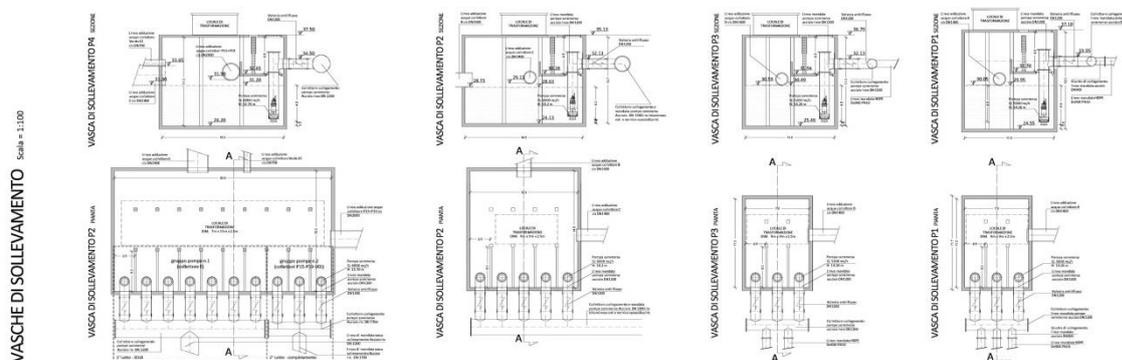
## 5. ANALISI DEI COSTI

I costi d'intervento sono stati determinati analizzando le singole voci, inserendo le opere afferenti ad ogni categoria di opera completa, ed infine individuando le relative voci di costo parametriche e/o a corpo.

I prezzi parametrici delle tubazioni e delle canalette sono stati sviluppati a metro lineare comprendendo scavi tubazioni e pozzetti completi, rinfianchi e rinterri e quanto altro occorrente a dare la voce completa in opera.

Le quattro stazioni di sollevamento sono state analizzate, per ognuna, individuando le opere civili e strutturali, le cabine di trasformazione e gli impianti elettrici, gli impianti tecnologici, ed infine riassunte in voci a corpo. Non è stata inserita la voce per gli allacciamenti alla rete in quanto oggetto di valutazione da effettuare con il gestore della rete.

Gli impianti di trattamento acque di prima pioggia sono stati suddivisi in impianti profondi e superficiali considerando nei primi anche le opere strutturali per la realizzazione delle camere di servizio interrate all'impianto. Le voci sono state riassunte in voci a corpo che comprendono scavi, rinterri, opere in c.a. (ove stabilito), allacciamenti alla rete, la quota parte degli allacciamenti elettrici comprensivi di cavidotti, e quanto altro occorrente a dare la voce completa in opera.



**Figura 7 Pianta sezione stazioni di sollevamento – Tavola 6.o8**

## 6. DIMENSIONAMENTO RETICOLO IDRAULICO INTERNO AL SEDIME

---

Il dimensionamento del reticolo di regimentazione idraulica delle acque di prima e seconda pioggia è stato fatto riferendoci alla curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno  $T = 200$  anni, così come indicato dalla Società di Gestione.

Analogamente per i coefficienti di afflusso si è fatto riferimento alla relazione specialistica idraulica allegata alla SIA.

Per le superfici scolanti si faccia riferimento alla Tavola 6.03.

### DATI DI INPUT

#### *Curva di possibilità pluviometrica*

per TR 200 anni e durate di pioggia  $>30'$

$$h(t) = 65,529 t^{0,26741}$$

per TR 200 anni e durate di pioggia  $<30'$

$$h(t) = 64,622 t^{0,409}$$

16

---

#### *Coefficienti di afflusso*

Superficie impermeabile  $\phi$  0,9

Superficie permeabile  $\phi$  0,2

Superficie semipermeabile  $\phi$  0,35

### 6.1. Aree scolanti

L'analisi della zona di intervento e della rete di collettori ha permesso l'individuazione delle relative aree scolanti e dei rispettivi coefficienti di afflusso.

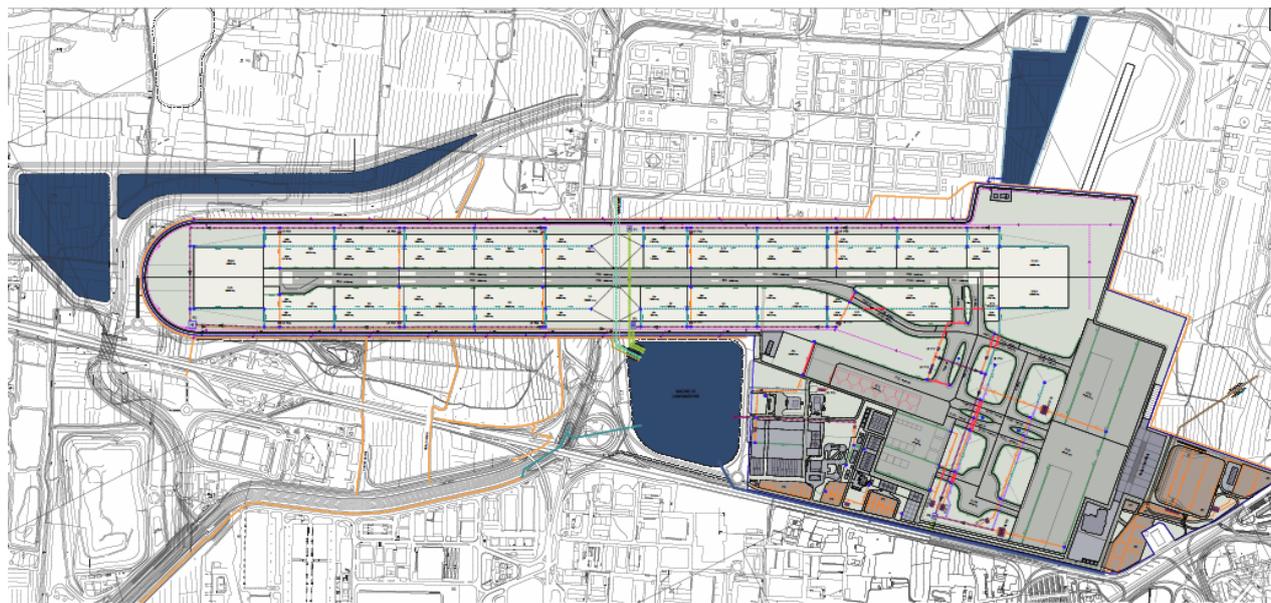


Figura 8 Aree Scolanti – Tavola 6.03

Con riferimento alla Tavola 6.03 si riporta di seguito la tabella riassuntiva di progetto, in cui sono indicate per ogni collettore della rete la superficie scolante e il coefficiente di afflusso medio pesato.

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
allontanamento S1	65	2,52	semipermeabile	0,35			S1A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
allontanamento S2	65	1,54	semipermeabile	0,35			S2A
		1,09	permeabile	0,2			S2B
					2,63	0,29	
allontanamento S3	240	1,80	semipermeabile	0,35			S3A
		1,08	permeabile	0,2			S3B
					2,88	0,29	
allontanamento S4	240	1,80	semipermeabile	0,35			S4A
		1,08	permeabile	0,2			S4B
					2,88	0,29	
allontanamento S5	65	1,88	semipermeabile	0,35			S5A
		1,13	permeabile	0,2			S5B
					3,00	0,29	
allontanamento S6	65	2,40	semipermeabile	0,35			S6A
		1,44	permeabile	0,2			S6B
					3,84	0,29	

allontanamento S7	65	1,20	semipermeabile	0,35			S7A
		0,72	permeabile	0,2			S7B
					1,92	0,29	
allontanamento S8	240	1,80	semipermeabile	0,35			S8A
		1,08	permeabile	0,2			S8B
					2,88	0,29	
allontanamento S9	65	1,68	semipermeabile	0,35			S9A
		1,08	permeabile	0,2			S9B
					2,76	0,29	
allontanamento S10	65	0,33	semipermeabile	0,35			S10A
		0,70	permeabile	0,2			S10B
					1,04	0,25	
allontanamento S11	120	2,21	semipermeabile	0,35			S11A
		0,89	permeabile	0,2			S11B
					3,10	0,31	
allontanamento S12	115	0,57	semipermeabile	0,35			S12A
		0,33	permeabile	0,2			S12B
					0,90	0,30	
allontanamento S13	235	2,52	semipermeabile	0,35			S13A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
allontanamento S14	65	2,52	semipermeabile	0,35			S14A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
allontanamento S15	65	0,81	semipermeabile	0,35			S15A
		0,48	permeabile	0,2			S15B
					1,29	0,29	
allontanamento S16	240	1,80	semipermeabile	0,35			S16A
		1,08	permeabile	0,2			S16B
					2,88	0,29	
allontanamento S17	240	1,80	semipermeabile	0,35			S17A
		1,08	permeabile	0,2			S17B
					2,88	0,29	
allontanamento S18	240	1,80	semipermeabile	0,35			S18A
		1,08	permeabile	0,2			S18B
					2,88	0,29	
allontanamento S19	240	1,80	semipermeabile	0,35			S19A
		1,08	permeabile	0,2			S19B
					2,88	0,29	

allontanamento S20	65	1,13	semipermeabile	0,35			S20A
		0,67	permeabile	0,2			S20B
					1,80	0,29	
allontanamento S21	65	2,48	semipermeabile	0,35			S21A
		1,49	permeabile	0,2			S21B
					3,96	0,29	
allontanamento S22	65	1,88	semipermeabile	0,35			S22A
		1,12	permeabile	0,2			S22B
					3,00	0,29	
allontanamento S23	240	1,80	semipermeabile	0,35			S23A
		1,08	permeabile	0,2			S23B
					2,88	0,29	
allontanamento S24	240	1,80	semipermeabile	0,35			S24A
		1,08	permeabile	0,2			S24B
					2,88	0,29	
allontanamento S25	65	1,82	semipermeabile	0,35			S25A
		1,09	permeabile	0,2			S25B
					2,91	0,29	
allontanamento S26	65	2,52	semipermeabile	0,35			S26A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
scarico P1	140	1,40	impermeabile	0,9			P1
					1,40	0,9	
scarico P2	140	1,50	impermeabile	0,9			P2
					1,50	0,9	
scarico P3	140	1,50	impermeabile	0,9			P3
					1,50	0,9	
scarico P4	140	1,50	impermeabile	0,9			P4
					1,50	0,9	
scarico P5	140	1,66	impermeabile	0,9			P5
					1,66	0,9	
scarico P6	140	1,68	impermeabile	0,9			P6
					1,68	0,9	
scarico P7	140	1,50	impermeabile	0,9			P7
					1,50	0,9	
scarico P8	140	1,50	impermeabile	0,9			P8
					1,50	0,9	

scarico P9	140	1,85	impermeabile	0,9			P9
					1,85	0,9	
scarico P10	135	2,55	impermeabile	0,9			P10
					2,55	0,9	
scarico P11	200	1,54	impermeabile	0,9			P11
					1,54	0,9	
scarico P12	95	4,26	impermeabile	0,9			P12
					4,26	0,9	
scarico P14	150	1,21	impermeabile	0,9			P13
					1,21	0,9	
scarico P15	70	3,18	impermeabile	0,9			P15
		4,39	permeabile	0,2			V02
					7,57	0,49	
scarico P16.A	120	1,22	impermeabile	0,9			porzione di P16
					1,22	0,9	
scarico P16.B	90	3,25	impermeabile	0,9			porzione di P16
					3,25	0,9	
scarico P16.C	90	4,79	impermeabile	0,9			P16
					4,79	0,9	
scarico P17.A	150	3,81	impermeabile	0,9			P17A+P17B+ P17C+P17D
					3,81	0,9	
scarico P17.B	310	5,11	impermeabile	0,9			P17
					5,11	0,9	
scarico P18	330	10,57	impermeabile	0,9			P18
					10,57	0,9	
scarico P19	135	10,82	impermeabile	0,9			P19
					10,82	0,9	

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
attraversamento ATT.01	40	1,28	impermeabile	0,9			P10/A
		0,59	impermeabile	0,9			P10/B
					1,87	0,90	
attraversamento ATT.02	80	0,90	misto	0,3			S12
					0,90	0,30	
attraversamento ATT.03	40	0,90	misto	0,3			S12
					0,90	0,30	

attraversamento ATT.04	70	1,27	impermeabile	0,9			porzione di P11
					1,27	0,90	
attraversamento ATT.05	45	1,31	impermeabile	0,9			P11
					1,31	0,90	
attraversamento ATT.06	50	0,86	impermeabile	0,9			P14A
		0,35	impermeabile	0,9			P14B
					1,21	0,90	
attraversamento ATT.07	45	3,06	misto	0,32			S13/A
					3,06	0,32	
attraversamento ATT.08	67	1,74	impermeabile	0,9			P17/A
					1,74	0,90	
attraversamento ATT.09	45	1,74	impermeabile	0,9			P17/a
		0,52	impermeabile	0,9			P17/B
					2,26	0,90	
attraversamento ATT.10	40	3,25	impermeabile	0,9			P16.B
					3,25	0,90	
attraversamento ATT.11	45	0,90	misto	0,3			S12
					0,90	0,30	
attraversamento ATT.12	40	2,49	permeabile	0,2			porzione di V01
					2,49	0,20	
attraversamento ATT.13	40	2,72	permeabile	0,2			V01.A
					2,72	0,20	
attraversamento ATT.14	40	3,81	impermeabile	0,9			P17A+P17B+ P17C+P17D
					3,81	0,90	
attraversamento ATT.15	40	4,62	permeabile	0,2			V01.B
					4,62	0,20	
attraversamento ATT.16	70	1,27	impermeabile	0,9			porzione di P12
					1,27	0,90	
attraversamento ATT.17	120	0,54	permeabile	0,9			porzione P12
					0,54	0,90	

21

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
area verde V01.A	150	2,72	permeabile	0,2			
					2,72	0,2	
area verde V01.B	150	2,72	permeabile	0,2			V01.A
		1,90	permeabile	0,2			
					4,62	0,2	

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
collettore Nord-Ao1	110	3,06	misto	0,32			S14-A
					3,06	0,32	
collettore Nord-Ao2	240	3,06	misto	0,32			Collettore Nord-Ao1
		1,29	misto	0,29			S15
					4,35	0,31	
collettore Nord-Ao3	207	4,35	misto	0,31			Collettore Nord-Ao2
		2,88	misto	0,29			S16
		1,66	impermeabile	0,9			P5
					8,89	0,41	
collettore Nord-Ao4	273	8,89	misto	0,41			Collettore Nord-Ao3
		2,88	misto	0,29			S17
					11,77	0,38	
collettore Nord-Ao5	227	11,77	misto	0,38			Collettore Nord-Ao4
		2,88	misto	0,3			S18
		1,5	impermeabile	0,9			P4
					16,15	0,41	
collettore Nord-Ao6	240	16,15	misto	0,41			Collettore Nord-Ao5
		2,88	misto	0,29			S19
					19,03	0,39	
collettore Nord-Ao7	30	19,06	misto	0,39			Collettore Nord-Ao6
		1,8	misto	0,29			S20
					20,86	0,38	
collettore Nord-Bo1	240	1,5	impermeabile	0,9			P3
		3,96	misto	0,29			S21
					5,46	0,46	
collettore Nord-Bo2	240	5,46	misto	0,46			Collettore Nord-Bo1
		3	misto	0,29			S22
					8,46	0,40	
collettore Nord-Bo3	240	8,46	misto	0,4			Collettore Nord-Bo2
		2,88	misto	0,3			S23
		1,5	impermeabile	0,9			P2
					12,84	0,44	

collettore Nord-Bo4	240	12,84	misto	0,44			Collettore Nord-Bo3
		2,88	misto	0,3			S24
					15,72	0,41	
collettore Nord-Bo5	285	15,72	misto	0,41			Collettore Nord-Bo4
		2,91	misto	0,29			S25
		1,4	impermeabile	0,9			P1
					20,03	0,43	
collettore Nord-Bo6	210	20,03	misto	0,43			Collettore Nord-Bo5
		3,06	misto	0,32			S26A
					23,09	0,42	
collettore Nord-Bo7	65	23,09	misto	0,42			Collettore Nord-Bo6
		3,06	misto	0,32			S1A
					26,15	0,41	
collettore Sud-Co1	240	1,5	impermeabile	0,9			P8
		3,84	misto	0,29			S6
					5,34	0,46	
collettore Sud-Co2	240	5,34	misto	0,46			Collettore Sud-Co1
		3	misto	0,29			S5
					8,34	0,40	
collettore Sud-Co3	240	8,34	misto	0,4			Collettore Sud-Co2
		2,88	misto	0,29			S4
		1,5	impermeabile	0,9			P7
					12,72	0,43	
collettore Sud-Co4	240	12,72	misto	0,43			Collettore Sud-Co3
		2,88	misto	0,29			S3
					15,60	0,40	
collettore Sud-Co5	240	15,6	misto	0,4			Collettore Sud-Co4
		2,63	misto	0,29			S2
		1,68		0,9			P6
					19,91	0,43	
collettore Sud-Do1	275	1,85	impermeabile	0,9			P10
		1,04	misto	0,25			S10
		3,1	misto	0,31			S11
		0,9	misto	0,3			S12
					6,89	0,46	

collettore Sud-Do2	240	6,89	misto	0,46			Collettore Sud-Do1
		2,76	misto	0,29			S9
					9,65	0,41	
collettore Sud-Do3	160	9,65	misto	0,41			Collettore Sud-Do2
		1,85	misto	0,9			P9
		2,88		0,29			S8
					14,38	0,45	
collettore Sud-Do4	60	14,38	misto	0,45			Collettore Sud-Do3
		1,92	misto	0,29			S7
					16,30	0,43	
collettore Sud-Eo1	185	1,54	impermeabile	0,9			P11
		4,26	impermeabile	0,9			P12
					5,8	0,9	
collettore Sud-Eo2	515	5,8		0,9			Collettore Sud-Eo1
		1,21	impermeabile	0,9			P14
		10,57	impermeabile	0,9			P18
					17,58	0,9	
collettore Sud-Eo3	25	17,58		0,9			Collettore Sud-Eo2
		4,79	impermeabile	0,9			P16
		5,11	impermeabile	0,9			P17
					27,48	0,9	

24

Tratto	Lunghezza [m]	Superficie afferente [ha]	Tipo	Coefficiente di afflusso	Superficie TOT [ha]	Coefficiente medio pesato	Provenienza
drenante TD.001	240	2,52	semipermeabile	0,35			S14A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
drenante TD.002	1220	9,13	semipermeabile	0,35			S15A+S16A+S17A+S18A+S19A+S20A
		5,48	permeabile	0,2			S15B+S16B+S17B+S18B+S19B+S20A1
					14,61	0,29	
drenante TD.003	1115	9,77	semipermeabile	0,35			S21A+S22A+S23A+S24A+S25A
		5,86	permeabile	0,2			S21B+S22B+S23B+S24B+S25B
					15,63	0,29	

drenante TD.004	240	2,52	semipermeabile	0,35			S26A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
drenante TD.005	240	2,52	semipermeabile	0,35			S13A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
drenante TD.006	50	0,57	semipermeabile	0,35			S12A
		0,33	permeabile	0,2			S12B
					0,90	0,30	
drenante TD.007	23	2,52	semipermeabile	0,35			S12A
		0,54	permeabile	0,2			S12B
					3,06	0,32	
drenante TD.008	230	2,21	semipermeabile	0,35			S11A
		0,89	permeabile	0,2			S11B
					3,10	0,31	
drenante TD.009	750	7,41	semipermeabile	0,35			S10A+S9A+S8A+S7A+S6A
		5,02	permeabile	0,2			S10B+S9B+S8B+S7B+S6B
					12,44	0,29	
drenante TD.010	1115	10,61	semipermeabile	0,35			S7A+S6A+S5A+S4A+S3A+S2A
		6,53	permeabile	0,2			S7B+S6B+S5B+S4B+S3B+S2B
					17,15	0,29	
drenante TD.011	240	2,52	semipermeabile	0,35			S1A
		0,54	permeabile	0,2			verde
					3,06	0,32	
drenante TD.012	130	2,72	permeabile	0,2			Vo1.A
					2,72	0,2	
drenante TD.013	155	0,90	permeabile	0,2			Vo1.B
					0,90	0,2	

Con i suesposti dati di INPUT abbiamo eseguito il dimensionamento delle tubazioni secondarie e dei collettori principali del reticolo idraulico di regimazione della acque pluviali ricadenti sul sedime aeroportuale, oltre al dimensionamento delle stazioni di sollevamento occorrenti.

Il dimensionamento della rete scolante a gravità è stato effettuato mediante il metodo razionale (o metodo cinematico). Si ipotizza l'utilizzo di tubazioni a sezione circolare, in pvc e calcestruzzo con dimensioni variabili:

- Diametri da 400 a 600 in pvc, per i quali è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione prefabbricati in calcestruzzo con dimensioni 1.000 x 1.000 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 40/50 m di tratti rettilinei.
- Diametri da 700 a 1.000 in cls, per i quali è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione prefabbricati in calcestruzzo con dimensioni 1.500 x 1.500 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 40/50 m di tratti rettilinei.
- Diametri da 1.000 a 1.200 in cls, per i quali è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione prefabbricati in calcestruzzo con dimensioni 1.500 x 1.500 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 60/80 m di tratti rettilinei.
- Diametro 1.400 in cls, per il quale è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione gettati in opera con dimensioni 2.000 x 2.000 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 80 m max di tratti rettilinei.
- Diametro 1.800 in cls, per il quale è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione gettati in opera con dimensioni 2.500 x 2.500 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 80 m max di tratti rettilinei.
- Diametro 2.000 in cls, per il quale è prevista la posa in opera di pozzetti di ispezione gettati in opera con dimensioni 3.000 x 3.000 mm ad ogni incrocio delle tubazioni e ogni 80 m max di tratti rettilinei.

Il calcolo della portata di massima piena è espresso come:

$$Q_{max} = \frac{\varphi S_h}{t_c}$$

26

con:  $\varphi$       coefficiente di afflusso

$S_h$       superficie scolante

$t_c$       tempo di corrivazione

Per il dimensionamento si farà invece riferimento alla legge del moto uniforme per le correnti a superficie libera, calcolata con la formula:

$$Q = k_s A R_H^{2/3} \sqrt{i}$$

Con:  $k_s$       coefficiente di scabrezza posto pari a: 75 per tubazioni in cls

100 per tubazioni in pvc

$A$       sezione del canale

$R_H$       raggio idraulico

i pendenza del canale

Si riportano di seguito, suddivise per aree progettuali, le tabelle riassuntive con il dimensionamento dei singoli tratti, secondo la nomenclatura riportata nella Tavola 6.04 e nella 6.05.

## 6.2. Pista lato Nord-Est

Tratto	L [m]	S [ha]	Coefficiente di afflusso MEDIO PESATO	Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza i [m/m]	Velocità vi [m/s]	Tempo di scorrimento superficiale ts [s]	Tempo di scorrimento profondo tp [s]	Tempo di corrivazione tc [s]	Tc [h]	h [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Diametro [mm]	Grado di riempimento (y/D)
S14A	65	3,06	0,32	100	0,016	3,46	600	88	688	0,19	32,84	0,47	500	0,65
S15	65	1,29	0,29	100	0,016	2,77	600	63	663	0,18	32,35	0,18	400	0,52
S16	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S17	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S18	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S19	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S20	65	1,8	0,29	100	0,016	2,98	600	72	672	0,19	32,53	0,25	600	0,64
P4	140	1,5	0,9	100	0,018	3,83	600	167	767	0,21	34,34	0,60	500	0,75
P5	140	1,66	0,9	100	0,018	4,05	600	158	758	0,21	34,17	0,67	600	0,57
A01	110	3,06	0,32	75	0,003	1,76	600	235	835	0,23	35,55	0,42	700	0,59
A02	240	4,35	0,31	75	0,003	1,56	600	420	1020	0,28	38,58	0,51	800	0,62
A03	240	8,89	0,42	75	0,003	2,01	600	446	1046	0,29	38,98	1,39	1200	0,59
A04	240	11,77	0,39	75	0,003	2,04	600	557	1157	0,32	40,63	1,61	1200	0,66
A05	240	16,15	0,42	75	0,003	2,22	600	619	1219	0,34	41,49	2,31	1400	0,64
A06	150	19,03	0,39	75	0,003	2,24	600	722	1322	0,37	42,89	2,41	1400	0,66
A07	30	20,86	0,39	75	0,003	2,32	600	607	1207	0,34	41,33	2,79	1400	0,73

27

## 6.3. Pista lato Nord-Ovest

Tratto	L [m]	S [ha]	Coefficiente di afflusso MEDIO PESATO	Scabrezza Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza i [m/m]	Velocità vi [m/s]	Tempo di scorrimento superficiale ts [s]	Tempo di scorrimento profondo tp [s]	Tempo di corrivazione tc [s]	Tc [h]	h [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Diametro [mm]	Grado di riempimento (y/D)
S21	65	3,96	0,29	100	0,016	3,56	600	111	711	0,20	33,29	0,54	500	0,72
S22	65	3	0,29	100	0,016	3,44	600	92	692	0,19	32,91	0,41	500	0,59
S23	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S24	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S25	65	2,91	0,29	100	0,016	3,40	600	91	691	0,19	32,90	0,40	500	0,58
P1	140	1,4	0,9	100	0,018	3,78	600	169	769	0,21	34,38	0,56	500	0,71

P2	140	1,5	0,9	100	0,018	3,83	600	167	767	0,21	34,34	0,60	500	0,75
P3	140	1,5	0,9	100	0,018	3,83	600	167	767	0,21	34,34	0,60	500	0,75
B01	240	5,46	0,46	75	0,003	1,83	600	166	766	0,21	34,32	1,13	1.000	0,73
B02	240	8,46	0,4	75	0,003	1,98	600	275	875	0,24	36,24	1,40	1.200	0,6
B03	240	12,84	0,44	75	0,003	2,22	600	354	954	0,26	37,53	2,23	1.400	0,62
B04	240	15,72	0,41	75	0,003	2,26	600	453	1053	0,29	39,09	2,39	1.400	0,65
B05	245	20,03	0,43	75	0,003	2,33	600	573	1173	0,33	40,85	3,00	1.400	0,78
B06	260	23,09	0,42	75	0,003	2,49	600	639	1239	0,34	41,78	3,27	1.600	0,62
B07	65	26,15	0,41	75	0,003	2,50	600	665	1265	0,35	42,13	3,57	1.600	0,67

## 6.4. Pista lato Sud-Ovest

Tratto	L [m]	S [ha]	Coefficiente di afflusso MEDIO PESATO	Scabrezza Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza i [m/m]	Velocità vi [m/s]	Tempo di scorrimento superficiale ts [s]	Tempo di scorrimento profondo tp [s]	Tempo di corruzione tc [s]	Tc [h]	h [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Diametro [mm]	Grado di riempimento (y/D)
S2	65	2,63	0,29	100	0,016	3,28	600	93	693	0,19	32,94	0,36	500	0,55
S3	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S4	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S5	65	3,00	0,29	100	0,016	3,44	600	92	692	0,19	32,91	0,41	500	0,59
S6	65	3,84	0,29	100	0,016	3,56	600	108	708	0,20	33,23	0,52	500	0,7
P6	140	1,68	0,9	100	0,018	4,08	600	136	736	0,20	33,77	0,69	600	0,58
P7	140	1,5	0,9	100	0,018	3,83	600	167	767	0,21	34,34	0,60	500	0,75
P8	140	1,5	0,9	100	0,018	3,83	600	167	767	0,21	34,34	0,60	500	0,75
C01	240	5,34	0,46	75	0,003	1,85	600	165	765	0,21	34,30	1,10	1.000	0,71
C02	240	8,34	0,4	75	0,003	1,99	600	273	873	0,24	36,21	1,38	1.200	0,59
C03	230	12,72	0,43	75	0,003	2,18	600	359	959	0,27	37,63	2,15	1.400	0,61
C04	240	15,6	0,4	75	0,003	2,27	600	451	1.051	0,29	39,06	2,32	1.400	0,63
C05	240	19,91	0,43	75	0,003	2,32	600	545	1.145	0,32	40,45	3,03	1.400	0,79

## 6.5. Pista lato sud-est

Tratto	L [m]	S [ha]	Coefficiente di afflusso MEDIO PESATO	Scabrezza Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza i [m/m]	Velocità vi [m/s]	Tempo di scorrimento superficiale ts [s]	Tempo di scorrimento profondo tp [s]	Tempo di corruzione tc [s]	Tc [h]	h [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Diametro [mm]	Grado di riempimento (y/D)
S8	65	2,88	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,40	500	0,58
S9	65	2,76	0,29	100	0,016	3,37	600	90	690	0,19	32,89	0,38	500	0,56
S10 +S11 +S12	65	5,04	0,29	100	0,016	3,83	600	174	774	0,21	34,46	0,65	600	0,58

P <sub>9</sub>	140	1,85	0,9	100	0,018	4,09	600	181	781	0,22	34,59	0,74	600	0,61
P <sub>10</sub>	135	2,55	0,9	75	0,018	3,60	600	118	718	0,20	33,42	1,07	700	0,72
D <sub>01</sub>	275	6,89	0,46	75	0,0045	2,28	600	149	749	0,21	34,01	1,44	1.000	0,75
D <sub>02</sub>	240	9,65	0,41	75	0,0045	2,42	600	240	840	0,23	35,63	1,68	1.200	0,59
D <sub>03</sub>	160	14,38	0,45	75	0,0045	2,73	600	271	871	0,24	36,16	2,69	1.400	0,61
D <sub>04</sub>	40	16,3	0,43	75	0,0045	2,77	600	289	889	0,25	36,48	2,88	1.400	0,64

## 6.6. Zona piazzali

Tratto	L [m]	S [ha]	Coefficiente di afflusso MEDIO PESATO	Scabrezza Ks [m <sup>1/3</sup> /s]	Pendenza i [m/m]	Velocità vi [m/s]	Tempo di scorrimento superficiale ts [s]	Tempo di scorrimento profondo tp [s]	Tempo di corrvazione tc [s]	Tc [h]	h [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Diametro [mm]	Grado di riempimento (y/D)
S13.A	100	3,06	0,29	100	0,016	3,37	600	97	697	0,19	33,03	0,42	500	0,59
S13.B	95	3,06	0,29	75	0,003	1,405	600	342	942	0,26	37,34	0,35	700	0,62
P11	185	1,54	0,9	75	0,003	1,60	600	213	813	0,23	35,16	0,60	800	0,7
P12	95	4,26	0,9	75	0,003	1,96	600	311	911	0,25	36,84	1,55	1.200	0,66
P14	145	1,21	0,9	75	0,003	1,49	600	248	848	0,24	35,78	0,46	800	0,59
P15	70	8,11	0,47	75	0,003	2,05	600	264	864	0,24	36,05	1,59	1.200	0,65
P16.A	120	1,22	0,9	75	0,003	1,47	600	238	838	0,23	35,61	0,47	700	0,57
P16.B	90	3,25	0,9	75	0,003	1,87	600	235	835	0,23	35,55	1,25	1.000	0,79
P16.C	90	4,79	0,9	75	0,003	2,09	600	254	854	0,24	35,87	1,81	1.400	0,55
P17.A	150	3,81	0,9	75	0,003	2,01	600	305	905	0,25	36,74	1,39	1.200	0,73
P17.B	100	5,11	0,9	75	0,003	2,07	600	364	964	0,27	37,70	2,07	1.200	0,72
P18	330	10,57	0,9	75	0,003	2,54	600	376	976	0,27	37,90	3,70	1.600	0,68
P19	135	10,82	0,9	75	0,003	2,60	600	212	812	0,23	35,14	4,22	1.800	0,61
P15 + P19	172	18,93	0,72	75	0,003	2,84	600	254	854	0,24	35,89	5,69	2.000	0,61
V01.A	220	2,72	0,20	75	0,003	1,54	600	369	969	0,27	37,78	0,21	500	0,66
V01.B	200	4,62	0,2	75	0,003	1,42	600	386	986	0,27	38,06	0,36	700	0,62
E01	270	5,8	0,9	75	0,0045	2,62	600	303	903	0,25	36,70	2,12	1.400	0,52
E02	515	17,58	0,9	75	0,0045	3,41	600	334	934	0,26	37,22	6,31	2.000	0,57
E03	25	27,48	0,9	75	0,003	3,23	600	255	855	0,24	35,89	10,39	2.400	0,67
ATT <sub>01</sub>	40	1,87	0,90	75	0,003	1,62	600	334	934	0,26	37,22	0,67	800	0,77
ATT <sub>02</sub>	40	0,90	0,30	100	0,003	1,30	600	333	933	0,26	37,20	0,11	400	0,63
ATT <sub>03</sub>	40	0,90	0,30	100	0,003	1,34	600	116	716	0,20	33,37	0,13	400	0,70
ATT <sub>04</sub>	70	1,27	0,90	75	0,003	1,55	600	136	736	0,20	33,76	0,52	800	0,64
ATT <sub>05</sub>	45	1,31	0,90	75	0,003	1,56	600	164	764	0,21	34,27	0,53	800	0,64

ATT 06	50	1,21	0,90	75	0,003	1,53	600	183	783	0,22	34,62	0,48	800	0,60
ATT 07	45	3,06	0,32	75	0,003	1,44	600	267	867	0,24	36,10	0,41	700	0,69
ATT 08	67	1,74	0,90	75	0,003	1,63	600	257	857	0,24	35,92	0,66	800	0,75
ATT 09	45	2,26	0,90	75	0,003	1,76	600	262	862	0,24	36,01	0,85	1.000	0,59
ATT 10	40	3,25	0,90	75	0,003	1,90	600	200	800	0,22	34,94	1,28	100	0,80
ATT 11	45	0,90	0,30	100	0,003	1,33	600	71	671	0,19	32,51	0,13	400	0,73
ATT 12	40	2,49	0,20	100	0,003	1,54	600	110	710	0,20	33,27	0,23	500	0,72
ATT 13	40	2,72	0,20	100	0,003	1,59	600	154	754	0,21	34,10	0,25	500	0,75
ATT 14	40	3,81	0,90	75	0,003	2,04	600	147	747	0,21	33,96	1,56	1.200	0,64
ATT 15	40	4,62	0,20	75	0,003	1,44	600	305	905	0,25	36,74	0,38	700	0,64
ATT 16	70	1,27	0,90	75	0,003	1,52	600	177	777	0,22	34,52	0,51	800	0,63
ATT 17	120	0,54	0,90	100	0,003	1,54	600	136	736	0,20	33,76	0,22	500	0,69

## 6.7. Sistema di drenaggio bordo pista

Per quanto riguarda il drenaggio a bordo pista, il dimensionamento è stato effettuato considerando un sistema di drenaggio a fessura tipo Hauraton Recyfix® Hicap® F, a sezione variabile, con le seguenti caratteristiche.

Tipo	H [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]	P bagnato (100%) [cm]	Portata (100%) [l/s]
Hicap®F 200	40,6	790	112	106
Hicap®F 300	64,0	1.790	222	321
Hicap®F 680	76,6	4.450	364	990

30

La verifica del tratto tipo con lunghezza 500 m di bordo pista, ha condotto ai seguenti risultati:

### Input data

Liquid	Water	Drainage area	15013.2 m <sup>2</sup>
Surface type	Concrete	Run-off coefficient	1.00
Rain intensity	1.900 mm/min	Reduced intensity	1.900 mm/min
Channel system	Combination of HICAP F channels 200 ( 70 ml ) - 300 ( 150 ml ) 680 ( 280 ml )		
Type of connection to surface water system	Pozzetto di scarico		

### Results

Channel end outflow	475.42 l/s
Minimum distance between water level and channel top	7.0 cm
Percentage of channel filled	86.3 %
Velocity at the end of the channel	1.935 m/s
Calculated results assume adequate mains system	

## 7. SOLLEVAMENTO ACQUE PROVENIENTI DAL SEDIME AEREOPORTUALE

### 7.1. Sollevamento acque – Stazione P1 – Collettore A

Le acque provenienti dal collettore A della piattaforma aeroportuale, saranno recapitate nella vasca di sollevamento indicata in planimetria come Pozzetto P1. Le acque recapitate nel pozzetto verranno sollevate mediante gruppo di elettropompe sommerse (idrovore) ed inviate verso la vasca di laminazione posta sul lato opposto della piattaforma. Le tubazioni in pressione scaricano a una quota superiore al massimo livello del pelo libero del bacino di laminazione.

In fase di progettazione esecutiva del bacino di laminazione si dovranno prevedere le opere antierosione in corrispondenza dello scarico.

Per il dimensionamento della vasca e del gruppo di sollevamento, sono stati considerati i seguenti parametri di progetto:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 2,67 mc/s (collettore A)
- Prevalenza geodetica  $H_{geod}$ : 11,95 m;
- Portata pompa di sollevamento di progetto  $Q_{pompa}$ : 2 mc/s;
- Numero avviamenti orari massimi pompa di progetto  $n$ : 10.

31

Per smaltire la portata in ingresso, il numero di pompe di progetto da installare risulta pari a:

$$n_{pompe} = Q_{in}/Q_{pompa} = 2.67 \text{ mc/s} / 2 \text{ mc/s} = 1,33 \sim 2 \text{ (due) pompe di progetto.}$$

Per ciascuna pompa, la portata massima effettiva sarà pari ad 1,34 mc/s. Verranno installate, quindi, n.2 pompe di sollevamento + n.1 pompa di scorta.

Per il calcolo del volume utile minimo della vasca  $V_u$  (differenza tra quota di attacco dell'ultima pompa e quota di pescaggio delle bocche di aspirazione), considerando le pompe installate alla medesima quota e con funzionamento in sequenza, è noto dalla bibliografia tecnica che, per un numero di avviamenti  $n$  pari a 10, il rapporto  $V_u/Q_{pompa}$  che minimizza il tempo tra un avviamento e l'altro risulta pari ad:

$$V_u/Q_{pompa} = 1,5$$

Il volume utile minimo necessario per la pompa n.1 ( $V_{u1}$ ), con  $Q_{pompa}$  espressa in litri/min, risulta pari a:

$$V_{u1} = 1,5 \times Q_{pompa} = 1,5 \times 2 \times 60 \times 1.000 = 180.000 \text{ litri} = 180 \text{ mc}$$

Considerando, cautelativamente, il medesimo volume utile minimo per ciascuna delle altre pompe, si ottiene un volume utile minimo totale pari a:

$$V_U = \sum V_{ui} = n_{pompe} \times V_{u1} = 2 \times 180 = 360 \text{ mc}$$

Per il dimensionamento della vasca di sollevamento, sono state considerate le seguenti quote di riferimento:

- Quota piattaforma aeroportuale – 36,55 m.s.l.m;
- Quota scarico collettore A– 30,05 m.s.l.m;
- Quota massima testa linee adduzione - 3 m al di sotto della quota piattaforma aeroportuale.

Con questi dati, è stata dimensionata una vasca di sollevamento a pianta rettangolare, da realizzare in c.a., di dimensioni interne 11 m x 7,9 m, per un'altezza utile di 5 m ed un'altezza totale 11,7 m.

La linea di mandata di ciascuna pompa, nel tratto interno alla vasca di sollevamento, sarà a sezione circolare DN 1.200 mm, in acciaio inox.

All'esterno della vasca, ciascuna linea sarà collegata ad un collettore unico, in acciaio, di diametro Dn 1.200 mm, mediante interposizione di una valvola antiriflusso Dn 1.200 mm.

32

Per il calcolo delle perdite distribuite sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula di Darcy.

Per Darcy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

con:  $Q$  : portata media in condotta (mc/s);

$D$  : diametro interno condotta (in m);

$\beta$  : coefficiente di resistenza (adim).

Per il tratto interessato, con una portata media  $Q$  pari a quella massima prevista dalla pompa (1,34 mc/s) la perdita di carico unitaria della linea di mandata della pompa  $J_{mp}$ , risulterà pari ad:

$$J_{mp} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{1,34^2}{1,2^5} = 0,0012 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{mp} = 12$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dmp} = J_{mp} \cdot L_{mp} = 0,0012 \times 12 = 0,015 \text{ m}$$

Per il calcolo delle perdite localizzate sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula:

$$Y_l = K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:  $V$ : velocità media in condotta (m/s);

$g$ : accelerazione di gravità (m/sq);

$K_i$ : coefficiente di scabrezza (adim).

Per i pezzi speciali presenti, sono stati individuati i seguenti coefficienti:

- confluenza a  $90^\circ$ :  $K_1 = 0,7$ ;
- valvola di non ritorno:  $K_2 = 1,1$ ;
- confluenza a T:  $K_3 = 0,2$ .

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella relativa alla portata massima prevista in progetto (1,23 m/s) il totale delle perdite di carico localizzate  $Y_{tot}$ , risulterà pari a:

33

$$Y_{tot} = \sum_i Y_i = \sum_i K_i \cdot \frac{V^2}{2g} = (0,7 + 1,1 + 0,2) \cdot \frac{1,23^2}{2 \cdot 9,8} = 0,15 \text{ m}$$

Dal collettore, partiranno le linee di mandata principali verso la vasca di laminazione, dal lato opposto alla piattaforma aeroportuale, per una lunghezza pari a 425 m. Per il dimensionamento delle linee di mandata principali, sono stati considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 2,67 mc/s;
- Velocità max nelle tubazioni  $VP_{1max}$ : 3 m/s;

Considerando  $n_{P1} = 3$  tubazioni in HDPE liscio, diametro ext. 900 mm PN10 (diam. Int. 794 mm), con sezione interna  $AP_1 = 0,495$  mq, la portata massima smaltibile a sezione piena  $QP_1$  sarà:

$$QP_1 = n_{P1} \times AP_1 \times VP_{1max} = 3 \times 0,495 \times 3 = 4,45 \text{ mc/s} > 2,67$$

Alla portata di progetto (2,67 mc/s) distribuita su n.3 linee, ad un diametro interno di 794 mm corrisponde una velocità di deflusso a sezione piena  $VP_1$  pari ad 1,80 m/s.

Per il calcolo delle perdite distribuite massime sul collettore di mandata principale, verrà impiegata la formula di Chezy.

Per Chezy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \frac{V^2}{C^2 \cdot R_m}$$

con:  $V$ : velocità media in condotta (m/s);

$C$ : coefficiente di scabrezza (da calcolarsi con la formula di Bazin o di Kutter);

$R_m$ : raggio medio della sezione defluente (m).

Per una sezione circolare con deflusso a sezione piena, il raggio medio, corrispondente al rapporto tra l'area della sezione occupata dal flusso ed il contorno bagnato, è pari a metà del raggio interno della sezione.

$$R_m = \frac{A}{C} = \frac{\pi \cdot R^2}{2 \cdot \pi \cdot R} = \frac{R}{2}$$

Per una sezione in HDPE D.ext 900 mm PN10, il raggio idraulico a deflusso pieno corrisponde ad  $R_m = 0,198$  m.

34

Per il calcolo del coefficiente di scabrezza, è stata impiegata la formula di Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{R_m}}}$$

con  $c$ : coefficiente di scabrezza della condotta, che per l'HDPE può essere assunto pari ad 0,06.

Per una sezione in HDPE D. ext. 900 mm PN10, il coefficiente di scabrezza secondo Bazin, risulta pari ad  $C = 76,66$ .

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella massima prevista in progetto (1,80 m/s) la perdita di carico unitaria  $J_{p1}$ , risulterà pari ad:

$$J_{p1} = \frac{V^2}{C^2 \cdot R_m} = \frac{1,80^2}{76,66^2 \cdot 0,198} = 0,0028 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{p1} = 425$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dP1} = J_{p1} \cdot L_{p1} = 0,0028 \times 425 = 1,19 \text{ m}$$

La perdita di carico complessiva nel tratto di mandata della stazione di pompaggio, risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{dmp} + Y_{tot} + \Delta H_{dP1} = 0,01 + 0,15 + 1,19 = 1,35 \text{ m}$$

La pompa di sollevamento dovrà avere una prevalenza totale pari alla somma di quella geodetica e di quella dovuta alle perdite di carico, e quindi pari a 13,30 m, per una portata di progetto di 1,34 mc/s.

## 7.2. Sollevamento acque – Stazione P2– collettori B-C

Le acque provenienti dai collettori B e C della piattaforma aeroportuale, verranno recapitate nella vasca di sollevamento indicata in planimetria come Pozzetto P2. Le acque recapitate nel pozzetto verranno sollevate mediante gruppo di elettropompe sommerse (idrovore) ed inviate verso la vasca di laminazione posta sul lato opposto della piattaforma.

Per il dimensionamento della vasca e del gruppo di sollevamento, sono stati considerati i seguenti parametri di progetto:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 3,57 mc/s (collettore B) + 3,03 mc/s (collettore C) = 6,60 mc/s
- Prevalenza geodetica  $H_{geod}$ : 12,37 m;
- Portata pompa di sollevamento di progetto  $Q_{pompa}$ : 2 mc/s;
- Numero avviamenti orari massimi pompa di progetto  $n$ : 10

35

Per smaltire la portata in ingresso, il numero di pompe di progetto da installare risulta pari a:

$$n_{pompe} = Q_{in}/Q_{pompa} = 6,60 \text{ mc/s} / 2 \text{ mc/s} = 3,30 \sim 4 \text{ (quattro) pompe di progetto.}$$

Verranno installate, quindi n.4 pompe di sollevamento + n.1 pompa di scorta, pari ad una portata specifica di 1,65 mc/s per pompa.

Per il calcolo del volume utile minimo della vasca  $V_u$  (differenza tra quota di attacco dell'ultima pompa e quota di pescaggio delle bocche di aspirazione), considerando le pompe installate alla medesima quota e con funzionamento in sequenza, è noto dalla bibliografia tecnica che, per un numero di avviamenti  $n$  pari a 10, il rapporto  $V_u/Q_{pompa}$  che minimizza il tempo tra un avviamento e l'altro risulta pari ad:

$$V_u/Q_{pompa} = 1,5$$

Il volume utile minimo necessario per la pompa n.1 ( $V_{u1}$ ), con  $Q_{pompa}$  espressa in litri/min, risulta pari a:

$$V_{u1} = 1,5 \times Q_{pompa} = 1,5 \times 2 \times 60 \times 1.000 = 180.000 \text{ litri} = 180 \text{ mc}$$

Considerando, cautelativamente, il medesimo volume utile minimo per ciascuna delle altre pompe, si ottiene un volume utile minimo totale pari a:

$$V_u = \sum V_{ui} = n_{pompe} \times V_{u1} = 4 \times 180 = 720 \text{ mc}$$

Per il dimensionamento della vasca di sollevamento, sono state considerate le seguenti quote di riferimento:

- Quota piattaforma aeroportuale – 35,13 m.s.l.m;
- Quota scarico collettore B – 28,73 m.s.l.m;
- Quota scarico collettore C – 29,13 m.s.l.m;
- Quota massima testa linee adduzione - 3 m al di sotto della quota piattaforma aeroportuale.

Con questi dati, è stata dimensionata una vasca di sollevamento rettangolare, da realizzare in c.a, di dimensioni interne complessive 13,3 m x 14,5 m, e di altezza interna costante pari a 10,7 m. La vasca ha una superficie libera pari ad 181,92 mq: considerando una altezza utile pari a 4 m, si ha una volumetria utile pari a 727,68 mc, superiore alla volumetria minima utile richiesta (720 mc).

La linea di mandata di ciascuna pompa, nel tratto interno alla vasca di sollevamento, sarà a sezione circolare DN 1.200 mm, in acciaio inox.

All'esterno della vasca, le linee di mandata di ciascuna pompa sarà collegata ad un collettore unico di mandata, in acciaio inox di diametro DN. 1.900 mm, mediante interposizione di una valvola antiriflusso Dn 1.200 mm. Dal collettore partirà la linea di mandata diretta alla vasca di laminazione.

36

Per il calcolo delle perdite distribuite sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula di Darcy.

Per Darcy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

con:  $Q$  : portata media in condotta (mc/s);

$D$  : diametro interno condotta (in m);

$\beta$  : coefficiente di resistenza (adim).

Per il tratto interessato, con una portata media  $Q$  pari a quella massima di progetto prevista per ciascuna pompa (1,65 mc/s) la perdita di carico unitaria della linea di mandata della pompa  $J_{mp}$ , risulterà pari ad:

$$J_{mp} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \frac{1,65^2}{1,2^5} = 0,0031 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{mp} = 12$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dmp} = J_{mp} \cdot L_{mp} = 0,0031 \times 12 = 0,04 \text{ m}$$

Per il calcolo delle perdite localizzate sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula:

$$Y_l = K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:  $V$ : velocità media in condotta (m/s);

$g$ : accelerazione di gravità (m/sq)

$K_i$ : coefficiente di scabrezza (adim)

Per i pezzi speciali presenti, sono stati individuati i seguenti coefficienti:

- confluenza a  $90^\circ$ :  $K_1 = 0,7$ ;
- valvola di non ritorno:  $K_2 = 1,1$ ;
- confluenza a T:  $K_3 = 0,2$

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella della massima portata prevista in progetto (1,09 m/s) il totale delle perdite di carico localizzate  $Y_{tot}$ , risulterà pari a:

37

$$Y_{tot} = \sum_i Y_i = \sum_i K_i \cdot \frac{V^2}{2g} = (0,7 + 1,1 + 0,2) \cdot \frac{1,09^2}{2 \cdot 9,8} = 0,12 \text{ m}$$

Il collettore principale di mandata, al quale sono collegate le pompe di sollevamento, invierà il flusso verso la vasca di laminazione, ed ha uno sviluppo pari a 1.610 m. Per il dimensionamento del collettore, sono stati considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 6,60 mc/s;
- Velocità max nelle tubazioni  $VP_{2max}$ : 2,5 m/s; considerando  $n_{P2} = 1$  tubazione in acciaio con rivestimento esterno bituminoso pesante ed interno con vernice epossidica, DN1900 mm (D. int. 1.914 mm), con sezione interna  $AP_2 = 2,86$  mq, la portata massima smaltibile a sezione piena  $QP_2$  sarà:  
 $QP_2 = n_{P2} \times AP_2 \times VP_{2max} = 1 \times 2,86 \times 2,5 = 7,15 \text{ mc/s} > 6,60$ .

Alla portata di progetto (6,60 mc/s), corrisponde una velocità di deflusso a sezione piena, sulla linea di mandata,  $VP_2$  pari ad 2,31 m/s.

Le perdite distribuite sul collettore di mandata principale, per la portata massima di progetto (6,6 mc/s) saranno le seguenti:

$$J_{p2} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{6,6^2}{1,91^5} = 0,0028 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $LP_2 = 1.610$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dP_2} = J_{p2} \cdot L_{P_2} = 0,0028 \times 1.610 = 4,51 \text{ m}$$

La perdita di carico complessiva nel tratto di mandata della stazione di pompaggio, risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{dmp} + Y_{tot} + \Delta H_{dP_1} = 0,04 + 0,12 + 4,51 = 4,67 \text{ m}$$

La pompa di sollevamento dovrà avere una prevalenza totale pari alla somma di quella geodetica e di quella dovuta alle perdite di carico, e quindi pari a 17,04 m, per una portata di progetto di 1,65 mc/s.

### 7.3. Sollevamento acque – Stazione P<sub>3</sub> – collettore D

Le acque provenienti dal collettore D della piattaforma aeroportuale, verranno recapitate nella vasca di sollevamento indicata in planimetria come Pozzetto P<sub>3</sub>. Le acque recapitate nel pozzetto verranno sollevate mediante gruppo di elettropompe sommerse (idrovore) ed inviate verso la vasca di laminazione posta sul lato opposto della piattaforma.

Per il dimensionamento della vasca e del gruppo di sollevamento, sono stati considerati i seguenti parametri di progetto:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 2,88 mc/s (collettore D);
- Prevalenza geodetica  $H_{geod}$ : 11,01 m;
- Portata pompa di sollevamento di progetto  $Q_{pompa}$ : 2 mc/s;
- Numero avviamenti orari massimi pompa di progetto  $n$ : 10

Per smaltire la portata in ingresso, il numero di pompe di progetto da installare risulta pari a:

$$n_{pompe} = Q_{in}/Q_{pompa} = \frac{2,88 \text{ mc/s}}{2 \text{ mc/s}} = 1,44 \sim 2 \text{ (due) pompe di progetto.}$$

Verranno installate, quindi n.2 pompe di sollevamento + n.1 pompa di scorta, pari ad una portata specifica di 1,44 mc/s per pompa.

Per il calcolo del volume utile minimo della vasca  $V_u$  (differenza tra quota di attacco dell'ultima pompa e quota di pescaggio delle bocche di aspirazione), considerando le pompe installate alla medesima quota e con funzionamento in sequenza, è noto dalla bibliografia tecnica che, per un numero di avviamenti  $n$  pari a 10, il rapporto  $V_u/Q_{pompa}$  che minimizza il tempo tra un avviamento e l'altro risulta pari ad:

$$V_u/Q_{pompa} = 1,5$$

Il volume utile minimo necessario per la pompa n.1 ( $V_{u1}$ ), con  $Q_{pompa}$  espressa in litri/min, risulta pari a:

$$V_{u1} = 1,5 \times Q_{pompa} = 1,5 \times 2 \times 60 \times 1.000 = 180.000 \text{ litri} = 180 \text{ mc}$$

Considerando, cautelativamente, il medesimo volume utile minimo per ciascuna delle altre pompe, si ottiene un volume utile minimo totale pari a:

$$V_u = \sum V_{ui} = n_{pompe} \times V_{u1} = 2 \times 180 = 360 \text{ mc}$$

Per il dimensionamento della vasca di sollevamento, sono state considerate le seguenti quote di riferimento:

- Quota piattaforma aeroportuale – 36,79 m.s.l.m;
- Quota scarico collettore D – 30,59 m.s.l.m;
- Quota massima testa linee adduzione - 3 m al di sotto della quota piattaforma aeroportuale.

Con questi dati, è stata dimensionata una vasca di sollevamento rettangolare, da realizzare in c.a, di dimensioni interne complessive 7,9 m x 11 m, e di altezza interna costante pari a 11 m. La vasca ha una superficie libera pari ad 80,87 mq: considerando una altezza utile pari a 4,5 m, si ha una volumetria utile pari a 363,91 mc, superiore alla volumetria minima utile richiesta (360 mc).

La linea di mandata di ciascuna pompa, nel tratto interno alla vasca di sollevamento, sarà a sezione circolare DN 1.200 mm, in acciaio inox.

All'esterno della vasca, ciascuna linea sarà collegata ad un collettore unico di mandata, in acciaio inox, di diametro DN 1.200, mediante interposizione di una valvola antiriflusso Dn 1.200 mm. Dal collettore, partiranno le linee di mandata alla vasca di laminazione.

Per il calcolo delle perdite distribuite sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula di Darcy.

Per Darcy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

con:  $Q$  : portata media in condotta (mc/s);

$D$  : diametro interno condotta (in m);

$\beta$  : coefficiente di resistenza (adim).

Per il tratto interessato, con una portata media  $Q$  pari a quella massima di progetto prevista per ciascuna linea (1,44 mc/s) la perdita di carico unitaria della linea di mandata della pompa  $J_{mp}$ , risulterà pari ad:

$$J_{mp} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \frac{1,44^2}{1,2^5} = 0,0014 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{mp} = 12 \text{ m}$ , risulta quindi:

$$\Delta H_{dmp} = J_{mp} \cdot L_{mp} = 0,0014 \times 12 = 0,02 \text{ m}$$

Per il calcolo delle perdite localizzate sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula:

$$Y_i = K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:  $V$ : velocità media in condotta (m/s);

$g$ : accelerazione di gravità (m/sq);

$K_i$ : coefficiente di scabrezza (adim).

Per i pezzi speciali presenti, sono stati individuati i seguenti coefficienti:

- confluenza a 90° :  $K_1 = 0,7$ ;
- valvola di non ritorno :  $K_2 = 1,1$ ;
- confluenza a T:  $K_3 = 0,2$ .

40

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella massima di progetto prevista per ciascuna linea (1,27 m/s) il totale delle perdite di carico localizzate  $Y_{tot}$ , risulterà pari a:

$$Y_{tot} = \sum_i Y_i = \sum_i K_i \cdot \frac{V^2}{2g} = (0,7 + 1,1 + 0,2) \cdot \frac{1,27^2}{2 \cdot 9,8} = 0,16 \text{ m}$$

Il collettore principale di mandata, al quale sono collegate le pompe di sollevamento, invierà il flusso verso la vasca di laminazione, ed ha uno sviluppo pari a 120 m. Per il dimensionamento del collettore, sono stati considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 2,88 mc/s;
- Velocità max nelle tubazioni  $VP_{2max}$ : 3 m/s;

Considerando  $n_{P_3} = 2$  tubazione in HDPE liscio, diametro ext. 900 mm PN10, con sezione interna  $AP_3 = 0,495 \text{ mq}$ , la portata massima smaltibile a sezione piena  $QP_3$  sarà:

$$Q_{P3} = n_{P3} \times A_{P3} \times V_{P3max} = 2 \times 0,495 \times 3 = 2,97 \text{ mc/s} > 2,88$$

Alla portata di progetto (2,88 mc/s), sulle n.2 linee di mandata, di diametro De 900 PN 10 (diam. int. 794 mm) corrisponde una velocità massima di deflusso a sezione piena  $V_{P3}$  pari a 2,90 m/s.

Per il calcolo delle perdite distribuite massime sul collettore di mandata principale, verrà impiegata la formula di Chezy.

Per Chezy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \frac{V^2}{C^2 \cdot R_m}$$

con:  $V$  : velocità media in condotta (m/s);

$C$  : coefficiente di scabrezza (da calcolarsi con la formula di Bazin o di Kutter);

$R_m$  : raggio medio della sezione defluente (m)

Per una sezione circolare con deflusso a sezione piena, il raggio medio, corrispondente al rapporto tra l'area della sezione occupata dal flusso ed il contorno bagnato, è pari a metà del raggio interno della sezione:

$$R_m = \frac{A}{C} = \frac{\pi \cdot R^2}{2 \cdot \pi \cdot R} = \frac{R}{2}$$

41

Per una sezione in HDPE D.ext 900 mm PN10, il raggio idraulico a deflusso pieno corrisponde ad  $R_m = 0,198$  m.

Per il calcolo del coefficiente di scabrezza, è stata impiegata la formula di Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{R_m}}}$$

con  $c$  : coefficiente di scabrezza della condotta, che per l'HDPE può essere assunto pari ad 0,06.

Per una sezione in HDPE D. ext.900 mm PN10, il coefficiente di scabrezza secondo Bazin, risulta pari ad  $C = 76,66$ .

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V_{P3}$  pari a quella relativa alla portata massima da smaltire (2,91 m/s) la perdita di carico unitaria  $J_{P3}$ , risulterà pari ad:

$$J_{P3} = \frac{V_{P3}^2}{C^2 \cdot R_m} = \frac{2,91^2}{76,66^2 \cdot 0,198} = 0,0073 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $LP_3 = 120 \text{ m}$ , risulta quindi:

$$\Delta H_{dP3} = J_{P3} \cdot L_{P3} = 0,0073 \times 120 = 0,88 \text{ m}$$

La perdita di carico complessiva nel tratto di mandata della stazione di pompaggio, risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{dmp} + Y_{tot} + \Delta H_{dP1} = 0,02 + 0,16 + 0,88 = 1,06 \text{ m}$$

La pompa di sollevamento dovrà avere una prevalenza totale pari alla somma di quella geodetica e di quella dovuta alle perdite di carico, e quindi pari a  $12,07 \text{ m}$ , per una portata di progetto di  $1,44 \text{ mc/s}$ .

## 7.4. Sollevamento acque – Stazione P<sub>4</sub> – collettore E + P<sub>15</sub>/P<sub>19</sub> + Verde

### 01

Le acque provenienti dai collettori E, P<sub>15</sub>, P<sub>19</sub> e Verde 01 verranno recapitate nella vasca di sollevamento indicata in planimetria come Pozzetto P<sub>4</sub>. Le acque recapitate nel pozzetto verranno sollevate mediante gruppo di elettropompe sommerse (idrovore) ed inviate verso la vasca di laminazione posta sul lato opposto della piattaforma.

42

Dato che, per le tempistiche indicate dalla committenza, il collettore E verrà realizzato insieme agli altri interventi, mentre i collettori P<sub>15</sub>-P<sub>19</sub> e Verde 01 verranno realizzati successivamente, la stazione di sollevamento verrà impostata suddividendo le pompe di sollevamento in due gruppi, di cui il primo dimensionato per smaltire le acque provenienti dal collettore E, mentre il secondo dimensionato per il resto dei collettori recapitanti nel pozzetto.

Per il dimensionamento della vasca e del gruppo di sollevamento, sono stati considerati i seguenti parametri di progetto:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ :  $10,39 \text{ mc/s}$  (collettore E) +  $5,64 \text{ mc/s}$  (collettori P<sub>15</sub>-P<sub>19</sub>) +  $0,36 \text{ mc/s}$  (collettore Verde 01) =  $16,39 \text{ mc/s}$ ;
- Prevalenza geodetica  $H_{geod}$ :  $10,30 \text{ m}$ ;
- Portata pompa di sollevamento di progetto  $Q_{pompa}$ :  $2 \text{ mc/s}$ ;
- Numero avviamenti orari massimi pompa di progetto  $n$ : 10.

Per smaltire la portata in ingresso dal collettore E, il numero di pompe di progetto da installare risulta pari a:

$$n_{pompe} = Q_{in}/Q_{pompa} = 10,39 \text{ mc/s} / 2 \text{ mc/s} = 5,19 \sim 6 \text{ (sei) pompe di progetto.}$$

Per smaltire la portata in ingresso dai collettori P15-P19 e Verdeo1, il numero di pompe di progetto da installare risulta pari a:

$$n_{pompe} = Q_{in}/Q_{pompa} = 5,68 \text{ mc/s} / 2 \text{ mc/s} = 2,84 \sim 3 \text{ (tre) pompe di progetto.}$$

Verranno installate, quindi, complessivamente n.9 pompe di sollevamento + n.1 pompa di scorta, pari ad una portata specifica di 1,82 mc/s per pompa.

Per il calcolo del volume utile minimo della vasca  $V_u$  (differenza tra quota di attacco dell'ultima pompa e quota di pescaggio delle bocche di aspirazione), considerando le pompe installate alla medesima quota e con funzionamento in sequenza, è noto dalla bibliografia tecnica che, per un numero di avviamenti  $n$  pari a 10, il rapporto  $V_u/Q_{pompa}$  che minimizza il tempo tra un avviamento e l'altro risulta pari ad:

$$V_u/Q_{pompa} = 1,5$$

Il volume utile minimo necessario per la pompa n.1 ( $V_{u1}$ ), con  $Q_{pompa}$  espressa in litri/min, risulta pari a:

$$V_{u1} = 1,5 \times Q_{pompa} = 1,5 \times 2 \times 60 \times 1.000 = 180.000 \text{ litri} = 180 \text{ mc}$$

Considerando, cautelativamente, il medesimo volume utile minimo per ciascuna delle altre pompe, si ottiene un volume utile minimo totale pari a:

$$V_u = \sum V_{ui} = n_{pompe} \times V_{u1} = 9 \times 180 = 1.620 \text{ mc}$$

Per il dimensionamento della vasca di sollevamento, sono state considerate le seguenti quote di riferimento:

- Quota piattaforma aeroportuale – 36,50 m.s.l.m;
- Quota scarico collettore E – 30,30 m.s.l.m;
- Quota massima testa linee adduzione - 3 m al di sotto della quota piattaforma aeroportuale.

Con questi dati, è stata dimensionata una vasca di sollevamento rettangolare, da realizzare in c.a, di dimensioni interne complessive 15 m x 26,8 m, e di altezza interna costante pari a 11 m. La vasca ha una superficie libera pari ad 378,91 mq: considerando una altezza utile pari a 4,5 m, si ha una volumetria utile pari a 1.704,64 mc, superiore alla volumetria minima utile richiesta (1.620 mc).

La linea di mandata di ciascuna pompa, nel tratto interno alla vasca di sollevamento, sarà a sezione circolare DN 1.200 mm, in acciaio inox.

All'esterno della vasca, ciascun gruppo di pompe sarà collegato ad un collettore di collegamento, in acciaio inox, dal quale partiranno le linee di mandata al canale recettore. Per il primo gruppo di n.6+1 pompe, il collettore sarà in acciaio inox di diametro DN 2.200, mediante interposizione di una valvola antiriflusso Dn 1.200 mm, mentre per il secondo gruppo di n.3 pompe, il collettore sarà in acciaio inox di diametro DN1.700.

Da ciascun collettore, parte una linea di mandata principale in acciaio con rivestimento esterno bituminoso pesante ed interno con vernice epossidica, ciascuno di lunghezza pari a circa 50 m.

Per il calcolo delle perdite distribuite sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula di Darcy.

Per Darcy, la perdita di carico unitaria  $J$  si calcola con la seguente formula:

$$J = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

con:  $Q$  : portata media in condotta (mc/s);

$D$  : diametro interno condotta (in m);

$\beta$  : coefficiente di resistenza (adim).

Per il primo gruppo pompe (collettore E), con una portata media  $Q$  pari a quella massima prevista in progetto per ciascuna pompa (1,73 mc/s) la perdita di carico unitaria della linea di mandata della pompa  $J_{mp}$ , risulterà pari ad:

$$J_{mp} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{1,73^2}{1,2^5} = 0,0019 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{mp} = 12$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dmp} = J_{mp} \cdot L_{mp} = 0,0019 \times 12 = 0,02 \text{ m}$$

Per il calcolo delle perdite localizzate sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula:

$$Y_l = K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:  $V$  : velocità media in condotta (m/s);

$g$  : accelerazione di gravità (m/sq);

$K_i$ : coefficiente di scabrezza (adim).

Per i pezzi speciali presenti, sono stati individuati i seguenti coefficienti:

- confluenza a  $90^\circ$ :  $K_1 = 0,7$ ;
- valvola di non ritorno:  $K_2 = 1,1$ ;
- confluenza a T:  $K_3 = 0,2$

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella relativa alla massima portata di progetto su ciascuna linea di mandata (1,53 m/s) il totale delle perdite di carico localizzate  $Y_{tot}$ , risulterà pari a:

$$Y_{tot} = \sum_i Y_i = \sum_i K_i \cdot \frac{V^2}{2g} = (0,7 + 1,1 + 0,2) \cdot \frac{1,53^2}{2 \cdot 9,8} = 0,12 \text{ m}$$

Dal collettore di collegamento, al quale sono collegate le pompe di sollevamento, parte la linea di mandata che invierà il flusso verso il canale di bordo dell'autostrada, per uno sviluppo pari a 50 m. Per il dimensionamento della linea, sono stati considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 10,39 mc/s;
- Velocità max nelle tubazioni  $VP_{4max}$ : 3 m/s;

Considerando  $n_{P_3} = 1$  tubazione in acciaio con rivestimento esterno bituminoso pesante ed interno con vernice epossidica, DN 2.200 mm, con sezione interna  $AP_4 = 3,86$  mq, la portata massima smaltibile a sezione piena  $QP_4$  sarà:

$$QP_4 = n_{P_4} \times AP_4 \times VP_{4max} = 1 \times 3,86 \times 3 = 11,58 \text{ mc/s} > 10,39$$

Alla portata massima di progetto (10,39 mc/s), ad una tubazione in acciaio DN 2.200 mm corrisponde una velocità di deflusso a sezione piena  $VP_\alpha$  pari ad 2,69 m/s.

Le perdite distribuite sul collettore di mandata principale del primo gruppo pompe, per la portata massima di progetto (10,39 mc/s) saranno le seguenti:

$$J_{P_4} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{10,39^2}{2,21^5} = 0,0033 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $LP_4 = 50$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dP_4} = J_{P_4} \cdot L_{P_4} = 0,0033 \times 50 = 0,16 \text{ m}$$

La perdita di carico complessiva nel tratto di mandata del primo gruppo pompe, risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{dmp} + Y_{tot} + \Delta H_{dP_4} = 0,02 + 0,12 + 0,16 = 0,30 \text{ m}$$

Per il secondo gruppo pompe (collettori P15-P19 Verde01), con una portata media  $Q$  pari a quella massima prevista in progetto per ciascuna pompa (1,89 mc/s) la perdita di carico unitaria della linea di mandata della pompa  $J_{mp}$ , risulterà pari ad:

$$J_{mp} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{1,89^2}{1,2^5} = 0,0023 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $L_{mp} = 12 \text{ m}$ , risulta quindi:

$$\Delta H_{dmp} = J_{mp} \cdot L_{mp} = 0,0023 \times 12 = 0,03 \text{ m}$$

Per il calcolo delle perdite localizzate sul collettore di mandata di ciascuna pompa, verrà impiegata la formula:

$$Y_l = K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

con:  $V$ : velocità media in condotta (m/s);

$g$ : accelerazione di gravità (m/sq);

$K_l$ : coefficiente di scabrezza (adim).

Per i pezzi speciali presenti, sono stati individuati i seguenti coefficienti:

- confluenza a 90° :  $K_1 = 0,7$ ;
- valvola di non ritorno :  $K_2 = 1,1$ ;
- confluenza a T:  $K_3 = 0,2$

Per il tratto interessato, con una velocità di flusso media  $V$  pari a quella relativa alla massima portata di progetto su ciascuna linea di mandata (1,67 m/s) il totale delle perdite di carico localizzate  $Y_{tot}$ , risulterà pari a:

$$Y_{tot} = \sum_i Y_i = \sum_i K_i \cdot \frac{V^2}{2g} = (0,7 + 1,1 + 0,2) \cdot \frac{1,67^2}{2 \cdot 9,8} = 0,28 \text{ m}$$

Dal collettore di collegamento, al quale sono collegate le pompe di sollevamento, parte la linea di mandata che invierà il flusso verso il canale di bordo dell'autostrada, per uno sviluppo pari a 50 m. Per il dimensionamento della linea, sono stati considerati i seguenti dati:

- Portata in ingresso  $Q_{in}$ : 5,68mc/s;
- Velocità max nelle tubazioni  $VP_{4max}$ : 3 m/s;

Considerando  $n_{P3} = 1$  tubazione in acciaio con rivestimento esterno bituminoso pesante ed interno con vernice epossidica, DN 1.700 mm, con sezione interna  $AP_4 = 2,30$  mq, la portata massima smaltibile a sezione piena  $QP_4$  sarà:

$$QP_4 = n_{P4} \times AP_4 \times VP_{4\max} = 1 \times 2,30 \times 3 = 6,90 \text{ mc/s} > 5,68$$

Alla portata massima di progetto (5,68 mc/s), ad una tubazione in acciaio DN 1.700 mm corrisponde una velocità di deflusso a sezione piena  $VP_a$  pari ad 2,47 m/s.

Le perdite distribuite sul collettore di mandata principale del secondo gruppo pompe, per la portata massima di progetto (5,68 mc/s) saranno le seguenti:

$$J_{P4} = \beta \cdot \frac{Q^2}{D^5} = 0,001628 \cdot \frac{5,68^2}{1,71^5} = 0,0036 \text{ m/m}$$

La perdita di carico distribuita sull'intero tratto  $LP_4 = 50$  m, risulta quindi:

$$\Delta H_{dP4} = J_{P4} \cdot L_{P4} = 0,0036 \times 50 = 0,15 \text{ m}$$

La perdita di carico complessiva nel tratto di mandata del secondo gruppo pompe, risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{\text{tot}} = \Delta H_{\text{dmp}} + Y_{\text{tot}} + \Delta H_{dP4} = 0,03 + 0,28 + 0,15 = 0,46 \text{ m}$$

Ciascuna pompa di sollevamento dovrà avere una prevalenza totale pari alla somma di quella geodetica e di quella dovuta alle perdite di carico, e quindi pari a 10,76 m, per una portata di progetto di 1,89 mc/s.

## 8. MATERIALI – NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

---

Il presente capitolo fornisce i principali riferimenti con lo scopo di regolamentare le modalità di fornitura dei materiali previsti nel progetto.

In particolare per le varie tipologie di condotte, e relativi accessori, indicati si farà riferimento alle seguenti norme:

UNI EN 1401-1:	Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione. Polivinilcloruro non plastificato (PVC-U)
UNI EN 1916:	Tubi e accessori di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre e con armature tradizionali
UNI EN 1917:	Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre e con armature tradizionali
UNI EN 681-2:	Elementi di tenuta in elastomero – Requisiti dei materiali per giunti di tenuta nelle tubazioni utilizzate per adduzione e scarico dell'acqua – Elastomeri termoplastici
DIN 10961:	Tubi di drenaggio in PE duro (PEAD) di costruzione cellulare
UNI EN 13244:	Sistemi di tubazioni di materia plastica in pressione interrati e non per il trasporto di acqua per usi generali, per fognature e scarichi – Polietilene (PE)
UNI EN 10244:	Tubi di acciaio per condotte
UNI-ISO 5256/87	Rivestimento esterno bituminoso per condotte interrate