

Dedica 11-01-2005 12:20





Carlo Sigmund

**TEORIA E PRATICA DELLA
DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE**

Procedure di dimensionamento e progettazione







SOMMARIO

Prefazione	xvii
<i>Scopo e struttura del libro</i>	xvii
<i>Abbreviazioni e simboli frequentemente usati</i>	xix
<i>Ringraziamenti</i>	xix

PARTE I – LE ACQUE REFLUE

1.1 Premessa23
1.2 Inquinamento delle acque e caratteristiche di qualità24
1.2.1 <i>Introduzione</i>24
1.2.2 <i>Caratteristiche fisiche</i>24
1.2.3 <i>Caratteristiche biologiche</i>26
1.2.4 <i>Caratteristiche chimiche</i>28
1.3 Tipologia delle acque reflue36
1.3.1 <i>Premessa</i>36
1.3.2 <i>Le acque di pioggia</i>36
1.3.3 <i>Le acque di tempo asciutto</i>37
1.3.4 <i>Le acque di rifiuto industriali</i>37
1.4 Controlli sulle acque reflue38
1.5 Dati fondamentali di un reflu39
1.5.1 <i>Carico idraulico</i>39
1.5.2 <i>Carico organico</i>41
1.5.3 <i>Carico dei solidi sospesi</i>44
1.6 Controllo dei valori assunti per i dati fondamentali46





vi • **Sommaro**

1.7	Principali aspetti chimici, biologici ed organolettici delle acque reflue	.47
1.7.1	<i>Premessa</i>	.47
1.7.2	<i>Aspetto e odore</i>	.47
1.7.3	<i>Caratteristiche biologiche</i>	.47
1.7.4	<i>Particolari caratteristiche chimiche: detersivi, oli e grassi</i>	.48
1.7.5	<i>I metalli pesanti nelle acque reflue</i>	.48
1.8	Caratteristiche idrauliche dei liquami in funzione del tempo e del tipo di fognatura	.51
1.8.1	<i>Premessa</i>	.51
1.8.2	<i>La previsione della popolazione allacciata alla fognatura</i>	.52
1.8.3	<i>La variazione nel tempo della portata nera nella fognatura separata</i>	.53
1.8.4	<i>La portata nera e la portata di pioggia nella fognatura mista</i>	.57
1.9	Trattamento idraulico delle acque di piena	.61
1.9.1	<i>Premessa</i>	.61
1.9.2	<i>La definizione di acque di prima pioggia</i>	.62
1.9.3	<i>Determinazione della massima portata delle acque meteoriche</i>	.63
1.9.4	<i>Trattamento delle acque di prima pioggia</i>	.66
1.10	Convogliamento delle acque di scarico	.101
1.10.1	<i>Sistemi di raccolta delle acque piovane</i>	.101
1.10.2	<i>Sistema di raccolta delle acque nere</i>	.105
1.10.3	<i>Particolari sui pozzetti di ispezione</i>	.109
1.10.4	<i>Allacciamenti alle utenze</i>	.110
1.11	Caratteristiche fondamentali dei condotti e dei giunti	.114
1.12	Sollecitazioni sui condotti interrati delle fognature	.115
1.12.1	<i>Normativa sulla verifica statica delle tubazioni interrate</i>	.121

PARTE II – PARAMETRI FONDAMENTALI DI PROGETTO

2.1	Abitante equivalente	.131
2.2	Tempo di detenzione idraulica	.133
2.3	Temperatura	.134
2.4	Rendimento depurativo	.135





2.5	Tenore di acqua in un fango	.137
2.6	Contenuto di solidi nel fango	.139
2.7	Concentrazione del fango nella miscela aerata	.145
2.8	Concentrazione del fango di ricircolo	.151
2.9	Età del fango	.160
2.10	Concentrazione del fango nei digestori	.173
2.11	Fattore di carico organico	.185
2.12	Fattore di carico volumetrico	.197
2.13	Fattore di carico volumetrico di solidi sospesi	.202
2.14	Concentrazione di ossigeno disciolto e aerazione meccanica	.205
2.15	Fabbisogno di ossigeno per la depurazione	.241
	2.15.1 <i>Quantitativi minimi specifici di ossigenazione nella miscela aerata</i>	.247
	2.15.2 <i>Metodi disponibili per l'aerazione</i>	.283

PARTE III – TRATTAMENTI MECCANICI: GRIGLIATURA, DISSABBIATURA E DISOLEATURA

3.1	Il trattamento di grigliatura	.321
	3.1.1 <i>Premessa</i>	.321
	3.1.2 <i>Geometria delle griglie utilizzate in depurazione</i>	.322
	3.1.3 <i>Quantità di materiale trattenuto in grigliatura</i>	.325
	3.1.4 <i>Criteri di dimensionamento delle griglie</i>	.325
	3.1.5 <i>Caratteristiche costruttive e tipologie delle griglie</i>	.327
3.2	Il trattamento di triturazione	.344
	3.2.1 <i>Premessa</i>	.344
	3.2.2 <i>Inconvenienti della triturazione</i>	.345
3.3	Il trattamento di dissabbiatura	.345
	3.3.1 <i>Premessa</i>	.345
	3.3.2 <i>Quantità di sabbie trattenute in dissabbiatura</i>	.347
	3.3.3 <i>Criteri di dimensionamento dei dissabbiatori</i>	.347





viii • **Sommaro**

3.3.4 *Caratteristiche costruttive e tipologie di particolari dissabbiatori* ... 352

3.4 Il trattamento di disoleatura 360

3.4.1 *Premessa* 360

3.4.2 *Geometria dei disoleatori* 361

3.4.3 *Trattamento di disoleatura combinato con altre fasi di trattamento.* . 363

3.4.4 *Quantità di oli e grassi eliminabile da un refluo* 364

3.4.5 *Criteri di dimensionamento dei disoleatori* 364

3.4.6 *Caratteristiche costruttive e tipologie di alcuni disoleatori* 366

PARTE IV – LA STAZIONE DI SOLLEVAMENTO NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

4.1 Il sollevamento delle acque reflue tramite pompe 393

4.1.1 *Premessa* 393

4.1.2 *Come agiscono le pompe centrifughe* 394

4.1.3 *Parametri di progetto caratterizzanti il funzionamento delle pompe centrifughe* 394

4.1.4 *Definizioni dei parametri di progetto* 395

4.1.5 *Come dimensionare una singola pompa nel caso di acque di scarico per piccole utenze (max 10 litri/s)* 402

4.1.6 *Come “leggere” correttamente la scheda tecnica di una pompa* ... 411

4.1.6 *Numero di pompe da utilizzare in vasca di aspirazione* 413

4.1.7 *Come dimensionare una stazione di sollevamento di un impianto di depurazione medio-grande che tratti anche acque meteoriche* 413

4.1.8 *Particolari disposizioni delle pompe in esercizio* 420

4.1.9 *Lo scarico di emergenza* 422

4.1.10 *Prevenzione dei vortici sulla bocca di aspirazione delle pompe* ... 422

4.2 Equipaggiamento idraulico nelle stazioni di sollevamento con pompe ... 423

4.2.1 *Premessa* 423

4.2.2 *Le valvole di ritegno* 423

4.2.3 *Saracinesche di intercettazione* 424

4.2.3 *Giunti di smontaggio e dilatazione* 424

4.2.4 *Valvole di flussaggio* 424

4.2.5 *Sfiati e scarichi* 424

4.3 Il fenomeno del colpo d'ariete nelle stazioni di pompaggio 425

4.3.1 *Premessa* 425

4.3.2 *Le oscillazioni elastiche del colpo d'ariete* 425

4.3.3 *Valori ammissibili per colpo d'ariete* 428





4.3.4	<i>Limiti di validità delle equazioni del colpo d'ariete</i>	.428
4.4	Il sollevamento delle acque reflue tramite coclee	.429
4.4.1	<i>Premessa</i>	.429
4.4.2	<i>Portata e prevalenza di una coclea</i>	.430
4.4.3	<i>Potenza assorbita da una coclea</i>	.433
4.5	Il pompaggio dei fanghi	.434
4.5.1	<i>Premessa</i>	.434
4.5.2	<i>Nozioni fondamentali della classificazione reologica</i>	.434
4.5.3	<i>Pompaggio di fanghi su lunghe tratte o in condizioni complesse con fanghi densi</i>	.436
4.5.4	<i>Particolarità impiantistiche in una linea di pompaggio del fango</i>	.439

 PARTE V – LA SEDIMENTAZIONE

5.1	Il trattamento di sedimentazione	.489
5.1.1	<i>Premessa</i>	.489
5.1.2	<i>Equazioni fondamentali della sedimentazione di particelle discrete</i>	.490
5.2	I test di sedimentazione negli impianti di depurazione	.493
5.2.1	<i>La sedimentazione di particelle discrete: il rendimento di un sedimentatore primario o di un dissabbiatore tramite test in laboratorio</i>	493
5.2.2	<i>La sedimentazione di particelle fiocose non ostacolate: calcolo dei parametri di progetto di un sedimentatore primario e della percentuale di rimozione dei solidi sospesi tramite test in laboratorio</i>	.501
5.2.3	<i>La sedimentazione a zona: calcolo dei parametri di progetto di un sedimentatore secondario tramite test in laboratorio</i>	.505
5.2.4	<i>La sedimentazione a zona: calcolo dei parametri di progetto per un sedimentatore secondario tramite la teoria del flusso solido</i>	.511
5.2.5	<i>La sedimentazione a zona: stima dell'altezza utile necessaria per un sedimentatore secondario</i>	.519
5.3	Criteri pratici di dimensionamento di vasche di sedimentazione	.525
5.3.1	<i>Premessa</i>	.525
5.3.2	<i>Procedura di dimensionamento di un sedimentatore primario</i>	.525
5.3.3	<i>Procedura di dimensionamento di un sedimentatore secondario</i>	.530
5.4	Caratteristiche costruttive delle vasche di sedimentazione	.539





x • **Sommaro**

5.4.1	<i>Premessa</i>	539
5.4.2	<i>Tipologie di sedimentatori e relativi elementi costruttivi</i>	540

PARTE VI – I DISPOSITIVI DI AERAZIONE

6.1	L'aerazione negli impianti	563
6.1.1	<i>Premessa</i>	563
6.1.2	<i>Tipologie di sistemi di aerazione</i>	563
6.1.3	<i>Dimensionamento delle tubazioni di mandata per il circuito di insufflazione dell'aria</i>	572
6.1.4	<i>Alcune tipologie di diffusori</i>	575
6.1.5	<i>Metodologie di rilevazione delle quantità di ossigeno trasferito nelle prove in acqua pulita</i>	581

PARTE VII – SCHEMI TIPICI DI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

7.1	Tipici Lay-out di impianti a fanghi attivi	587
7.1.1	<i>Premessa</i>	587
7.1.2	<i>Il trattamento biologico-ossidativo negli impianti a fanghi attivi</i>	588
7.1.3	<i>Rendimenti depurativi degli impianti a fanghi attivi</i>	590
7.1.4	<i>Impianto a fanghi attivi a "schema classico"</i>	590
7.1.5	<i>Impianto a fanghi attivi a "schema semplificato"</i>	592
7.1.6	<i>Impianto a fanghi attivi ad "aerazione prolungata"</i>	594
7.1.7	<i>Impianto a fanghi attivi a "contatto-stabilizzazione"</i>	597
7.2	Lay-out di impianti per la rimozione dei composti azotati	600
7.2.1	<i>Premessa</i>	600
7.2.2	<i>Impianto a fanghi attivi con nitrificazione-denitrificazione</i>	600
7.2.3	<i>Impianto a fanghi attivi con denitrificazione-nitrificazione</i>	604
7.3	Osservazioni ulteriori sugli impianti a fanghi attivi	607
7.4	Lay-out di impianti a filtri percolatori	608
7.5	Rendimenti depurativi degli impianti a filtri percolatori	614
7.6	Impianti a contattori biologici rotanti	615
7.7	Le fosse imhoff	639





7.7.1	<i>Premessa</i>	639
7.7.2	<i>Dati fondamentali per il dimensionamento e la costruzione di una fossa Imhoff</i>	640
7.8	I pozzi disperdenti	644
7.8.1	<i>Premessa</i>	644
7.8.2	<i>Dati fondamentali per il dimensionamento e la costruzione di un pozzo di dispersione</i>	644
7.9	La sub-irrigazione	647
7.9.1	<i>Premessa</i>	647
7.9.2	<i>Dati fondamentali per il dimensionamento e la costruzione di una trincea di sub-irrigazione</i>	647
7.9.3	<i>La sub-irrigazione drenata</i>	650

 PARTE VIII – IMPIANTI DI TRATTAMENTO CON TECNOLOGIE DI DEPURAZIONE DI TIPO NATURALE

8.1	La fitodepurazione	671
8.1.1	<i>La fitodepurazione in Europa e in Italia: origini e situazione attuale</i>	671
8.1.2	<i>Inserimento della fitodepurazione nel contesto normativo attuale</i>	672
8.1.3	<i>Tipologie impiantistiche</i>	674
8.1.4	<i>Meccanismi di rimozione degli inquinanti e ruolo delle specie vegetali</i>	678
8.1.5	<i>Altre funzioni delle specie vegetali</i>	682
8.1.6	<i>Il dimensionamento degli impianti a flusso subsuperficiale (SFS)</i>	682
8.1.7	<i>Schemi d'impianto</i>	687
8.1.8	<i>Applicabilità</i>	689
8.1.9	<i>Aspetti progettuali</i>	690
8.1.10	<i>Realizzazione e caratteristiche costruttive</i>	692
8.1.11	<i>Costi</i>	694

 PARTE IX – TRATTAMENTI CHIMICI DELLE ACQUE E DEL FANGO

9.1	Trattamenti chimici dei reflui	699
9.1.1	<i>Premessa</i>	699
9.1.2	<i>La clorazione</i>	699
9.1.3	<i>L'ozonizzazione</i>	708
9.1.4	<i>La defosfatizzazione</i>	712
9.1.5	<i>La produzione di fango di supero con i trattamenti chimici</i>	723





xii • **Sommaro**

9.1.6	<i>Eliminazione chimica dell'azoto per strippaggio mediante aria</i>	725
9.1.7	<i>Clorazione al punto di scissione ("break point")</i>	732
9.1.8	<i>Declorazione</i>	734
9.1.9	<i>Lo scambio ionico</i>	738
9.2	trattamenti chimici dei fanghi	739
9.2.1	<i>Premessa</i>	739
9.2.2	<i>Il condizionamento chimico</i>	739
9.2.3	<i>La stabilizzazione chimica</i>	740

PARTE X – TRATTAMENTI MECCANICI DEI FANGHI

10.1	Disidratazione dei fanghi	749
10.1.1	<i>Premessa</i>	749
10.1.2	<i>L'essiccamento naturale: letti di essiccamento</i>	750
10.1.3	<i>Disidratazione mediante filtrazione a vuoto</i>	754
10.1.4	<i>Disidratazione mediante filtropresse</i>	759
10.1.5	<i>Disidratazione con nastropresse</i>	760
10.1.6	<i>Disidratazione con centrifughe</i>	760

PARTE XI – I DIGESTORI

11.1	Stabilizzazione biologica del fango	767
11.1.1	<i>Premessa</i>	767
11.1.2	<i>I digestori aerobici</i>	768
11.1.3	<i>I digestori anaerobici</i>	771
11.2	Alcuni parametri di progetto dei digestori anaerobici	778
11.2.1	<i>Il fattore di carico volumetrico dei solidi</i>	778
11.2.2	<i>Potenza di miscelazione nei digestori anaerobici</i>	779
11.2.3	<i>Produzione di gas biologico</i>	779
11.3	Elementi costruttivi dei digestori	780

PARTE XII – L'IDRAULICA NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

12.1	Il profilo idraulico dell'impianto	803
12.1.2	<i>Premessa</i>	803
12.1.3	<i>Richiamo delle principali formule idrauliche utilizzabili</i>	807





Appendice–A	<i>Procedura di calcolo utile: interpolazione lineare</i>815
	A.1 Procedura di interpolazione lineare per estrapolare dati da tabelle815
Appendice–B	<i>Unità di misura e conversioni</i>817
Appendice–C	<i>Proprietà fisiche dei gas riscontrabili nelle acque reflue. Densità dell'aria</i>819
	C.1 Calcolo della densità dell'aria in funzione della temperatura .820	
Appendice–D	<i>Solubilità dell'ossigeno gassoso nell'acqua pulita in funzione di T°C e di P (mm Hg)</i>821
Appendice–E	<i>Valori del rendimento R* di ossigenazione nella miscela aerata</i>823
Appendice–F	<i>Proprietà fisiche dell'aria secca per temperature crescenti</i>827
	F.1 Densità828
	F.2 Calore specifico a pressione costante828
	F.3 Conduttività termica829
	F.4 Viscosità dinamica829
Appendice–G	<i>Valori dei coefficienti di scabrezza e di resistenza</i>831
Appendice–H	<i>Caratteristiche fisiche dell'aria e di alcuni fluidi</i>839
Appendice–I	<i>Proprietà fisiche dell'acqua pura. Calcolo della viscosità cinematica</i>841
	I.1 Esempio di calcolo della viscosità cinematica842
Appendice–L	<i>Perdite di carico nelle tubazioni. Abaco di Moody</i>843
	L.1 Esempio di utilizzo dell'abaco di Moody per il calcolo delle perdite di carico846
Appendice–M	<i>Abaco per il calcolo del coefficiente C_d di riempimento per condotti interrati</i>847
Appendice–N	<i>Progetto canalizzazioni con l'abaco di Bazin</i>849
	N.1 L'equazione di Bazin849
	N.1.1 Calcolo delle portate trasportate e delle relative velocità in funzione dell'altezza liquida H nella tubazione851
Appendice–O	<i>Tabelle per il calcolo delle perdite di carico per tubazioni in pressione</i>853





xiv • **Sommario**

	O.1	Formule per il calcolo idraulico delle condotte in pressione	.853
	O.1.1	Generalità sul moto dei fluidi entro i condotti	.853
	O.1.2	Le formule pratiche per il calcolo delle perdite di carico nei tubi in pressione	.854
	O.1.3	La formula di Colebrook-White	.855
	O.1.4	La formula di Chézy	.856
	O.1.5	Le tabelle per il calcolo delle perdite di carico nelle tubazioni in pressione	.857
Appendice-P		Valutazione della distanza tra gli appoggi per tubazioni sospese riempite di liquido	.871
Appendice-Q		Le equazioni fondamentali della Meccanica dei fluidi e dell'Idraulica	.873
	Q.1	L'equazione di Navier Stokes	.873
	Q.1.1	Il tensore degli sforzi nei fluidi viscosi	.873
	Q.1.2	Il teorema dei lavori virtuali applicato all'elementino fluido durante la componente isocora della deformazione	.879
	Q.1.3	Relazioni geometriche di un generico cinematismo di deformazione isocora	.884
	Q.1.4	La pressione isotropa nell'equazione indefinita del moto di fluidi viscosi	.886
	Q.1.5	Equazione indefinita del moto: equazione di Stokes	.887
	Q.2	L'equazione dell'energia per i fluidi viscosi	.888
	Q.2.1	Forma differenziale e forma integrale dell'equazione di bilancio della potenza cinetica	.888
	Q.2.2	L'equazione di bilancio dell'energia	.891
Appendice-R		La meccanica negli impianti di depurazione: macchine operatrici centrifughe	.897
	R.1	Sollevamento dei liquami fognari	.897
	R.1.1	Premessa	.897
	R.1.2	Tipi di macchine operatrici negli impianti di depurazione	.898
	R.1.3	Macchine operatrici idrauliche: pompe	.899
	R.1.4	Generalità sulle pompe di tipo centrifugo	.899
	R.1.5	Concetti fondamentali di Idraulica sulle pompe centrifughe	.901
	R.1.6	Grandezze fondamentali degli impianti di sollevamento	.905
	R.2	Condizioni anomale di funzionamento delle pompe	.919
	R.2.1	Premessa	.919
	R.2.2	La cavitazione	.919
	R.2.3	Limiti imposti alla cavitazione: NPSH	.920





	<i>R.2.4 Il pompaggio</i>	926
	<i>R.3 Scelta dell'impianto di sollevamento in base a criteri economici</i>	928
	<i>R.4 Accoppiamento in serie e in parallelo di più pompe centrifughe</i>	930
	<i>R.4.1 Accoppiamento in parallelo</i>	930
	<i>R.4.1 Accoppiamento in serie</i>	932
	<i>R.5 Situazioni pratiche di impiego delle macchine operatrici</i> ...	933
	<i>R.5.1 Le macchine operatrici inserite in un circuito</i>	933
Appendice-S	<i>Dimensioni della vasca di aspirazione in funzione della portata della singola pompa</i>	943
	<i>S.1 Progettazione dei pozzi</i>	943
	<i>S.1.1 Principi generali</i>	943
	<i>S.1.2 Come progettare le dimensioni in pianta della vasca di aspirazione</i>	946
Appendice-T	<i>Portate critiche per fanghi densi (non newtoniani) per differenti condotte circolari</i>	949
	<i>T.1 Portate critiche per differenti dimensioni in condotta</i>	949
	<i>T.1.1 Portata critica per condotte da 100 mm a 250 mm</i>	949
	<i>T.1.2 Portata critica per condotte da 300 mm</i>	950
Appendice-U	<i>Perdite di carico per differenti condotte circolari trasportanti fanghi densi</i>	951
	<i>U.1 Perdite di carico nel pompaggio dei fanghi</i>	951
	<i>U.1.1 Calcolo perdite di carico fanghi in condotte da 100 mm e 150 mm</i>	951
	<i>U.1.2 Calcolo perdite di carico fanghi in condotte da 200 mm e 250 mm</i>	952
	<i>U.1.3 Calcolo perdite di carico fanghi in condotte da 300 mm</i>	953







PREFAZIONE

SCOPO E STRUTTURA DEL LIBRO

Il presente lavoro è rivolto principalmente a tutti i professionisti che sono coinvolti, ai vari livelli, nella progettazione, costruzione e gestione degli impianti di depurazione delle acque reflue civili e industriali. In particolare, a tutti coloro che per il loro ruolo devono conoscere i principi generali che regolano il funzionamento e la progettazione di queste opere, quali amministratori pubblici, responsabili di Enti preposti al controllo dell'ambiente e del territorio, addetti alla salvaguardia della salute pubblica, ecc. Si spera, inoltre, che gli argomenti proposti possano essere di giovamento sia agli studenti laureandi o post-laurea della Facoltà di Ingegneria civile e ambientale, sia agli allievi Geometri degli Istituti Tecnici. Infatti, gli argomenti trattati nel presente testo offrono sia le basi scientifiche della depurazione delle acque reflue, sia numerosi esempi di applicazioni e procedure di dimensionamento, formule empiriche, dati osservazionali che rendono agevole la consultazione a tutti i tipi di Lettori. Per trattare in modo esauriente tutti gli argomenti ritenuti di pertinenza della depurazione delle acque reflue è necessaria la conoscenza di uno spettro di argomenti assai vasto, che coinvolge numerose materie, quali la biologia, la chimica, la fisica, l'Idraulica, la Meccanica, ecc. Per ovvie questioni di spazio e semplicità, si è cercato di proporre al Lettore un sunto degli argomenti fondamentali che ruotano attorno a tale materia. La quasi totalità del materiale presentato rispecchia la numerosa letteratura, pubblicata negli ultimi venti anni, nel campo della depurazione – in alcuni casi con conclusioni contrastanti – e ha richiesto un notevole lavoro di sintesi per proporre un testo con una forma utile e utilizzabile. Il volume non si propone di costituire un'indagine bibliografica; tuttavia, si





•PREFAZIONE
xviii •Scopo e struttura del libro
•
•

è ritenuto utile e necessario riportare un elenco esauriente di riferimenti bibliografici al fine di conferire autorevolezza al materiale presentato e di dare credito professionale a coloro che hanno contribuito e contribuiscono al progresso della conoscenza e della pratica.

Gli argomenti principali affrontati sono stati divisi e raggruppati in dodici parti:

- Le acque reflue (parte I);
- Parametri fondamentali di progetto (parte II);
- Trattamenti meccanici: grigliatura, dissabbiatura e disoleatura (parte III);
- La stazione di sollevamento negli impianti di depurazione (parte IV);
- La sedimentazione (parte V);
- I dispositivi di aerazione (parte VI);
- Schemi tipici di impianti di depurazione (parte VII);
- Impianti di trattamento con tecnologie di depurazione di tipo naturale (parte VIII);
- Trattamenti chimici delle acque e del fango (parte IX);
- Trattamenti meccanici del fango (parte X);
- I digestori (parte XI);
- L’Idraulica negli impianti di depurazione (parte XII).

Le parti sopra elencate costituiscono il “nocciolo” della materia; seguono numerose Appendici (diciannove) che propongono un ulteriore approfondimento pratico e teorico sugli argomenti affrontati nelle parti precedentemente citate. In particolare, sia nel testo sia nelle Appendici, è stata accuratamente trattata la parte idraulica e meccanica che interessa il dimensionamento e la conduzione degli impianti di depurazione. Le Appendici, numerate e sistemate in ordine alfabetico, sono state collocate alla fine del volume come complemento alla trattazione, quasi come un Prontuario a sé stante. In particolare, si è ritenuto utile proporre numerose tabelle per il rapido calcolo idraulico delle tubazioni in pressione (Appendice–O), per vari tipi di materiali (acciaio, ghisa, PVC, cls, PEAD, ecc), elencando e spiegando tutte le formule al momento utilizzabili per il calcolo delle perdite di carico delle tubazioni in pressione. Nelle varie appendici vengono, inoltre, proposti grafici e numerose tabelle di semplice impiego per la pratica tecnica, con esempi brevi sul modo di calcolare le grandezze di interesse e su come consultare correttamente le tabelle medesime. Per facilitare l’apprendimento e l’approfondimento degli argomenti affrontati, ciascuna parte è stata corredata di illustrazioni e di un cospicuo numero di grafici ed esempi completamente svolti, con un metodo di ragionamento che consente di approdare per gradi al risultato finale. Inoltre, si è cercato di proporre e strutturare ciascun esempio come una vera e propria procedura di dimensionamento. In alcuni esempi, inoltre, sono fornite le indicazioni per implementare le procedure di calcolo direttamente su foglio elettronico (del tipo “Excell”), al fine di automatizzare e velocizzare le procedure di calcolo. In tutto il testo, e soprattutto nello svolgimento degli esempi, si è posta la





massima cura nell'esplicitare in ogni passaggio matematico le unità di misura del Sistema Internazionale (S.I.), secondo quanto indicato dalle direttive CEE e d alla Norma CNR-UNI 10003.

ABBREVIAZIONI E SIMBOLI FREQUENTEMENTE USATI

Nel presente volume, oltre ai normali simboli previsti dalle norme UNI, vengono frequentemente usati – soprattutto nello svolgimento degli esempi proposti – i seguenti simboli e abbreviazioni:

- *a* = anno;
- *d* = giorno;
- *ab* = abitanti (equivalenti);
- *g* = grammi;
- *l* = litri;
- *h* = ora;
- *s* = secondi;
- *min* = minuti.

RINGRAZIAMENTI

Sebbene compaia un solo nome sul dorso della copertina di questo libro, al presente lavoro hanno contribuito, con la loro professionalità e lunga esperienza nel settore, le seguenti Ditte (in ordine alfabetico):

- | | |
|--|--|
| – <i>Ecoplants S.r.l.</i> | Vicofertile (PR)
(www.ecoplants.com) |
| – <i>Flygt S.r.l.</i> | Cusago (MI)
(www.flygt.it) |
| – <i>Initram Impresa Italia S.r.l.</i> | Firenze (FI)
(www.fitodepurazione.it) |

In particolare, si desidera ringraziare l'Ing. Gabbi della Ecoplants S.r.l. per la gentile consulenza prestata e per aver fornito gran parte del materiale tecnico (grafici e tabelle) relativo ai trattamenti meccanici di grigliatura, disoleatura, disabbatura (paragrafi 3.1.5; 3.3.4 e 3.4.6) e di sedimentazione (paragrafo 5.4). Della Flygt S.r.l. desidero ringraziare il Dott. Mariani Andrea per la sua gentile disponibilità e per l'enorme mole di materiale tecnico sul pompaggio delle acque reflue e dei fanghi, messi gentilmente a disposizione (parte IV). A tal proposito, un ringraziamento davvero particolare va al Dott. Roberto Motta, dell'Ufficio Tecnico Flygt, per la sua disponibilità e simpatia, oltre che per la sua





•PREFAZIONE
•Ringraziamenti
•
•

preziosa consulenza prestata in merito al dimensionamento idraulico degli impianti di sollevamento, nonché all'utilizzo del software Flyps 2.1.

Ringraziamenti alla Ditta Initram Impresa Italia S.r.l. nelle persone Dott. Geol. Massimo Martini, Ing. Simone Mercuri e Dott.ssa Beatrice Agnoloni per la consulenza prestata sulla parte relativa alla fitodepurazione (parte VIII), oltre che per le illustrazioni e le foto fornite.

Ringraziamenti vanno anche alla Ditta Sereco S.r.l. di Noci (BA), nelle persone della Dott.ssa Monica Mottola e dell'Ing. Gianluca Notarangelo, per la loro disponibilità e professionalità.

Un doveroso ringraziamento all'Editore, il Dott. Dario Flaccovio, per la sua fiducia incommensurabile prestatami nel presente lavoro. Ringraziamenti sinceri vanno anche allo staff della composizione della Casa Editrice – ed in particolare alla Dott.^{ssa} Sabina Priulla – che mi ha seguito, con professionalità e simpatia, nelle diverse fasi di preparazione di questo volume.

Si desidera, inoltre, ringraziare il Dott. Marco Narici per aver curato parte delle illustrazioni intercalate nel testo, e gli amici colleghi Ing. Fabrizio Sanità e Ing. Lanfranco Pantaleoni per i loro preziosi consigli. Infine, desidero ringraziare mia moglie Barbara per aver creduto profondamente e in ogni istante in questo progetto.

Nella speranza di aver compiuto uno sforzo utile, ringrazio fin d'ora tutti coloro che volessero segnalare errori, imprecisioni e manchevolezze, o gentilmente inviarmi consigli e suggerimenti per migliorare questo lavoro.

Trieste 2005

Carlo Sigmund





PARTE I

Le acque reflue







PARTE I

Le acque reflue

1.1 PREMESSA

La corretta gestione delle acque reflue che defluiscono attraverso i bacini urbani nell'impianto di depurazione, finendo nel corpo idrico ricettore per effetto delle precipitazioni e degli scarichi civili e produttivi, rappresenta uno dei punti cardine delle politiche di salvaguardia dell'ambiente e, più in generale, della qualità complessiva della vita nei territori urbanizzati.

Il problema delle acque reflue, infatti, non viene risolto tramite il loro allontanamento dalle zone urbanizzate, per non interferire con le attività sociali ed economiche che in esse si svolgono, ma tramite il controllo del loro impatto effettivo sull'ambiente e sulle risorse idriche in generale.

In pratica, un siffatto controllo si rivela però complesso, in virtù dell'interazione di svariati fattori, non solo puramente ingegneristici ma anche, soprattutto, politici, sociali, urbanistici ed economici.

La stretta commistione esistente tra fognature, impianti di depurazione e corpi idrici ricettori esige uno studio accurato del problema che porta, inoltre, ad individuare soluzioni atte a convogliare alla depurazione anche importanti aliquote delle acque meteoriche.

Negli ultimi due decenni si è dunque assistito ad un crescente fabbisogno di ricerca scientifica e alla continua evoluzione delle tecnologie civili e industriali idonee alla progettazione, costruzione, manutenzione e gestione dei sistemi di drenaggio urbano e degli impianti di depurazione.

In particolare, le motivazioni che caratterizzano un tale interesse possono essere ricondotte ai seguenti punti:





•PARTE I
24 •Le acque reflue
•
•

- intensificazione delle aree urbanizzate, con conseguenti incrementi delle portate e dei volumi delle acque reflue, il più delle volte, decisamente non compatibili con le potenzialità degli impianti di depurazione, nonché dei corsi d'acqua ricettori;
- la crescente necessità di far fronte e limitare gli incrementi delle portate da convogliare, per poter limitare e controllare la qualità degli scarichi inquinanti nell'ambiente;
- la maggiore sensibilità nei confronti della salute dell'ambiente e quindi l'esigenza di limitare il più possibile l'impatto sui corpi idrici ricettori, anche in accordo con la parallela evoluzione delle normative locali e nazionali.

1.2 INQUINAMENTO DELLE ACQUE E CARATTERISTICHE DI QUALITÀ

1.2.1 INTRODUZIONE

La qualità di un'acqua è un dato indispensabile soprattutto per la valutazione dell'inquinamento dei corpi idrici, la programmazione degli interventi di disinquinamento e il dimensionamento delle opere di depurazione. La qualità delle acque andrebbe accertata tramite delle analisi svolte caso per caso, considerando sia i valori medi che gli andamenti temporali dei parametri di interesse.

1.2.2 CARATTERISTICHE FISICHE

Temperatura

Un liquame può presentare una temperatura differente da quella media dell'ambiente circostante sia per una differente temperatura iniziale dell'acqua non inquinata, sia per immissione di scarichi caldi. La temperatura influisce direttamente:

- sulla cinetica di crescita delle biocenosi^(1.1) presenti nel refluo;
- sulla ventilazione del refluo.

Contenuto solidi

Con il termine di “solidi” in un liquido si intendono tutte quelle sostanze che è possibile rilevare ad avvenuta evaporazione del liquido stesso. È possibile classificarli secondo lo schema della figura 1.1. I solidi grossolani sono costituiti da corpi macroscopici che il refluo trasporta: rami, foglie, plastiche, ciottoli, ghiaia,

^(1.1) Una “biocenosi” è un insieme di organismi viventi, di specie diverse che coabitano in una stessa unità di ambiente (“biotopo”) e sono strettamente legati tra loro da rapporti di concorrenza e competizione nella conquista del cibo e dello spazio. Una biocenosi è equilibrata quando i suoi componenti sono proporzionalmente



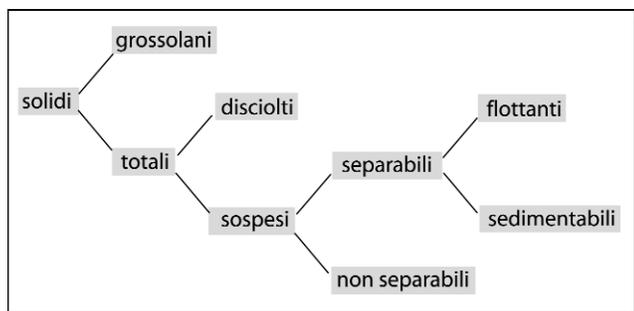


Figura 1.1 –
 Classificazione dei solidi
 presenti in un refluo.

ecc. I solidi totali costituiscono il residuo dell'essiccamento di un campione di refluo posto alla temperatura di $103 \div 105$ °C, includendo, nella misura, anche l'acqua di cristallizzazione.

A loro volta i solidi totali si suddividono in:

- *solidi disciolti*, che non si riesce a trattenere da una membrana filtrante;
- *solidi sospesi*, che si riesce a trattenere da una membrana filtrante.

I solidi sospesi sono ulteriormente suddivisibili in:

- *solidi non separabili*, che rimangono in sospensione in un prefissato volume liquido tenuto a decantare per un'ora e sono costituiti da sostanze di natura prevalentemente colloidale;
- *solidi separabili*, che si riesce a separarli in un prefissato volume di liquido fatto decantare per un ora.

I solidi separabili possono essere suddivisi in:

- *solidi flottanti*, presentano peso specifico minore di quello del liquido in cui sono presenti e quindi tendono a raccogliersi sulla superficie. Alcune sostanze presentano caratteristiche proprie dei solidi flottanti creando sottili film superficiali o depositi di schiume che ostacolano gli scambi gassosi del liquame con l'ambiente esterno a contatto;
- *solidi sedimentabili*, presentano una densità maggiore di quella del liquido in cui si trovano, e pertanto tendono a precipitare e ad accumularsi sul fondo. Tali solidi tendono maggiormente a decantare soprattutto quando le velocità di trasporto idraulico sono relativamente modeste, formando dei veri e propri depositi.

distribuiti in modo che nessuna specie si propaghi a dismisura sovvertendo l'equilibrio ambientale, ed è completa quando è composta da organismi produttori (piante verdi), da organismi consumatori (erbivori e carnivori) e da decompositori (batteri, funghi).





•PARTE I
26 •Le acque reflue
•
•

I solidi, in generale, possono essere suscettibili di un'ulteriore suddivisione in funzione della temperatura di 600 °C a cui può venire sottoposto il residuo fisso. In tal caso, le ceneri rimaste vengono considerate essenzialmente di due differenti tipi:

- *solidi inorganici*, costituiti dalla quota parte di ceneri rimasta, e quindi visibile ad occhio nudo;
- *solidi organici (solidi volatili)* costituiti dalla frazione della massa del residuo fisso che risulta volatilizzata per calcinazione (quindi determinabile per differenze di pesi).

1.2.3 CARATTERISTICHE BIOLOGICHE

Biocenosi presenti nelle acque

Le acque reflue sono sempre sature di biocenosi di svariati tipi, la cui presenza in soluzione trova origine sia dal processo di dilavamento delle acque sui suoli, sia dal particolare uso e condizioni al contorno dell'acqua stessa e sia, soprattutto, dalle deiezioni umane in essa riversate.

Nelle acque reflue sono presenti, in maniera copiosa, dei microrganismi unicellulari, con dimensioni mediamente comprese fra 0,5 e 5 μ circa, chiamati *batteri* o *schizomiceti*.

Alcuni batteri presentano caratteristiche strettamente aerobie, vale a dire che vivono e si sviluppano in ambienti ricchi di ossigeno disciolto in soluzione; altri sono strettamente anaerobi, cioè vivono e si sviluppano in ambienti poveri o addirittura privi di ossigeno disciolto. Inoltre, si è constatato che la maggior parte dei batteri ha la particolarità di comportarsi come anaerobi facoltativi o aerobi facoltativi, potendo ambientarsi in ambienti con presenza o assenza di ossigeno disciolto.

È inoltre utile discernere i batteri a seconda della loro forma; pertanto, essi si possono suddividere in:

- *cocchi*, di forma arrotondata;
- *vibrioni*, di forma che ricorda quella della “virgola”;
- *bacilli*, di forma allungata.

Ulteriore utile classificazione dei batteri è la distinzione in *saprofiti*, cioè esseri unicellulari che tendono a svilupparsi in modo autonomo, e *parassiti* che, invece, si sviluppano e vivono a spese di un altro organismo “ospite”.

Fra i batteri saprofiti, alcuni risultano *autotrofi*, cioè utilizzano come nutrimento i prodotti chimici inorganici base presenti nell'acqua, e creano come conseguenza del loro metabolismo materiale cellulare complesso. La maggior parte sono *eterotrofi*, cioè si nutrono di sostanze organiche complesse presenti in soluzione, causando, come conseguenza del loro metabolismo cellulare, la trasfor-



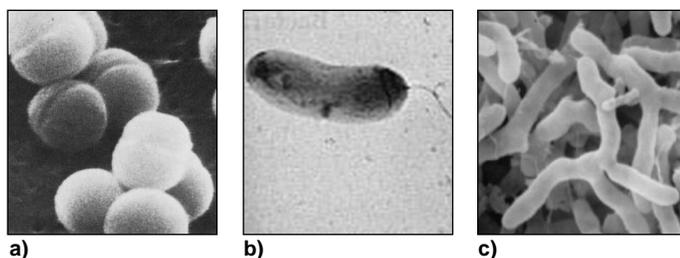


Figura 1.2 – Forme qualitative con cui possono distinguersi i batteri:
 a) cocci;
 b) vibrioni;
 c) bacilli.

mazione delle suddette sostanze organiche complesse in sostanze più semplici, fino a terminare alle sostanze inorganiche. Sono questi i batteri che stanno alla base dei processi sfruttati nella depurazione biologica.

Fra i batteri parassiti, particolare importanza assumono i batteri cosiddetti *patogeni*, che sono responsabili della produzione di composti tossici e velenosi per l'organismo ospite. In particolare, in relazione all'uomo, da segnalare il ceppo di tipo enterico, che si sviluppa nel tratto gastro-intestinale dell'uomo (e di altri animali). Nei liquami risultano presenti batteri di origine idrica, responsabili di febbri tifiche e paratifiche; tali patologie sono causate rispettivamente dalla *Salmonella typhi* e dalla *Salmonella paratyphi*; c'è poi la salmonellosi, causata da numerose specie di salmonelle e dovuta maggiormente al ceppo *Salmonella typhimurium*; la sigilloso, chiamata anche dissenteria bacillare dovuta principalmente ai ceppi *Shigella sonnei* e alla *Shigella flexneri*; inoltre, la tubercolosi, causata dal *Mycobacterium tuberculosis*; il colera, causato dal *Vibrio cholera*; la leptospirosi, causata dalla *Leptospira icterohaemorrhagiae*. Altri ceppi batterici sono assunti, invece, quali indice di inquinamento batterico.

Indici di inquinamento batterico

Le determinazioni batteriologiche vengono eseguite individuando il numero di colonie che si sviluppano all'interno di apposite colture. Il risultato viene, generalmente, espresso mediante l'indice *MNP* (*Most Probable Number*) che indica il numero, in termini probabilistici, di colture in un prefissato volume di soluzione (spesso *100 ml*). Altri tipi comuni di determinazioni sono:

- la coltura in agar alla temperatura di $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (carica batterica totale); tendente a favorire le specie che vivono sul terreno;
- la coltura in agar a $37\text{ }^{\circ}\text{C}$, che favorisce le specie che vivono negli animali a sangue caldo.

Molto importanti sono le determinazioni dei coliformi ed in particolare:

- *coliformi totali*;
- *coliformi fecali*, che si riferisce alla specie imputabile a derivazione di tipo fecale.





- PARTE I
- 28 •Le acque reflue
-
-

1.2.4 CARATTERISTICHE CHIMICHE

La grandezza pH

La concentrazione idrogenionica, data dalla nota espressione:

$$\text{pH} = -\log_{10} [H_3O^+] \quad [1.1]$$

oppure:

$$\text{pH} = \log_{10} \frac{1}{[H_3O^+]}; \quad [1.1_a]$$

dove H_3O^+ è la concentrazione idrogenionica presente in soluzione acquosa.

Il presente parametro viene assunto come tramite di riferimento per discernere tra soluzioni chimicamente *acide*, *alcaline* o *neutre*.

Il campo acido di una soluzione acquosa, ovvero con elevata concentrazione di H_3O^+ si estende nel seguente intervallo: $0 \leq \text{pH} < 7$; a $\text{pH} = 7$ corrisponde la neutralità; il campo alcalino viene definito dal campo: $7 \leq \text{pH} < 14$. L'intervallo alcalino è quindi caratterizzato da una relativamente bassa concentrazione di ioni H_3O^+ e, di conseguenza, da una relativamente alta concentrazione di ioni OH^- . Il valore del pH delle acque ha un'importanza fondamentale nell'influire sui processi biologici e sulle reattive cinetiche chimiche e biochimiche.

Negli impianti di depurazione biologica il pH deve essere compreso nel campo dei valori $6,5 \div 8,5$ circa. In questo campo, è necessario che le variazioni nel tempo siano il più possibili gradualmente, per evitare che le cinetiche chimiche interferiscano negativamente sui rendimenti dei processi depurativi.

Sostanze inorganiche

Ossigeno disciolto. La presenza o meno di ossigeno disciolto in soluzione determina l'instaurarsi di attività microbiche di tipo aerobiche o anaerobiche oltre che la vita o la morte delle specie acquatiche superiori.

In generale, è utile introdurre il parametro "deficit di ossigeno" – misurato come differenza tra la concentrazione dell'ossigeno alla data temperatura in condizioni di saturazione e l'ossigeno effettivamente presente come disciolto – per valutare subito qualitativamente lo stato di salute di un'acqua. La concentrazione di saturazione dell'ossigeno in soluzione acquosa dipende fortemente dalla temperatura e dalla pressione a cui si trova la soluzione.

Azoto. L'azoto risulta presente nei liquami grezzi principalmente sotto forma di ammoniaca NH_3 ; inizialmente combinato nelle molecole di varie sostanze organiche complesse, costituenti fondamentali delle cellule degli organismi viventi. La trasformazione avviene per ossidazione e degradazione chimica di queste sostanze, con la formazione in soluzione di ammoniaca. Le reazioni chimiche che intervengono sono molteplici, molto complesse e alcune reazioni intermedie

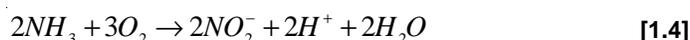




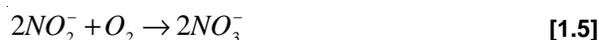
non sono tutt'ora del tutto chiare. Malgrado ciò, in via esemplificativa, è possibile sintetizzarle tutte nel seguente bilancio chimico:



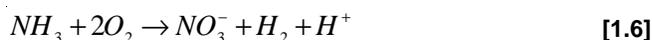
ovvero, le sostanze organiche $C_5H_7O_2N$ tendono ad essere ossidate ad anidride carbonica, acqua e ammoniaca. Successivamente, l'ammoniaca presente in soluzione viene ossidata per via batterica (tramite il ceppo batterico dei *nitrosomonas*) a nitriti, secondo la seguente reazione semplificata:



Procedendo oltre, i nitriti possono essere ossidati nuovamente per via batterica (questa volta tramite il ceppo batterico dei *nitrobacter*) a nitrati, secondo la reazione semplificata:



Cumulando le due ultime reazioni si ha l'espressione di quella che, comunemente, viene considerata la reazione globale di **nitrificazione** batterica:



Si comprende immediatamente, quindi, che tali reazioni chimiche, che si instaurano per via batterica, si concludono con un consumo non indifferente di ossigeno disciolto; o, usando un'espressione più precisa, utilizzando una consistente frazione della **domanda biochimica di ossigeno (BOD)**. Il quantitativo effettivo di ossigeno viene valutato, come risulta dalla reazione stessa di nitrificazione, osservando che 1 kg di composti ammoniacali (espressi come $[N-TKN]$)^(1,2) richiede circa 4,6 kg di ossigeno come O_2 .

I nitrati NO_3^- che si formano per ossidazione chimica dei composti ammoniacali costituiscono una "riserva" di ossigeno non solo per il corpo idrico ricettore ma anche per l'impianto stesso di depurazione. Infatti, se in una sezione dell'impianto depurativo il refluo permane per troppo tempo in condizioni di deficit di ossigeno disciolto, i microrganismi, per soddisfare la richiesta di ossigeno necessaria all'ossidazione della frazione carboniosa del *BOD*, possono utilizzare l'ossigeno presente nelle molecole dei nitrati. L'assorbimento di ossigeno dai nitrati è reso possibile da numerosi batteri specializzati di tipo eterotrofo

^(1,2) Le forme ridotte sotto forma di ammoniaca e sostanze organiche ammoniacali sono generalmente indicate come azoto *TKN* (*Total Kjendhal Nitrogen*), in riferimento al noto metodo di analisi chimica (*di Kjendhal*) che permette di misurare globalmente le forme ridotte dell'azoto.





•PARTE I
 30 •Le acque reflue
 •
 •

(*Pseudomonas, Micrococcus, Achromobacter, Bacillus, Spirillum...*) che, quindi, in presenza di ossigeno disciolto in soluzione, utilizzano l'ossigeno stesso; ma in un refluo con assenza di ossigeno disciolto, sono comunque in grado di utilizzare l'ossigeno presente nei nitrati, se presenti. Questo processo di utilizzazione dell'ossigeno dai nitrati viene denominato processo di **denitrificazione**, ed è regolato dalla seguente reazione chimica:



I batteri denitrificanti operano, quindi, una reazione riduttiva determinando come “sottoprodotto” di reazione dell'azoto molecolare gassoso, il quale tende ad allontanarsi dalla soluzione perché sotto forma di aeriforme. Oltre che di ossigeno i batteri denitrificanti necessitano, per il loro sviluppo, di un substrato di tipo carbonioso, da utilizzare come “cibo”. Le sostanze di tipo carbonioso possono essere già contenute nel liquame grezzo o depurato, oppure possono essere fornite dall'esterno come l'alcool metilico, saccarosio, glucosio, ecc.

Il fenomeno della denitrificazione, negli impianti di depurazione, può essere un fenomeno voluto e controllato, quando l'impianto è orientato per l'abbattimento più completo possibile dei composti azotati presenti nel refluo; mentre, può essere un fenomeno non voluto che, quindi, si instaura in maniera non controllabile, causando sensibili difficoltà operative nel processo depurativo, oltre che a sensibili abbassamenti dei rendimenti depurativi.

L'azoto interviene anche, e in maniera sostanziale e determinante, nei fenomeni cosiddetti di **eutrofizzazione**. Tale fenomeno è, essenzialmente, un processo che consiste nell'arricchimento di composti azotati che rendono l'acqua per usi umani sgradevole o inutilizzabile per gli approvvigionamenti idrici.

L'abbondanza di composti azotati (nutrienti) squilibra i normali processi vitali promuovendo la fioritura di alghe color verde-blu che non sono facilmente utilizzate come cibo dallo zooplancton, e in tal modo l'acqua tende a diventare torbida. Contemporaneamente le alghe aumentano, e dalla superficie tendono ad affondare andando in zone dove la luce penetra sempre con meno intensità. A lungo andare, si innesca la decomposizione ad opera dei batteri aerobi, esaurendo l'ossigeno disciolto soprattutto in profondità. Inoltre, la presenza di alghe, dalla superficie sino al fondo, aumenta la torbidità e, quindi, ostacola parallelamente la fotosintesi clorofilliana.

Fosforo. Le forme sotto le quali il fosforo è più comunemente presente nelle acque reflue sono gli ortofosfati PO_4^{2-} , i polifosfati (polimeri dell'acido fosforico) ed i fosfati di natura organica. I polifosfati, come per esempio l'esametafosfato, si idrolizzano gradualmente in soluzione acquosa trasformandosi in ortofosfati solubili che sono, d'altra parte, anche prodotti dalla decomposizione batterica di alcuni composti organici. Poiché la maggior parte dei composti del





fosforo è solubile in acqua, la rimozione tramite trattamenti fisici di selezione per sedimentazione non è del tutto efficace. In linea di massima, il contenuto totale di fosforo delle acque reflue passa solo da circa 10 a 9 mg/l per sola sedimentazione. Grosso modo, l'ammontare del fosforo presente nella flocculazione che si forma nei processi di trattamento a fanghi attivi corrisponde a circa l'1% della richiesta biochimica di ossigeno del refluo. È per questo motivo che, dopo un trattamento di selezione per sedimentazione e poi per ossidazione biologica, il contenuto di fosforo scaricato a valle dell'impianto depurativo riesce a calare solo da 10 a 8 mg/l. È in ogni caso appurato che un processo convenzionale di trattamento biologico riesca ad eliminare soltanto dal 10 al 40% del fosforo presente nel refluo da trattare.

Ogni persona immette mediamente nelle acque di scarico una quantità annua di fosforo pari a circa 1,5 kg che dà luogo ad una concentrazione media di 10 mg/l. Del fosforo totale immesso, circa il 40% deriva da scarichi di tipo sanitario, mentre il restante 60% è imputabile ai fosfati presenti nei detersivi di uso domestico. Per tale motivo, il controllo della quantità di fosforo immesso nelle acque è stato concentrato nell'adottare dei detersivi con differenti composti dai fosfati. Uno degli effetti principali del fosforo sulle acque è l'eutrofizzazione. Infatti, il fosforo si può considerare come il principio attivo che regola in natura la crescita dei vegetali nelle acque. Analogamente all'azoto, un'eccessiva presenza di fosfati solubili nelle acque dà luogo ad un abnorme effetto fertilizzante per la vegetazione acquatica. Il risultato finale è una crescita spropositata di alghe e quindi una diminuzione di trasparenza delle acque e una conseguente diminuzione dell'ossigeno disciolto.

Il rimedio più razionale per controllare l'inquinamento da fosforo è quindi il trattamento delle acque di scarico che vengono immesse direttamente nei corpi idrici ricettori. Alcuni paesi hanno già fissato dei limiti alla concentrazione di fosforo nelle acque che vengono scaricate a valle delle ultime sezioni degli impianti di depurazione. Oltre che a precisi limiti sulla concentrazione di fosforo nelle acque uscenti, le normative emesse prevedono anche precise percentuali per l'abbattimento, che deve essere ottenuto durante il trattamento. Il limite di concentrazione nelle acque uscenti varia, grosso modo, da 0,1 a 2,0 mg/l; mentre, il rendimento specificato in merito all'abbattimento varia dall'80% al 95% circa. La concentrazione del fosforo nelle acque reflue può venire ridotta, inoltre, per mezzo della coagulazione chimica realizzabile sia contemporaneamente alla sedimentazione, sia durante appositi trattamenti terziari.

Gli additivi chimici usati possono essere la calce viva o i liquidi di risulta da impianti di decapaggio. Nei trattamenti terziari, vengono impiegati coagulanti reperibili in commercio o direttamente calce viva.

Il meccanismo di precipitazione indotto dalla calce differisce molto da quello indotto dai coagulanti. L'aggiunta di calce $Ca(OH)_2$ è necessaria per aumentare



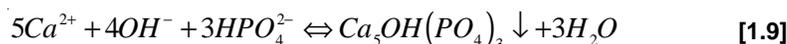


•PARTE I
 32 •Le acque reflue
 •
 •

il pH della soluzione, secondo la seguente reazione:



gli ioni OH^{-} reagiscono con i carbonati facendo precipitare carbonato di calce; contemporaneamente gli ioni di calcio reagiscono con gli ortofosfati facendo precipitare il sale formato:



Tali reazioni chimiche richiedono un valore del pH tra 9 e 12 circa. I dosaggi medi di calce oscillano attorno a $150 \div 250 \text{ mg/l}$ in termini di CaO . In tal modo, si possono sperare rendimenti di abbattimento di circa il 90%.

Cloruri. I cloruri hanno importanza soprattutto in relazione all'aggressività del liquame.

Composti tossici. Un'acqua reflua può contenere metalli pesanti, cianuro, fenoli. La loro presenza pregiudica il riutilizzo dell'acqua e impedisce la vita acquatica, oltre che le normali reazioni biochimiche. Il loro impatto sulle reazioni chimiche nei reattori a fanghi attivi è dannosissimo e quindi da evitare.

Sostanze organiche

In un refluò la sostanza organica presente è costituita essenzialmente da:

- grassi e carboidrati (composti di molecole con atomi di carbonio, idrogeno e ossigeno);
- proteine.

Le sostanze organiche presenti nel refluò sono imputabili anche alla presenza dei tensioattivi presenti in tutti i detersivi.

Una sostanza organica può essere classificata a seconda della sua interazione con il metabolismo delle biocenosi presenti nel refluò. Si parlerà, quindi, di composti organici biodegradabili o bioresistenti, ovvero non biodegradabili in tempi non lunghissimi.

La quantità complessiva di sostanza organica può essere valutata determinando la *domanda biochimica di ossigeno* delle biocenosi presenti, sviluppatesi e acclimatatesi nel refluò.

Tale domanda di ossigeno viene ormai indicata genericamente con *BOD* (dalle iniziali inglesi dell'espressione: "*Biochemical Oxygen Demand*"), con cui si esprime il quantitativo di ossigeno richiesto dai microrganismi aerobi per poter degradare le sostanze organiche presenti nei liquami. Per capire, volendo fare un paragone molto semplice, è possibile considerare la sostanza organica nel refluò come il "cibo" a disposizione dei batteri, mentre l'ossigeno disciolto come "le





posate ed i piatti” necessari ai batteri per poter mangiare il cibo a loro disposizione. Ovviamente, maggiore sarà la quantità di piatti e posate utilizzate e maggiore sarà il cibo consumato dai batteri.

Ritornando al parametro *BOD*, maggiore è la richiesta biochimica di ossigeno, maggiore è la concentrazione di sostanze organiche presenti nei liquami, e tanto maggiore è la velocità con cui sono degradate dai microrganismi. Si intuisce subito, quindi, che la misura del *BOD* costituisce il principale dato numerico atto ad individuare la “forza inquinante” di un liquame.

La richiesta biochimica di ossigeno in un reflu dipende dal tempo che hanno i batteri a disposizione per metabolizzarlo e anche dalla temperatura alla quale sono sottoposti i batteri presenti nel reflu. Generalmente, le normali cinetiche delle reazioni di metabolizzazione del substrato carbonioso per le biocenosi presenti nei reflui civili sono accelerate dall’aumento della temperatura; viceversa, risultano inibite da decrementi di temperatura. Un andamento qualitativo della frazione carboniosa assimilata dai microrganismi in funzione del tempo è riportata nella figura 1.3. Si può notare, dall’esame della figura, che per ogni temperatura di riferimento, si distinguono sempre due andamenti sovrapposti: un primo andamento, abbastanza regolare di tipo esponenziale crescente, in cui i microrganismi ossidano la frazione carboniosa dei composti organici presenti, ed un secondo andamento che è dovuto all’ossidazione da parte degli organismi anche della frazione azotata presente nel reflu (nitrificazione: *NOD*, *Nitrogen Oxygen Demand*).

Dall’esame di questo grafico, si deduce – come confermato dalle prove di laboratorio – che la nitrificazione non s’instaura finché non è stata soddisfatta parzialmente la domanda di ossigeno della frazione carboniosa. Ciò porta alla seguente importante osservazione: la domanda biochimica di ossigeno dovuta ai

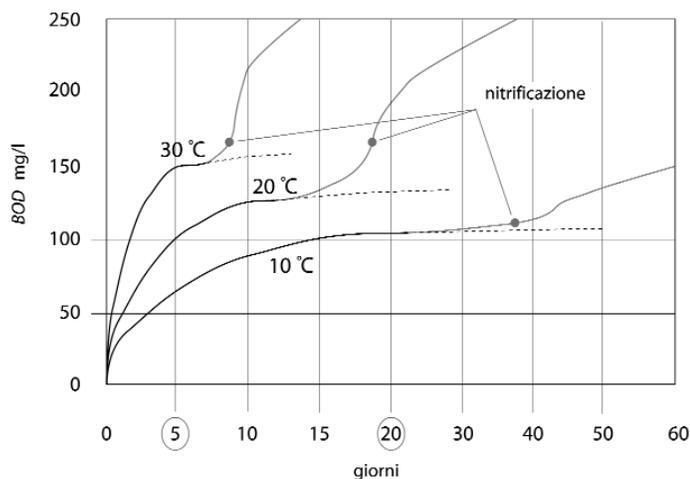


Figura 1.3 – Grafico dell’andamento della richiesta biochimica di ossigeno per reflu civile. In ordinata è riportata la richiesta di ossigeno soddisfatta dopo il tempo corrispondente in ascissa.





•PARTE I
34 •Le acque reflue
•
•

composti azotati, non soddisfatta durante il processo depurativo, può contribuire in misura sensibile al depauperamento dell'ossigeno disciolto nel corpo idrico ricettore.

Infatti, la presenza di composti azotati non ossidati esercita effetti deleteri nelle acque che li ricevono, perché:

- consumano parte dell'ossigeno disciolto in soluzione;
- sono tossici alla vita dei pesci e di altri organismi;
- nel caso di presenza di impianti di potabilizzazione, se alimentati dal corpo d'acqua ricettore a valle dell'impianto, l'ammoniaca risulta difficile da eliminarsi, e nel caso di presenza di trattamento di clorazione, si rischiano elevatissimi consumi di cloro: 1 kg di ammoniaca come N richiede circa 10 kg di cloro.

Un effluente da un impianto depurativo conviene che risulti il più nitrificato possibile, in quanto passando da ammoniaca NH_3 a nitrati NO_3^- , questi ultimi oltre ad evitare assorbimenti di ossigeno nel recapito, costituiscono una preziosa riserva di ossigeno per il corpo idrico che li dovrà raccogliere. Inoltre, si è constatato dall'esame di impianti di depurazione a regime che un refluo ben nitrificato contribuisce ad evitare che si formino delle schiume durante le fasi di depurazione e quindi sull'effluente finale, causate dalla presenza nel refluo di detergenti sintetici.

A questo punto, occorre dire che esiste una differenza sostanziale fra la frazione carboniosa del *BOD* e la frazione azotata dell'*NOD*. La richiesta di ossigeno della frazione carboniosa si avvia anche in presenza, in soluzione, di metalli pesanti e altre sostanze più o meno tossiche, ovviamente in concentrazioni "tollerabili" dalla massa microbica già acclimatata. Inoltre, il metabolismo dei microrganismi, relativamente alla frazione carboniosa, non è inibita da concentrazioni dell'ossigeno anche se molto ridotte.

La richiesta di ossigeno dovuta ai composti azotati risulta, invece, molto influenzata dalle basse temperature e anche dalla presenza di sostanze tossiche nel liquame. Inoltre, i batteri nitrificanti (*nitrosomonas* e *nitrobacter*) si possono sviluppare solo se la concentrazione dell'ossigeno disciolto non scende mai al di sotto di circa 2 mg/l. Risulta chiaro, perciò, che la domanda biochimica di ossigeno, dovuta ai composti azotati, è meno preponderante di quella dovuta alla frazione carboniosa; infatti, la sola domanda di ossigeno dei composti azotati non può portare al completo consumo dell'ossigeno presente nel corpo idrico ricettore.

Sempre in merito alla presenza di frazioni carboniose e azotate nel liquame, si deve osservare che la misura del parametro *BOD* in un refluo dipende anche dalla "storia" del refluo che viene analizzato. Infatti, se si eseguono due misurazioni del *BOD* su due relui di identica origine ma con la differenza che uno dei





due si trova, all'atto della misurazione, in uno stadio di nitrificazione avanzata, quindi con elevate concentrazioni di batteri nitrificanti, lo sviluppo delle reazioni biologiche di nitrificazione si verifica immediatamente all'atto stesso dell'esecuzione della prova del *BOD*, per cui, è ovvio, la prova viene a registrare una sensibile richiesta biologica di ossigeno, cosa che non si verifica per l'altro refluo che non si trova in uno stadio di nitrificazione avanzata.

Questo solo per osservare che, a tutto rigore, per poter confrontare diverse misurazioni, e quindi valutare l'efficienza dei processi di depurazione, bisognerebbe effettuare le misurazioni di *BOD* relativamente alla sola frazione carboniosa, iniziando lo sviluppo e la richiesta di ossigeno dovuto alla nitrificazione (*NOD*) con apposite sostanze chimiche (come ad esempio l'*alotiuera*).

Infine, per quanto riguarda i liquami domestici, la temperatura generalmente è assunta pari a 20 °C; inoltre, nelle misurazioni del *BOD*, per non dover ricorrere a sperimentazioni troppo lunghe e per ragioni di praticità, convenzionalmente si fa riferimento al *BOD* misurato a 5 giorni, indicato come *BOD*₅. Per tale motivo, quando si parla direttamente di *BOD*, senza particolari specificazioni, si fa riferimento alla richiesta di ossigeno della sola frazione carboniosa, in termini di *BOD*₅.

Analogamente, nel considerare i rendimenti degli impianti di depurazione nella rimozione del *BOD*, si fa riferimento alla frazione carboniosa delle sostanze organiche presenti nei liquami come *BOD*₅.

Il parametro *BOD* misura l'entità della sola frazione biodegradabile dell'inquinamento di un refluo. Pertanto, volendo misurare, quanto più possibile, l'intera parte di inquinamento presente in un refluo, si ricorre all'utilizzo del parametro indicato con le iniziali *COD* (dall'espressione inglese: "*Chemical Oxygen Demand*"), ovvero la quantità di ossigeno richiesta per ossidare chimicamente le sostanze ossidabili presenti nei liquami. Il *COD* è un indice della quantità di frazione biodegradabile e non biodegradabile; quest'ultima ossidabile infatti solo chimicamente.

C'è comunque da notare che il valore del *COD* non è sempre attendibile, soprattutto quando nel refluo vi dovesse essere la presenza di particolari sostanze organiche quali il *benzene*, *toluene*, *piridina*, *alcools*, *acidi*, *amino-acidi*. Infatti, le prime tre molecole non sono ossidabili chimicamente, mentre le rimanenti lo sono solo in parte.

Nei liquami di tipo civile, il *COD* presenta un valore pari a circa 1,5 ÷ 3 volte il *BOD*₅ (sola frazione carboniosa); mentre, valori decisamente più elevati (circa 5 ÷ 6 volte) sono imputabili a liquami con presenza di scarichi industriali.

Per un qualsiasi tipo di refluo, il rapporto tra *BOD* e *COD* tende gradualmente ad aumentare lungo il processo depurativo, in quanto la porzione biodegradabile tende via via a diminuire in virtù del processo depurativo stesso.





•PARTE I
36 •Le acque reflue
•
•

1.3 TIPOLOGIA DELLE ACQUE REFLUE

1.3.1 PREMESSA

Generalmente, un impianto di depurazione è chiamato a trattare un insieme di acque provenienti da varie fonti. Molto schematicamente, si può ritenere che il refluo sia essenzialmente il frutto della combinazione di due tipi di acque:

- acque di pioggia;
- acque di tempo asciutto.

Le acque di pioggia sono, essenzialmente, le acque di ruscellamento pluviale e stradale; mentre le acque di tempo asciutto sono le acque di rifiuto urbane, le acque di rifiuto industriali e le acque di lavaggio delle strade e d'innaffiamento dei giardini.

1.3.2 LE ACQUE DI PIOGGIA

Attualmente, le caratteristiche qualitative delle acque in tempo di pioggia presentano molta incertezza, a causa della grande dispersione di dati sui processi che regolano il fenomeno.

In via del tutto qualitativa, l'inquinamento assorbito da tali acque è costituito dalle sostanze che l'acqua di pioggia assorbe dall'atmosfera: solidi sospesi, sostanze organiche, azoto, fosforo, cloruri, ecc.

L'apporto dovuto alle strade è costituito da particelle di granulometria piccola e da solidi grossolani, quali carta, plastica, barattoli, ecc. Anche il traffico, ovviamente, contribuisce all'inquinamento immettendo nell'acqua particolato, tracce di combustibile, sostanze oleose, ecc.

L'apporto dovuto al ruscellamento pluviale è dovuto, essenzialmente, all'apporto di pulviscolo atmosferico depositato sui tetti e quindi asportato; anche se, alcuni esperimenti hanno dimostrato che in particolari zone, soggette a piogge acide, le coperture metalliche (*Zn* e *Cu*) producono un forte aumento delle concentrazioni dei metalli pesanti. Un tipo di acqua di questo genere può presentare, mediamente, una concentrazione di *BOD*₅ dell'ordine di grandezza di circa $10 \div 15$ mg/l.

Alcuni studi hanno portato alla conclusione che le acque di pioggia urbane possono presentare un contenuto inquinante sufficiente a produrre direttamente un impatto apprezzabile sui corpi idrici ricettori.

Inoltre, si è parallelamente constatato che non è da escludere che i contaminanti atmosferici vengano completamente dilavati proprio nelle prime fasi delle precipitazioni.

Grosso modo, proprio per avere un ordine di grandezza, le acque di pioggia possono presentarsi, a monte della rete fognaria, con le concentrazioni di inquinanti riportate nella tabella 1.1.





Parametro	Concentrazione (mg/l)
<i>Solidi sospesi totali</i>	10 ÷ 12 circa
<i>COD</i>	10 ÷ 15 circa
<i>Azoto (inorganico)</i>	0,5 circa
<i>Azoto (Totale)</i>	1,0 circa
<i>Fosforo (Totale)</i>	0,3 circa
<i>Cloro</i>	0,3 circa

Nota: dati reperiti dal testo: "Sistemi di fognatura - Manuale di Progettazione" (Centro Studi Deflussi Urbani); Hoepli.

Tabella 1.1 –
Concentrazioni medie inquinanti riscontrabili in un'acqua piovana.

1.3.3 LE ACQUE DI TEMPO ASCIUTTO

Le caratteristiche inquinanti delle acque di rifiuto urbane risultano molto variabili in funzione sia del luogo e anche dall'entità della dotazione idrica. Si è visto che le concentrazioni degli inquinanti possono presentarsi molto variabili nell'arco della giornata; ovviamente, risultano più basse durante la notte, registrando dei picchi solo durante il giorno. In via di riferimento, un'acqua reflua urbana presenta le seguenti concentrazioni di inquinanti, riportate in termini di *grammi/giorno* per singolo abitante ($g/a \times d$) nella tabella 1.2.

1.3.4 LE ACQUE DI RIFIUTO INDUSTRIALI

Questo tipo di acque risulta estremamente variabile, ovviamente a seconda del tipo di lavorazione. Acque di questo tipo possono provenire, infatti, da industrie siderurgiche, galvaniche, da raffinerie di petrolio, da industrie chimiche, tessili, conciarie, da zuccherifici, da mattatoi, ecc.

Tanto per avere un ordine di grandezza rispetto alle acque reflue civili, basti osservare che in uno zuccherificio, nella sezione d'impianto dove avviene il "processo Steffen", per il recupero dello zucchero dal melasso (circa mezzo metro cubo per tonnellata), il BOD_5 può arrivare a toccare valori di circa $10'000 \text{ mg/l}$.

Parametro	Concentrazione (mg/l)
BOD_5 (20°C)	10 ÷ 12 circa
<i>Solidi sospesi totali</i>	10 ÷ 15 circa
<i>Azoto (Totale)</i>	10 ÷ 15 circa
<i>Fosforo (Totale)</i>	10 ÷ 15 circa

Nota: dati reperiti dal testo: "Sistemi di fognatura - Manuale di Progettazione" (Centro Studi Deflussi Urbani); Hoepli.

Tabella 1.2 –
Valori di riferimento delle concentrazioni di inquinanti per le acque reflue urbane.





- PARTE I
- 38 Le acque reflue
-
-

1.4 CONTROLLI SULLE ACQUE REFLUE

La campionatura risulta una procedura essenziale per un corretto studio delle caratteristiche delle acque di rifiuto. I campioni prelevati sono rappresentativi solo se raccolti in punti dove il refluo è ben miscelato. Ovviamente, vista la variabilità delle cause e delle fonti che determinano le acque di scarico, una sola campionatura, effettuata in un preciso istante, non si può considerare rappresentativa dell'inquinamento dell'acqua.

Una corretta campionatura deve raccogliere più campionamenti singoli ad intervalli il più possibile regolari. Generalmente, è consuetudine prendere dei campioni lungo i giorni della settimana e nelle diverse ore della singola giornata. Successivamente, le medie giornaliere di *BOD* e i dati relativi alle sospensioni solide vengono elaborati per calcolare il carico inquinante sull'impianto, mentre i dati delle concentrazioni affluenti sono determinanti della qualità del trattamento. Campioni compositi, assunti nei periodi di massima portata, solitamente per un periodo da 8 a 12 ore a seconda delle variazioni di efflusso, rendono possibile la determinazione del massimo carico per l'impianto di trattamento.

Le più comuni analisi di laboratorio per definire le caratteristiche dei liquami urbani sono rivolte alla determinazione del *BOD* e dei solidi sospesi totali. I dati di *BOD* e di portata sono basilari per progettare l'impianto di depurazione, mentre la concentrazione di solidi, in relazione al *BOD*, indica in quale misura siano rinnovabili le materie organiche mediante i processi di sedimentazione primaria. Estremamente importante risulta la conoscenza del rapporto fra *BOD* e *COD* e quello fra *BOD* e solidi volatili; in quanto, tali rapporti definiscono direttamente il livello di biodegradabilità dei rifiuti organici. Infatti, la presenza nel refluo di sostanze inibitrici e di tossine, presenti specialmente negli scarichi industriali, è spesso segnalata da un aumento dei valori del *BOD* all'aumentare delle diluizioni.

Occasionalmente, un processo biologico per il trattamento delle acque di scarico urbane può venire investito da sostanze sconosciute che ne riducono l'efficienza, inibendo l'attività microbica e quindi accumulando fanghi attivi nei sistemi di aerazione. Se l'impianto, in momenti diversi ed in presenza di medesimi carichi di lavoro, opera in modo soddisfacente, allora il problema è dovuto ad un apporto di rifiuti industriali.

Pertanto, in tal caso, risultano estremamente utili prove di laboratorio sugli scarichi industriali sospetti e prove complete sui flussi fognari. Se i risultati delle prove dovessero dare esiti dubbi, allora è conveniente utilizzare un modello pilota dotato di un'unità ridotta di trattamento biologico.

Studi e prove analoghe sono particolarmente indicati nella valutazione delle proposte di allacciamento di nuove industrie: sebbene infatti la maggior parte delle acque reflue industriali vengano assoggettate ai trattamenti biologici dopo diluizione con acque reflue civili, esse dovrebbero essere comunque sottoposte ad





analisi di laboratorio prima di permettere la loro immissione nella rete fognaria comune.

La proposta di un nuovo allaccio industriale deve venire gestita avendo a disposizione informazioni precise sulla quantità di acque di rifiuto, con campionature del refluo previsto sia giornaliere che settimanali, nonché proposte di processi interni di pretrattamento.

La possibilità di poter trattare un'acqua di scarico viene misurata in termini di efficienza nell'asportazione di *BOD* o *COD*, capacità di sedimentazione della miscela ed attività biologica del refluo all'esame con il microscopio.

Le misure vanno eseguite sia sull'acqua di scarico industriale, sia su una miscela con acque reflue civili.

Quando l'acqua reflua industriale venisse trattata da sola, essa potrebbe richiedere la neutralizzazione e/o l'aggiunta di azoto inorganico e fosfato per bilanciamento delle sostanze nutrienti. Un trattamento congiunto andrà eseguito su miscele con rapporti diversi fra scarichi di acque industriali con acque civili per essere certi di aver individuato anche la miscela che effettivamente verrà a formarsi.

1.5 DATI FONDAMENTALI DI UN REFLUO

1.5.1 CARICO IDRAULICO

Un refluo, oltre alle caratteristiche di qualità, presenta una caratteristica fondamentale che è la portata che lo immette nell'ambiente. Infatti, tramite la portata idraulica (ad esempio, *litri/giorno*) tutte le sostanze inquinanti in soluzione vengono veicolate fino al corpo idrico ricettore. Inoltre, la portata idraulica e la massa degli inquinanti sono legati tra loro, come noto, in termini di concentrazione. Pertanto, data una massa Q_{BOD_5} giornaliera d'inquinante (*kg BOD₅/d*), questa può risultare, durante un campionamento, più o meno concentrata a seconda, rispettivamente, dell'abbondanza o dell'esiguità Q_n della portata idraulica (m^3/d):

$$[BOD_5] = \frac{Q_{BOD_5} \text{ kg } BOD_5 / \text{giorno}}{Q_n \text{ m}^3 / \text{giorno}} = \frac{Q_{BOD_5} \text{ kg } BOD_5}{Q_n \text{ m}^3} = \left(\frac{Q_{BOD_5}}{Q_n} \times 10^{-3} \right) \frac{\text{mg } BOD_5}{\text{litro}}$$

Generalmente, è necessario fare una distinzione tra dotazione idrica (*litri/giorno* \times *abitante*) e portata idraulica di liquame (**carico idraulico**: m^3/d) che può giungere a monte dell'impianto di depurazione. Infatti, la dotazione idrica giornaliera per abitante è indice della quantità di acqua consumata per le proprie necessità degli utenti.

Una volta usata, questa acqua viene convogliata lungo la rete fognaria dove, in parte si disperde lungo i suoi rami o per innaffiatura di aree destinate a verde, e in parte (circa il rimanente 80%) arriva all'impianto di depurazione.





•PARTE I
 40 •Le acque reflue
 •
 •

Tabella 1.3 –
 Dotazioni idriche medie annue rilevate in centri urbani italiani.

Città con oltre:	100'000 ab	350 ÷ 550 litri/d × ab
con oltre	50'000	250 ÷ 450
con oltre	10'000	200 ÷ 400
Città sino a	10'000	150 ÷ 350
Paesi di campagna		60 ÷ 100

(Nota) Dati presi dal testo: "Sistemi di fognatura Manuale di Progettazione"; CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI; Hoeppli.

Ovviamente, i consumi idrici variano da paese a paese e da stagione a stagione. Inoltre, varia anche dal numero di abitanti; pertanto, risulta un dato molto variabile. Per un corretto dimensionamento dei volumi delle sezioni dell'impianto di depurazione, occorrerebbe conoscere il più precisamente possibile i consumi idrici e lo stato della rete fognaria.

Generalmente, in mancanza di dati estremamente precisi, si ricorre a dati di natura statistica. Per avere un ordine di grandezza, i consumi per abitante e per giorno sono riportati nella tabella 1.3, in termini di litri/giorno per singolo abitante (*litri/d × ab*). Generalmente, il carico idraulico viene calcolato in funzione del numero di abitanti serviti *N* dall'impianto ed in funzione del **carico idraulico specifico** C_{idr} , calcolabile a priori in termini statistici in base a dati già in possesso, ed espresso in termini di metri cubi giornalieri per singolo abitante servito: $m^3/d \times ab$.

Pertanto, conoscendo il numero di abitanti da servire e disponendo di dati statistici sul valore appropriato da adottare per il carico idraulico superficiale, si calcola il carico idraulico dell'impianto:

$$C_{idr} \times N = (m^3/giorno \times ab) \times ab = m^3/giorno = Q_n$$

ESEMPIO 1.1

Calcolare la portata idraulica che un impianto di depurazione per acque reflue urbane deve trattare, mediamente, per soddisfare un'utenza di 10'000 abitanti. La rete fognaria interessata dall'impianto abbia delle perdite lungo tutte le sue tubazioni. Si ipotizzi una stima della perdita. Per semplicità, si trascuri l'apporto delle acque meteoriche.

Soluzione. Tralasciando gli apporti idrici dovuti alle precipitazioni atmosferiche e ipotizzando che, lungo tutte le tubazioni della rete fognaria che adducono all'impianto di depu-





razione, ci sia una perdita di acqua pari al 20% di quella immessa nella rete, si ha che:

- la quantità di acqua richiesta per abitante è di $150 \text{ litri/d} \times ab$ (vedi dati tabella 1.3);
- il numero di abitanti da servire è di $10'000 \text{ unità}$ (equivalenti).

Pertanto:

il “carico idraulico specifico” è $C_{idr} = 150 \text{ litri/d} \times ab$;

il “carico idraulico” è:

$$N \times C_{idr} = 10'000 ab \times (150 \text{ litri/d} \times ab) = 1'500'000 \text{ litri/d.}$$

e, ragionando in termini di metri cubi: $1000 \text{ litri} = 1 \text{ m}^3$, si ha:

$$\begin{aligned} N \times C_{idr} &= 1'500'000 \text{ litri/d} = (1'500'000 \text{ litri/d}) / (1000 \text{ litri/m}^3) = \\ &= 1500 \text{ m}^3/\text{d} \text{ (portata idrica immessa nella rete fognaria).} \end{aligned}$$

Introducendo il “coefficiente di afflusso in fognatura”: $\Psi = 0,8$ (per tenere in conto di una perdita nella rete fognaria pari al 20% del carico idraulico), il carico idraulico (m^3/d) che affluisce effettivamente all'impianto si valuta come:

$$Q_n = \Psi \times (N \times C_{idr}) = 0,8 \times (1500 \text{ m}^3/\text{d}) = 1200 \text{ m}^3/\text{d.}$$

Pertanto, in termini di litri si ha:

$$\begin{aligned} Q_n &= (1200 \text{ m}^3/\text{d}) \times (1000 \text{ litri/m}^3) = 1'200'000 \text{ litri/d} \\ &\text{pari (mediamente) a:} \\ &(1'200'000 \text{ litri/d}) / (24 \text{ h/d}) = 50'000 \text{ litri/h.} \end{aligned}$$

Questo valore calcolato è un dato fondamentale per il dimensionamento di tutte le parti idrauliche (tubazioni e vasche) necessarie all'impianto.

Osservazione. Il dimensionamento idraulico di un sistema di depurazione è opportuno che venga eseguito riferendosi agli apporti idrici massimi che si possono verificare nel corso dell'anno: se si possiedono misurazioni dirette di C_{idr} nell'arco di un periodo sufficientemente lungo, sarà sempre possibile estrapolare il valore prevedibile come massimo afflusso giornaliero. Eventualmente, sarà sempre utile un diretto confronto con i consumi di acqua prelevata dall'acquedotto, di cui generalmente è facile reperire i valori massimi.

1.5.2 CARICO ORGANICO

Il carico organico è quel parametro che indica la portata di sostanza inquinante immessa a monte dell'impianto di depurazione. Essa viene espressa in termini di BOD_5 , e precisamente:





•PARTE I
 42 •Le acque reflue
 •
 •

$$Q_{BOD_5} = \text{kg } BOD_5 / \text{giorno}$$

Il carico organico, generalmente, viene calcolato in funzione del numero di abitanti N da servire ed in funzione del carico organico specifico C_o . Analogamente al carico idraulico specifico, C_o è calcolabile a priori in termini statistici in base a dati già in possesso, ed è espresso in termini di kg di BOD_5 giornalieri per singolo abitante servito: $\text{kg } BOD_5/d \times ab$.

Pertanto, noti il numero di abitanti da servire ed il valore del carico organico specifico corrispondente, si calcola il carico organico dell'impianto:

$$C_o \times N = (\text{kg } BOD_5 / \text{giorno} \times ab) \times ab = Q_{BOD_5} = \text{kg } BOD_5 / \text{giorno}$$

Per un dimensionamento di massima di un impianto di depurazione, l'ordine di grandezza dei valori del carico organico specifico, in termini di grammi giornalieri per singolo abitante servito ($\text{g}/d \times ab$), sono riportati nella tabella 1.4. I dati di riferimento riportati nella tabella 1.4 devono intendersi come valori medi giornalieri (nel giorno medio dell'anno).

Nel dimensionamento di un impianto, la scelta più appropriata del valore da assumere per il carico organico specifico è subordinata anche alla sensibilità ed esperienza del progettista nell'adottare valori ritenuti più rappresentativi delle particolari situazioni locali, eventualmente integrati da precise informazioni sulla situazione registrata in comunità limitrofe e di caratteristiche analoghe. Per particolari tipologie di utenza, quali scuole, fabbriche, ecc. lo scarico è limitato solo a particolari periodi.

Per esempio, in una fabbrica, il carico organico può concentrarsi lungo solo 8 ÷ 10 ore giornaliere (ore lavorative); in una scuola, può concentrarsi per sole 5 ore al giorno, ecc. A tali apporti di carico organico vanno poi sempre addizionati, nel caso siano presenti e trattabili assieme agli scarichi civili, i carichi organici degli scarichi industriali derivanti dai processi produttivi.

Tabella 1.4 – Valori di riferimento del carico organico specifico.

Tipologia di utenza	Carico organico specifico ($\text{g}/d \times ab$)
<i>Città sufficientemente industrializzata):</i>	60 ÷ 80
<i>Piccoli centri rurali (parzialmente allacciati alla fognatura o dotati di fosse settiche):</i>	30 ÷ 40



**ESEMPIO 1.2**

Si debba progettare in un piccolo paese un impianto di depurazione per liquami di origine civile, che soddisfi un'utenza così distribuita:

- 1500 abitanti fissi in edifici civili;
- 15 dipendenti di uno stabilimento industriale, con un ciclo produttivo continuo.

Il processo industriale, è stato calcolato, produce un "inquinamento specifico" di 2000 g $BOD_5/d \times$ dipendente. Il carico idraulico effettivo in arrivo all'impianto è stato valutato pari a 350000 litri/d = $(350 \cdot 000 \text{ litri/d}) / (1000 \text{ litri/m}^3) = 350 \text{ m}^3/d$. Si ipotizzi che l'impianto presenti, al più, un rendimento depurativo $\eta = 90\%$ sul BOD_5 .

Calcolare:

- 1) il carico organico complessivo (kg BOD_5/d) in arrivo all'impianto.
- 2) la concentrazione di BOD_5 (mg/l) in uscita all'impianto;

Soluzione. La prima osservazione da fare è capire in quale rapporto si trovano gli apporti di BOD_5 per gli abitanti fissi e per i dipendenti dell'industria. Si supponga, ad esempio, che si conosca il carico organico specifico relativo ad un paese limitrofo che differisca dal paese in questione se non per il fatto che non presenta rilevanti attività industriali. E si supponga che tutti i suoi abitanti fissi civili producano un carico organico specifico di 70 g $BOD_5/d \times ab$.

Analogamente, si può stimare per il paese in questione un medesimo carico organico specifico che permette di fare le seguenti considerazioni:

per gli abitanti fissi, si può calcolare subito il carico organico:

$$(70 \text{ g } BOD_5/d \times ab) \times 1500 \text{ ab} = 105 \cdot 000 \text{ g } BOD_5/d = 105 \text{ kg } BOD_5/d;$$

per i dipendenti dell'industria, si possono fare le seguenti osservazioni:

a quanti abitanti civili equivale 1 singolo dipendente dell'industria?
 $(2000 \text{ g } BOD_5/d \times dipendente) / (70 \text{ g } BOD_5/d \times ab) = 29 \text{ ab/dipendente};$

a quanti abitanti civili fissi equivale l'intera industria nel suo processo?
 $(15 \text{ dipendenti}) \times (29 \text{ ab/dipendente}) = 435 \text{ ab (equivalenti)};$

quindi, quale è il carico organico dell'intero processo industriale?
 $(435 \text{ ab}) \times (70 \text{ g } BOD_5/d \times ab) = 30 \cdot 450 \text{ g } BOD_5/d = 30,5 \text{ kg } BOD_5/d;$





•PARTE I
44 •Le acque reflue
•
•

Il carico organico in arrivo all'impianto Q_{BOD_5} è dato dalla somma dei singoli carichi organici relativi agli abitanti fissi e all'industria:

$$Q_{BOD_5} = (105 \text{ kg } BOD_5/d) + (30,5 \text{ kg } BOD_5/d) = 135,5 \text{ kg } BOD_5/d.$$

Il carico idraulico Q_n è stato valutato (dato) pari a $Q_n = 250 \text{ m}^3/d$. Pertanto, ipotizzando un rendimento di abbattimento del BOD_5 pari al 90%, la frazione di carico organico depurata sarà:

$$\eta \times Q_{BOD_5} = 0,9 \times (135,5 \text{ kg } BOD_5/d) = 122 \text{ kg } BOD_5/d;$$

mentre, la quota di carico organico uscente dall'impianto sarà:

$$\begin{aligned} Q_{BOD_5} - \eta \times Q_{BOD_5} &= (135,5 \text{ kg } BOD_5/d) - (122 \text{ kg } BOD_5/d) = \\ &= 13,5 \text{ kg } BOD_5/d. \end{aligned}$$

La concentrazione di BOD_5 in uscita sarà:

$$(13,5 \text{ kg } BOD_5/d)/(350 \text{ m}^3/d) = 0,038 \text{ kg } BOD_5/m^3 =$$

$$\begin{aligned} \text{passando da kg a mg: } 1 \text{ kg} &= 1000 \text{ g} = 1000 \times (1000 \text{ mg}) = 10^6 \text{ mg:} \\ &= (0,038 \text{ kg } BOD_5/m^3) \times (10^6 \text{ mg/kg}) = 38000 \text{ mg } BOD_5/m^3; \\ \text{passando da m}^3 \text{ a litri: } 1 \text{ m}^3 &= 1000 \text{ litri:} \\ &= (38000 \text{ mg } BOD_5/m^3) \times (1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) = \\ &= 38 \text{ mg } BOD_5/l. \end{aligned}$$

1.5.3 CARICO DEI SOLIDI SOSPESI^(1,2)

Oltre al carico idraulico e al carico organico, il carico dei solidi sospesi è un ulteriore parametro che riveste notevole importanza nel dimensionamento dei "regolari" sistemi di depurazione, per i quali non è richiesto la rimozione di specifici inquinanti. L'entità del carico dei solidi sospesi incide direttamente sul dimensionamento di tutte le sezioni responsabili della raccolta e smaltimento della parte per lo più solida presente nel refluo (fango di superio). Il carico dei solidi totali, analogamente ai carichi idraulici e organici, viene definito dal prodotto del

^(1,2) La procedura di calcolo del carico dei solidi sospesi è perfettamente analoga a quella esposta per il carico organico. Pertanto, si faccia riferimento all'esempio 1.2.





Carico specifico di SS	$g/ab \times d$
<i>Totali</i>	90
<i>Sedimentabili</i>	55
<i>Non sedimentabili</i>	35

Tabella 1.5 –
Valori indicativi del carico specifico dei solidi sospesi per un'utenza civile.

Parametro	Carico specifico ($g/d \times ab$)
<i>Solidi sospesi sedimentabili</i>	60
<i>Solidi sospesi non sedimentabili</i>	30
<i>Solidi sospesi totali</i>	90
<i>Solidi filtrabili (disciolti)</i>	100
Totali	190

Tabella 1.6 –
Distribuzione dei carichi specifici di solidi in un'acqua reflua civile.

(Nota) Dati ripresi dal testo: "Depurazione delle acque"; Luigi Masotti; Hoepli.

carico specifico dei solidi sospesi C_{SS} con il numero N dell'utenza da servire:

$$Q_{SS} = C_{SS} \times N = (kg \text{ SS/giorno} \times ab) \times ab = kg \text{ SS/giorno}$$

Per avere un'ordine di grandezza del carico specifico di solidi sospesi, relativamente ad un'utenza civile, si riporta tabella 1.5, in termini di grammi di solidi sospesi giornalieri per singolo abitante ($g/d \times ab$).

In linea di massima, per un refluo civile, il 70% dei solidi sospesi (SS) è rappresentato dalla parte organica (solidi sospesi volatili organici), mentre il restante 30% corrisponde alla parte minerale (solidi sospesi non volatili o minerali).

In particolare, la distribuzione di tutti i tipi di solidi presenti in un refluo di tipo civile può considerarsi grosso modo nelle proporzioni indicate nella tabella 1.6. È utile sapere che i solidi sospesi sedimentabili costituiscono circa il 30 ÷ 40% del totale delle sostanze organiche; pertanto, questo è l'ordine di grandezza della quota massima eliminabile dal refluo mediante trattamenti meccanici di allontanamento (sedimentazione primaria).

Per ottenere, quindi, elevati rendimenti di abbattimento del BOD , occorrono processi che incidano sostanzialmente sulla rimozione delle sostanze organiche disciolte (processi biologici e/o adsorbimento su carboni attivi, ecc.).





- PARTE I
- 46 •Le acque reflue
-
-

1.6 CONTROLLO DEI VALORI ASSUNTI PER I DATI FONDAMENTALI^(1.3)

I parametri definiti come *carico idraulico* (m^3/d), *carico organico* ($kg BOD_5/d$), e *carico di solidi sospesi* ($kg SS/d$) costituiscono le principali grandezze la cui conoscenza è indispensabile nel dimensionamento di un qualsiasi impianto di trattamento delle acque di rifiuto.

È sempre utile, quando si decide di trattare delle acque reflue, effettuare anche delle sperimentazioni dirette, soprattutto per elevati valori dei suddetti parametri, in quanto i dati che ne derivano condizionano l'attendibilità di tutti i calcoli e la bontà dei risultati del dimensionamento.

In assenza di prove dirette, un contributo ad una conoscenza abbastanza particolareggiata dei valori del carico idraulico può derivare dallo studio dell'andamento dei consumi di acqua dall'acquedotto, tramite cui si può venire a conoscenza di dati fondamentali per una credibile previsione dei volumi liquidi che accoglierà l'impianto. Ovviamente, la conoscenza dei consumi di acqua dell'acquedotto presenta sempre l'incertezza dell'esistenza o meno di apporti di acque non provenienti da fonti note.

In linea di principio, viste le incertezze sui parametri principali di progetto, il dimensionamento dei volumi delle sezioni dell'impianto di depurazione deve essere svolto in funzione anche degli apporti idrici massimi prevedibili che si possono verificare nel corso dell'anno.

Inoltre, nel caso che la popolazione da servire sia fluttuante ed in continuo progressivo aumento, il dimensionamento del sistema di smaltimento deve essere effettuato sulla popolazione che sarà prevedibilmente allacciata in futuro. Ovviamente, si dovrà tenere sempre conto che un impianto di depurazione lavora male non solo quando risulta sovraccaricato (ad esempio per insufficienti volumi delle sezioni di impianto, o per maggiori portate non previste), ma anche quando lavora a regimi alquanto inferiori a quelli di progetto (ad esempio, in un impianto dimensionato per un'utenza eccessiva e non rispondente alla realtà).

Di conseguenza, il prevedere un impianto di potenzialità eccessiva, rispetto alla popolazione effettivamente servita, costituisce spesso un errore che ha anche ripercussioni in termini economici di volumi d'impianto e di gestione.

Nel caso di impianti per piccole e medie comunità, non è necessario spingersi a misurazioni molto precise, in quanto in tali impianti, di dimensioni e portate così ridotte, si "sentono" maggiormente le variazioni dei parametri di progetto: la nascita, ad esempio, di una piccola-media industria già può modificare completamente i parametri assunti inizialmente per il progetto.

^{1.3} Per maggiori dettagli sull'argomento, consultare i seguenti testi: "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" Centro studi deflussi urbani; Hoepli; capitolo 7; "Depurazione delle acque"; Calderini; Luigi Masotti; capitolo 10.





1.7 PRINCIPALI ASPETTI CHIMICI, BIOLOGICI ED ORGANOLETTICI DELLE ACQUE REFLUE

1.7.1 PREMESSA

Le caratteristiche descritte precedentemente, relative al carico idraulico, organico, e ai solidi totali (solidi sospesi e disciolti), sono fondamentali per il dimensionamento degli usuali impianti di depurazione delle acque di rifiuto civili, ed in genere dei sistemi di smaltimento dei liquami. Tuttavia, per un corretto dimensionamento e per poter monitorare l'impianto durante l'esercizio, è necessario porre attenzione ad altre caratteristiche non meno importanti delle precedenti caratteristiche elencate per i liquami.

1.7.2 ASPETTO E ODORE

I reflui derivanti unicamente da rifiuti organici di natura umana sono caratterizzati da colore normalmente grigio, con una concentrazione di ossigeno disciolto normalmente su $1 \div 2 \text{ mg/l}$, e presentano un odore caratteristico pungente anche se non particolarmente fastidioso. Queste sono le caratteristiche di un liquame civile considerato come "fresco", ovvero un liquame che non è diventato "settico" a causa di un'eccessiva permanenza in fognatura. Quest'ultimo tipo di refluo è, ovviamente, più maleodorante e con colorazione decisamente scura, tendente al nero. In un refluo settico si trovano in soluzione soprattutto idrogeno solforato (H_2S), dal tipico odore di "uova marce", presente mediamente in concentrazioni di $1 \div 2 \text{ mg/l}$, ma anche, in casi particolari, in concentrazioni di $5 \div 10 \text{ mg/l}$.

1.7.3 CARATTERISTICHE BIOLOGICHE

Nei reflui civili sono presenti popolazioni ben miscelate di microrganismi vari (*batteri, funghi, protozoi, alghe*, ecc.). Questi stessi microrganismi, se posti in condizioni ambientali a loro idonee e favorevoli, realizzano quei processi biologici aerobi ed anaerobi che si sfruttano nella depurazione.

Oltre a questi microrganismi, già presenti in natura anche nel terreno, un refluo contiene anche dei microrganismi patogeni, responsabili delle più diffuse malattie endemiche locali e che possono assumere concentrazioni elevatissime in particolari periodi di epidemie.

Il tempo di sopravvivenza di questi microrganismi patogeni nei liquami grezzi è tanto più lungo quanto più bassa è la temperatura, e quanto minore è l'azione di agenti esterni antagonisti, in particolare le radiazioni solari.

Si evidenzia, in tal modo, il notevole grado di pericolosità insito nella manipolazione dei liquami e dei fanghi di depurazione, nei quali tende a concentrarsi parte dei microrganismi patogeni presenti originariamente nei liquami.

Comunque, i fenomeni di eliminazione dei microrganismi patogeni avvengono sempre gradualmente lungo la linea di trattamento della depurazione, in quanto





•PARTE I
48 •Le acque reflue
•
•

tali microrganismi necessitano sempre di particolari condizioni ambientali per sopravvivere.

1.7.4 PARTICOLARI CARATTERISTICHE CHIMICHE: DETERSIVI, OLI E GRASSI

I detersivi sintetici si trovano in un refluco civile normalmente in concentrazioni di $10 \div 15 \text{ mg/l}$ come MBAS (“*Metilhen Blue Active Substances*”). Il carico specifico è di circa $2 \div 4 \text{ g/d} \times ab$. Valori maggiori si possono riscontrare, ovviamente, solo in scarichi di tipo industriale (industrie tessili, lavanderie, ecc.).

Oli e grassi si trovano presenti nei liquami civili con un contributo specifico valutabile circa a $50 \text{ g/d} \times ab$, ma potrebbe anche essere decisamente maggiore.

1.7.5 I METALLI PESANTI NELLE ACQUE REFLUE

Nelle acque reflue è possibile rilevare la presenza di forme ioniche di metalli, quali, ad esempio, il ferro, il rame, lo zinco, il cadmio, il manganese, il mercurio, il cromo, il cobalto, il nichel ed il piombo. Con la dizione “*metalli pesanti*” vengono indicati convenzionalmente tutti i metalli che presentano una densità relativa maggiore di 7 g/cm^3 . In concentrazioni eccessive, i metalli pesanti presentano un’azione tossica che inibisce i processi di depurazione biologica dei liquami e i processi di stabilizzazione biologica dei fanghi. Concentrazioni elevate di metalli pesanti possono registrarsi anche in acque di rifiuto di origine civile, dovute alle polveri delle strade, al dilavamento dei tetti, ecc. Alte concentrazioni possono essere reperibili quando nelle acque di rifiuto si trovino anche particolari scarichi industriali.

Le concentrazioni massime tollerabili nei trattamenti biologici dei liquami sono dell’ordine di $5 \div 10 \text{ mg/l}$ di metalli. La maggior parte dei metalli pesanti, in piccole concentrazioni, non sono nocivi, ma risultano addirittura indispensabili^(1.4) come sostanze fondamentali per lo sviluppo dei batteri e degli organismi che presiedono alla depurazione. Le percentuali di abbattimento dei metalli pesanti da parte dei processi depurativi sono abbastanza elevate, tuttavia vi può essere la conseguenza di un’alta concentrazione di metalli pesanti nei fanghi di supero, con inconvenienti nelle successive fasi di stabilizzazione biologica e di smaltimento finale.

^(1.4) Tutti i microrganismi esigono, per il loro sviluppo, di elementi fondamentali quali carbonio, azoto, fosforo, zolfo ed inoltre tracce di altri elementi quali calcio, potassio, zinco, ferro, manganese, magnesio, rame, cobalto. Tutti questi elementi si ritrovano nelle acque di rifiuto domestiche in quantità sufficienti e bialnciate, mentre possono presentarsi carenze nel caso di presenza nei liquami di acque di rifiuto industriali (particolarmente carenze di azoto e fosforo), che possono essere all’origine di disturbi anche molt gravi nei processi depurativi biologici. Generalmente, per un equilibrato sviluppo dei microrganismi, è opportuno che siano presenti rapporti *BOD/N/P* pari a circa $100/5/1$.





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE

1.7 Principali aspetti chimici, biologici ed organolettici delle acque reflue 49

Sostanze	[1]	[2]	[3]
Al	15 ÷ 26		
NH ₄ ⁺	480		
As	0,1	0,1	
Bo	0,05 ÷ 100	1	
Cd	10 ÷ 100	1 ÷ 100	2 ÷ 5
Ca	2500		
Cr (IV)	1 ÷ 10	1 ÷ 10	0,5
Cr (III)	50	50	3 ÷ 10
Cu	1	0,2	1 ÷ 5
CN	0,1 ÷ 5	0,1	0,3 ÷ 2
Fe	1000		
Pb	0,1	0,1	
Mn	10	10	
Mg	–		
Hg	0,1 ÷ 5		
Ni	1 ÷ 2,5		2 ÷ 10
Ag	5		
SO ₄	–		400
Zn	0,08 ÷ 10	0,1 ÷ 10	5 ÷ 20
Fenoli	200		200 ÷ 1000

Tabella 1.7 –
Concentrazioni
limite (mg/litro)
delle sostanze
"tossiche" nei fan-
ghi attivi, secondo
varie fonti.

(Nota) Dati da fonti:

[1]: "Wastewater treatment plant design"; Water Pollution Control Federation, American Society for Civil Engineers; (1979);

[2]: "Federal Guidelines, State and Local Pretreatment Program"; U.S. EPA; Augustus; (1975);

[3]: "Lehr und Handbuch der Abwassertechnik"; Wilhelm & Sohn; (1979).

Interessanti osservazioni riguardo la tossicità dei metalli pesanti sui fanghi si possono reperire nel testo: "Depurazione biologica" di Renato Vismara, al paragrafo 7 del capitolo 4, pagg. 112 ÷ 126.

La presenza di eccessive concentrazioni di metalli pesanti implica un effetto tossico sui metabolismi microbici delle biocenosi addette alla depurazione, con il risultato che le velocità di rimozione della sostanza biodegradabile viene diminuita o addirittura bloccata. In generale, tali effetti di inibizione dipendono ovviamente dalle particolari sostanze presenti e dalle relative concentrazioni. Gli effetti degli inibitori sulla depurazione possono distinguersi sostanzialmente in due categorie:

- *effetto diretto* sui microrganismi: la sostanza inibitrice agisce sul metabolismo batterico provocando una diminuzione della sua velocità di assimilazione del substrato e il blocco totale della sua attività. Questo fenomeno si può rilevare, ad esempio, mediante tecniche di misurazione respirometrica;





•PARTE I
50 •Le acque reflue



– *effetto indiretto* sulle caratteristiche di sedimentabilità dei fanghi, come conseguenza dello sviluppo e predominanza di biocenosi batteriche non flocculanti; con la conseguenza di un'eccessiva perdita di biomassa per fenomeni di *bulking* e *deflocculazione*.

Il grado di inibizione dipende in maniera diretta dalla concentrazione ionica, dal tipo di sostanza, dalla sua solubilità e dalla sua concentrazione. Può verificarsi, in particolare, che un'alta concentrazione di tossici presenti come precipitati o come complessi ionici non provochi nessun fenomeno di inibizione. Viceversa, i precipitati possono ritornare in forma disciolta al variare del pH e, di conseguenza, provocare effetti tossici sui microrganismi.

Un'importante considerazione riguarda, inoltre, l'eventuale presenza della sostanza inibitrice in modo saltuario o in modo continuo nella biomassa. È, infatti, noto che concentrazioni continuamente presenti di sostanze inibitrici si rivelano meno dannose di concentrazioni saltuarie (scarichi tossici improvvisi), in quanto la costanza di qualità di uno scarico consente – almeno in linea di principio – la selezione e l'adattamento di specie batteriche più resistenti.

Si deve tenere, inoltre, presente che l'effetto degli inibitori risulta meno marcato nelle vasche a miscelazione completa (forma a pianta quadrangolare) e a lungo tempo di detenzione idraulica, in virtù della conseguente notevole diluizione delle sostanze in seno alla biomassa. Si può affermare che, mentre per i metalli insolubili risulta efficace una loro eliminazione per sedimentazione, per quelli presenti in forma ionica risultano necessari opportuni trattamenti (assorbimento su polimeri batterici extracellulari).

Come già detto, l'influenza dei tossici sulla depurazione dipende molto dalla concentrazione e dalla costanza con cui tali tossici vengono sversati in fognatura, oltre che da eventuali effetti di sinergismo o antagonismo tra le diverse sostanze presenti. A tal riguardo sono state fatte molte ricerche per fissare i limiti di tossicità dei trattamenti biologici. Come si può notare dai dati riportati nella tabella 1.7, i risultati cui sono pervenuti molti ricercatori risultano estremamente variabili, per cui le conclusioni che se ne possono trarre sono di larga massima. In particolare, la tabella 1.7 è stata compilata nei riguardi dei tossici che agiscono negli impianti a fanghi attivi.

Su questo importante problema, circa la definizione di un criterio per l'accettabilità degli scarichi industriali nelle fognature, risulta utile il seguente testo: “*Criteri per l'accettabilità degli scarichi nelle pubbliche fognature*” di RENATO VISMARA (vol. 32, n. 3; 1984).^(†)

[†] Per maggiori dettagli in merito alla tossicità e all'inibizione si consulti anche il seguente testo: “*Il problema degli inibitori nei trattamenti biologici dei liquami misti domestici e industriali*”; Ingegneria Ambientale; XI, 8; 1982; di R. VISMARA.





1.8 CARATTERISTICHE IDRAULICHE DEI LIQUAMI IN FUNZIONE DEL TEMPO E DEL TIPO DI FOGNATURA^(†)

1.8.1 PREMESSA

Come accennato al paragrafo 1.5.1, una delle caratteristiche primarie che caratterizzano un refluò è la portata liquida con cui viene scaricato nell'ambiente. Questo parametro è, infatti, di fondamentale importanza per poter dimensionare i volumi utili delle varie sezioni depurative di un impianto.

In generale, questa caratteristica idraulica dipende da molti fattori. I più importanti sono:

- il tipo di provenienza (scarichi civili e/o industriali) e l'origine (città, campagna, ecc.);
- l'entità presente e futura dello scarico (numero di abitanti);
- il tipo di fognatura e il suo stato.

Nell'individuazione dei parametri di dimensionamento idraulico di un impianto, per tenere conto il più possibile dei punti appena elencati, si ricorre alla definizione e all'introduzione delle seguenti grandezze:

- portata nera o di tempo asciutto (precedentemente indicata col simbolo Q_n e accennata al paragrafo 1.5.1);
- portata di punta della portata nera: $k \times Q_n$;
- portate pluviali o portata di pioggia Q_p (accennata al paragrafo 1.3.2).

Nelle portate di tempo asciutto confluiscono tutte le acque provenienti da scarichi di origine civile e/o industriale ed eventualmente le acque provenienti dal drenaggio della falda urbana. Queste portate possono defluire in **fognatura mista**, assieme alla portata delle acque di pioggia (acque pluviali), o in apposite reti fognarie chiamate generalmente fognature per sole acque nere o **fognatura separata**. Osservazione importante è che, di regola, il computo della portata nera presenta notevoli incertezze, in quanto risulta assai difficoltosa la previsione della richiesta di acqua potabile della popolazione e dei centri industriali. Oltre a ciò, non è agevole prevedere la percentuale di acque distribuita che raggiunge il collettore fognario e la distribuzione della portata nell'arco della giornata. Come riportato al paragrafo 1.5.1, la portata nera Q_n viene normalmente determinata facendo riferimento agli utenti da servire, alla dotazione per abitante e per giorno (**carico idraulico specifico** C_{idr}) e ad un opportuno coefficiente

[†] Per maggiori dettagli in merito ai parametri idraulici che intervengono nel dimensionamento delle reti fognarie e degli impianti di depurazione consultare il testo: "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione"; CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI; Hoepli. Cap. 5.





•PARTE I
 52 •Le acque reflue
 •
 •

di dispersione (coefficiente di afflusso in fognatura Ψ) che tiene conto della frazione di acqua distribuita che non perviene alla rete fognaria.

1.8.2 LA PREVISIONE DELLA POPOLAZIONE ALLACCIATA ALLA FOGNATURA

Il progetto dell'impianto di depurazione, e quindi anche della rete fognaria, è opportuno che tenga conto anche degli indici di fabbricabilità previsti nel Piano Regolatore Generale. In base a questo dato, misurabile in termini di cubatura per ettaro (m^3/ha), si ha infatti un ordine di grandezza sulla densità abitativa prevista dal Piano Regolatore stesso. Analogamente, per poter avere un ordine di grandezza sull'entità dell'utenza da servire, si può fare riferimento al cosiddetto *indice volumetrico capitario* (m^3/ab), che indica la cubatura necessaria per abitante. In base al D.L. 2 aprile 1968, valori di riferimento dell'indice volumetrico capitario sono:

- zone residenziali: $80 \div 100 m^3/ab$;
- zone turistiche: $50 m^3/ab$;
- zone a terziario: $100 m^3/ab$.

Bisogna, comunque, tenere in considerazione che molti elementi della rete fognaria e dell'impianto di depurazione devono essere dimensionati per un esercizio distribuito lungo un arco temporale maggiore di quello relativo alle previsioni urbanistiche (massimo *20 anni*). Per tale motivo, risulta necessario sviluppare un modello di previsione di crescita della popolazione, tenendo ovviamente conto dei dati demografici dedotti dai censimenti decennali della popolazione. Molti sono le leggi impiegate per meglio prevedere l'andamento futuro di una popolazione in base ai dati storici e in base alle previsioni urbanistiche. Qui si riporta, a titolo di esempio, un modello di crescita di tipo esponenziale. Esso è esprimibile nella seguente forma:

$$P_t = P_0 \times (1 + f_c)^t$$

dove:

- P_0 è il numero di popolazione attuale;
- P_t è il numero di popolazione prevista tra t anni;
- f_c è il fattore di crescita medio annuale, stimabile in base ai dati demografici deducibili dai censimenti della popolazione pubblicati dall'ISTAT o da dati disponibili presso gli uffici anagrafe dei singoli Comuni.

C'è da tenere presente che la suddetta legge di crescita esponenziale può applicarsi solamente se non sono previsti nell'area degli interventi rilevanti di industrializzazione o deindustrializzazione, fenomeni migratori o simili.





Tuttavia, negli ultimi vent'anni, in Italia si è assistito ad un appiattimento dei valori del fattore di crescita che ha raggiunto valori vicini allo zero, per cui l'aumento di popolazione di un centro abitato rimane funzione essenzialmente dei flussi migratori. Infatti, si è visto che questi ultimi sono determinati essenzialmente dall'offerta di attività lavorative o dalla nascita di centri industriali. Pertanto, qualsiasi variazione della popolazione è opportuno che sia stimata principalmente basandosi sull'analisi delle previsioni urbanistiche piuttosto che da sole previsioni puramente statistiche.

1.8.3 LA VARIAZIONE NEL TEMPO DELLA PORTATA NERA NELLA FOGNATURA SEPARATA

La portata nera Q_n può essere calcolata, in termini di litri giornalieri, tramite la seguente espressione:

$$Q_n = \Psi \times C_{idr} \times N$$

dove:

- C_{idr} è il carico idraulico specifico (vedere paragrafo 1.5.1) misurato come litri/d \times ab;
- N è il numero di abitanti serviti (ab);
- Ψ è il coefficiente di afflusso in fognatura (generalmente pari a 0,7 ÷ 0,8).

La portata nera è una grandezza variabile nel tempo ed è funzione dei consumi idrici. Pertanto, in funzione dei consumi, la portata nera sarà soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliera e orarie.

I differenti valori assunti da questa grandezza vengono, di regola, stimati moltiplicando il valore medio calcolato Q_n per un opportuno coefficiente di origine sperimentale.

Nel dimensionamento di alcune sezioni degli impianti depurativi, ha notevole importanza la stima dei massimi valori possibili per la portata nera. Pertanto, i due parametri idraulici di progetto sono:

- il valore medio giornaliero Q_n ;
- il valore di punta $Q_{punta} = k \times Q_n$.

Come valore di punta si deve intendere il valore della portata nel giorno e nell'ora di massimo consumo prevedibili durante tutto l'arco di un anno. Un'espressione analitica per calcolare il valore attendibile del coefficiente k è la seguente (vedere figura 1.4):

$$k = \frac{Q_{punta}}{Q_n} = 15,85 \times N^{-0,167}$$



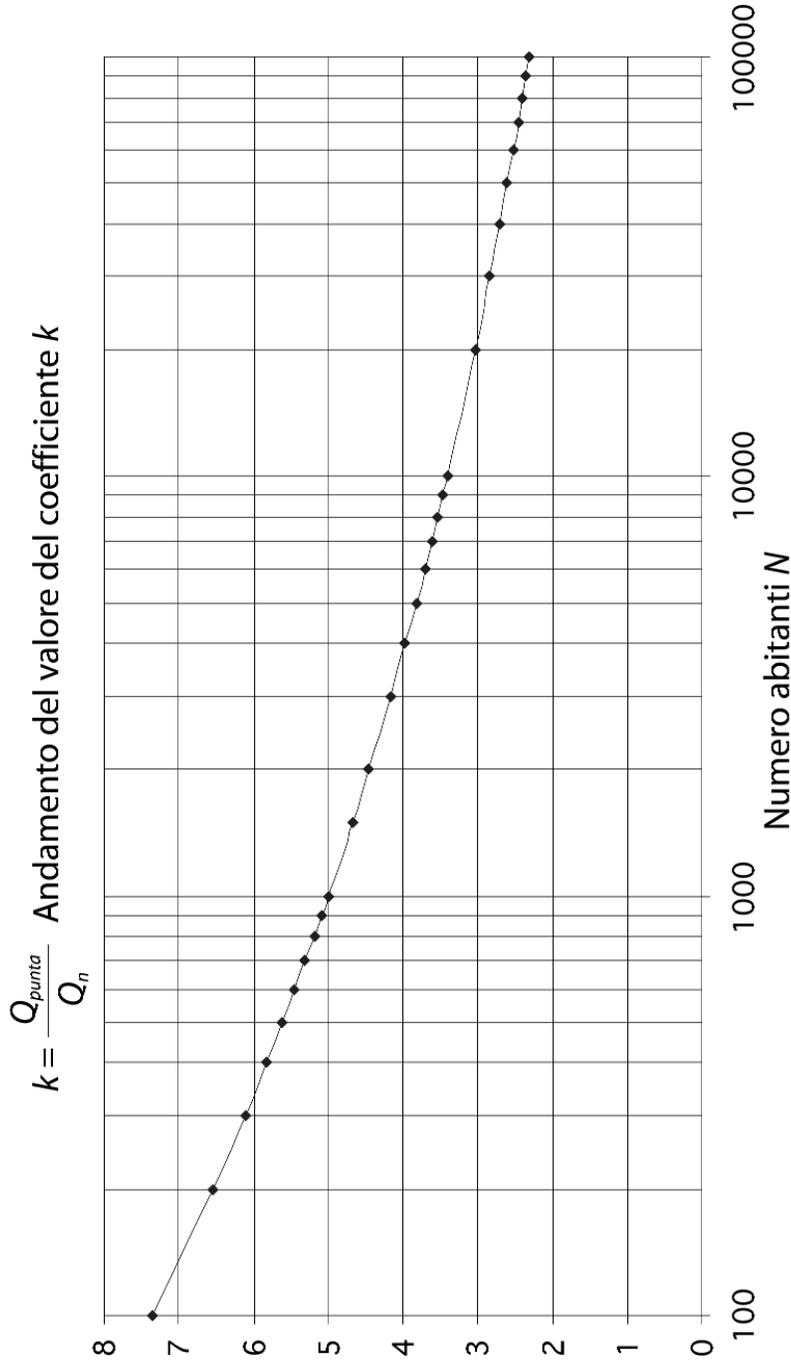


Figura 1.4 – Andamento del rapporto fra la portata di punta e la portata media (portata nera) in funzione del numero di abitanti. Il grafico è stato ottenuto graficando la funzione: $K = 15,85 \times N^{-0,167}$.





dove:

- k è il coefficiente di punta;
- N è il numero di abitanti da servire.

Osservando la figura 1,4, si può notare come il valore del **coefficiente di punta** k diminuisca all'aumentare della popolazione servita. Per i piccoli impianti, quindi, le punte della portata nera risultano estremamente più sensibili rispetto a quelli relativi ad impianti più grandi. Questi elevati valori dei coefficienti di punta per i piccoli impianti, se applicati *tout-court* nella progettazione degli impianti, possono determinare eccessivi dimensionamenti delle sezioni maggiormente dipendenti da fattori di tipo idraulico, come ad esempio la fase di sedimentazione. In realtà, si è osservato che, quanto più elevati sono i valori di k , tanto minore risulta la durata delle portate di punta. Pertanto, adottando nell'impianto di depurazione un'opportuna capacità di compenso, le conseguenze di punte molto elevate ma di breve durata, possono essere completamente ammortizzate. È per questo che, in fase di progettazione, quando non interessi basarsi su criteri di particolare prudenza, le punte istantanee di carico idraulico possono venire convenientemente diminuite a discrezione del Progettista, e in base ai dati disponibili. In ogni caso, bisogna tenere presente che l'adozione di coefficienti di punta ridotti possono adottarsi per il dimensionamento di quelle fasi intermedie (ad esempio vasche di sedimentatori, di dissabbiatori, ecc.) per i quali si possa prevedere in anticipo un certo margine di capacità di compenso, dotandole di volumi adeguati. Viceversa, quelle unità di trattamento preliminare, quali la *grigliatura*, la *triturazione*, lo *sfiore delle acque di piena*, ecc., dovranno essere dimensionate facendo riferimento alle effettive portate di punta, e quindi ai valori effettivi calcolati per il coefficiente di punta k .

ESEMPIO 1.3

Si debba calcolare la portata nera e la portata di punta per un impianto di depurazione che deve servire un centro abitato di circa $N = 4000$ abitanti. Si consideri una fognatura di tipo separato.

Soluzione. Concordemente ai dati riportati in tabella 1.3, per un centro abitato di circa $N = 4000$ abitanti si ipotizza siano state effettuate precise valutazioni sull'entità del carico idraulico specifico (vedere paragrafo 1.5.1).

Tale valore sia stato valutato pari a:

$$C_{idr} = 250 \text{ litri/d} \times ab;$$





•PARTE I
 56 •Le acque reflue
 •
 •

Per tenere conto del fatto che non tutta l'acqua che giunge agli utenti per mezzo dell'acquedotto viene poi da questi scaricata nelle fogne, si assume un coefficiente di afflusso in fognatura pari a:

$$\Psi = 0,8$$

Essendo il numero degli abitanti $N = 4000$, il valore della portata nera risulta pari a (vedere esempio 1.1):

$$Q_n = \Psi \times (N \times C_{idr.}) = 0,8 \times [(4000 \text{ ab}) \times (250 \text{ litri/d} \times \text{ab})] = 800'000 \text{ litri/d} = \\ = (800'000 \text{ litri/d}) / (1000 \text{ litri/m}^3) = 800 \text{ m}^3/\text{d}.$$

In base ai valori del grafico 1,4, per un numero di abitanti $N = 4000$ corrisponde un valore del coefficiente di punta pari a:

$$k = 4$$

Pertanto, il valore di punta della portata nera risulta:

$$Q_{punta} = k \times Q_n = 4 \times (800 \text{ m}^3/\text{d}) = 3200 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Pertanto, i due parametri di progetto di natura idraulica sono, nel caso di fognatura separata:

– <u>portata nera:</u>	Q_n	=	$800 \text{ m}^3/\text{d};$
– <u>portata di punta:</u>	Q_{punta}	=	$3200 \text{ m}^3/\text{d}.$

Osservazioni. Le acque di drenaggio e le acque di eventuali sorgenti e piccoli corsi d'acqua che risultino allacciate con il collettore della rete fognaria possono rappresentare un'aliquota elevata della quantità d'acqua complessiva da trattare all'impianto di depurazione. Pertanto, è necessario conoscere l'esistenza o meno di queste fonti, in modo da evitare, ove possibile, che questi apporti idrici pervengano all'impianto. Infatti, queste acque non essendo acque inquinanti, costituiscono un'aggravio sensibile alle spese d'impianto e di gestione per il processo depurativo, oltre ad incidere notevolmente sul carico inquinante complessivo che si riversa nel corpo idrico ricettore.

Variazioni sensibili dei carichi idraulici possono venire, anche, da particolari lavorazioni industriali che sversano sulla rete fognaria. Tali portate possono rivelarsi talmente alte da rendere necessaria l'adozione di appositi pretrattamenti di **equalizzazione**, prima dell'immissione nella rete fognante.





1.8.4 LA PORTATA NERA E LA PORTATA DI PIOGGIA NELLA FOGNATURA MISTA

Quando all'impianto di depurazione viene convogliata la portata nera Q_n congiuntamente alla portata di pioggia Q_p , durante l'evento meteorico, si registrano dei valori totali di portata $Q_{tot} = Q_p + Q_n$ elevatissimi, con Q_p pari anche a $100 \div 150$ volte la massima portata delle acque nere:

$$Q_{pioggia} \approx 100 \div 150 \times (k \times Q_n)$$

Tale portata, quindi, non è praticamente trattabile dall'impianto, essendo necessaria l'adozione di volumi abnormi per le vasche dell'impianto.

Per tale ragione, a monte dell'impianto di depurazione viene installato un dispositivo idraulico (**scaricatore di piena**) dimensionato in modo da provvedere allo smaltimento di parte delle acque meteoriche, non appena la portata Q_{arrivo} in arrivo dalla rete fognante mista supera un certo valore $Q_{ammessa}$ multiplo della portata nera: $Q_{arrivo} \geq Q_{ammessa} = c \times Q_n$.

Il coefficiente c è quindi detto **coefficiente di diluizione**, e risulta evidentemente maggiore di 1, dovendo essere $Q_{ammessa} \geq Q_n$.

Lo scaricatore di piena è un particolare manufatto idraulico con la funzione di frazionare la portata in arrivo Q_{arrivo} in una parte da avviare alle prime sezioni di trattamento dell'impianto $Q_{ammessa}$ e in una rimanente ($Q_{sfioro} = Q_{arrivo} - Q_{ammessa}$) da sfiorare direttamente verso il corpo idrico ricettore.

Il procedimento per il calcolo dei parametri progettuali da assumere per le varie sezioni di impianto si poggia sul computo delle portate $Q_{ammessa}$ e Q_{sfioro} che lo scaricatore di piena deve smistare.

A tal proposito, si può cominciare con lo scrivere la somma delle portate ammesse a valle dello scaricatore di piena nelle prime sezioni di trattamento dell'impianto:

$$Q_{ammessa} = Q_n + Q_{pioggia}$$

Dove si deduce che:

- Q_n è la portata nera calcolata;
- $Q_{pioggia}$ deve essere la rimanente portata di acqua dovuta, quindi, ad apporti di natura meteorica.

In base alla definizione del *coefficiente di diluizione* c , si può anche scrivere la seguente relazione:

$$Q_{ammessa} = c \times Q_n = Q_n + (c - 1) \times Q_n = Q_n + Q_{pioggia}$$





•PARTE I
 58 •Le acque reflue
 •
 •

Pertanto, la portata di acqua meteorica $Q_{pioggia}$ ammessa ai trattamenti preliminari si ricava dall'uguaglianza del II° e III° membro dell'equazione appena scritta:

$$Q_{pioggia} = (c - 1) \times Q_n.$$

In una fogna mista si assume l'ipotesi che, durante l'evento meteorico, avvenga (nelle tubazioni della rete fino allo scaricatore di piena) una miscelazione completa tra la portata nera Q_n e l'intera portata di acqua meteorica. A maggior ragione, si dovranno considerare completamente miscelate le due portate Q_n e $Q_{pioggia}$ ammesse all'impianto.

Convieni supporre, inoltre, che tutte le sostanze inquinanti siano presenti in queste due componenti con concentrazioni di BOD_5 sempre costanti durante l'evento e che siano assenti fenomeni di sedimentazione nelle tubazioni della rete fognaria e che non vi siano, inoltre, trasformazioni biochimiche delle sostanze convogliate. In questo modo, se si indica con:

- $[BOD_5]_n$ la concentrazione di inquinante prevedibile nella portata nera;
- $[BOD_5]_p$ la concentrazione di inquinante prevedibile nell'intera portata di pioggia e quindi nella frazione $Q_{pioggia}$ ammessa in depurazione;

allora la concentrazione media ponderale $[BOD_5]_{pond}$ della portata $Q_{ammessa}$ può esprimersi in funzione delle portate Q_n e $Q_{pioggia}$ ed in funzione delle relative concentrazioni prevedibili:

$$[BOD_5]_{pond} = \frac{([BOD_5]_n \times Q_n) + ([BOD_5]_p \times Q_p(t))}{Q_n + Q_p(t)}.$$

Dove si è tenuto presente che, durante l'evento meteorico, supponendo Q_n costante, la portata relativa alle piogge $Q_p = Q_p(t)$ varia nel tempo fino all'atto dello sfioramento, quando raggiunge il massimo valore $Q_{pioggia}$ che si vuole avviare all'impianto.

In virtù di questa relazione, si potrebbe, in prima approssimazione, dimensionare lo scaricatore in modo che la concentrazione $[BOD_5]_{pond}$ sia scesa a valori compatibili con la natura del corpo idrico ricettore.

A tale proposito, conviene esplicitare il valore della concentrazione ponderale dell'inquinante in funzione delle variabili che intervengono nel momento in cui inizia lo sfioro dal manufatto idraulico. Tale situazione si ha evidentemente per:

$$Q_p(t) = Q_{pioggia} = (c - 1) \times Q_n;$$

pertanto, sostituendo al valore $Q_p(t)$ il suo valore massimo consentito, si può calcolare la concentrazione dell'inquinante al momento dello sversamento. Ovvero, quindi, la concentrazione dell'inquinante che tramite la portata sfiorata dal manufatto viene scaricata nel corpo idrico ricettore:





$$[BOD_5]_{adm} = \frac{([BOD_5]_n \times Q_n) + ([BOD_5]_p \times (c-1) \times Q_n)}{Q_n + (c-1) \times Q_n} = \frac{[BOD_5]_n + [BOD_5]_p \times (c-1)}{c}$$

A questo punto, note a priori le concentrazioni $[BOD_5]_n$ e $[BOD_5]_p$, e fissata la concentrazione ammissibile $[BOD_5]_{adm}$ per l'inquinante sfiorato nel ricettore, dalla precedente equazione si calcola il *rapporto di diluizione* c di progetto e quindi la portata $Q_{ammessa} = c \times Q_n$ per il dimensionamento idraulico dello scaricatore.

ESEMPIO 1.4

Si consideri una rete fognaria mista che convoglia in tempo secco (assenza di pioggia) una concentrazione media di inquinante $[BOD_5]_n = 300 \text{ mg BOD}_5/l$. Si consideri, inoltre, che da opportune analisi chimiche sulle sole acque di pioggia il valore medio della concentrazione di inquinante BOD_5 delle acque meteoriche defluenti sulle superfici urbane sia pari a circa $[BOD_5]_p = 10 \text{ mg BOD}_5/l$. Si vuole conoscere la portata ammissibile per poter dimensionare idraulicamente il manufatto (esempio 1.8). Si ipotizzi che la concentrazione accettabile per l'acqua sfiorata al corpo idrico ricettore sia $[BOD_5]_{adm} = 38 \text{ mg BOD}_5/l$.

Soluzione. In base ai dati disponibili è possibile scrivere l'equazione che mette in relazione la concentrazione ammissibile dell'inquinante nella portata sfiorata con il coefficiente di diluizione c :

$$[BOD_5]_{adm} = 38 \text{ mg BOD}_5/l = \frac{(300 \text{ mg BOD}_5/l) + (10 \text{ mg BOD}_5/l) \times (c-1)}{c}$$

Risolvendo in funzione del valore del coefficiente di diluizione c si ottiene:

$$c = \frac{290 \text{ mg BOD}_5/l}{28 \text{ mg BOD}_5/l} \approx 10,3.$$

Essendo il coefficiente di diluizione definito come rapporto tra la portata $Q_{ammessa}$ e la portata nera Q_n , lo sfioro deve iniziare solo quando la portata nera Q_n + la frazione di portata delle piogge Q_p raggiunge il valore massimo consentito:

$$Q_{ammessa} = Q_n + Q_{pioggia} = c \times Q_n = 10,3 \times Q_n$$

e cioè quando la portata dovuta alle piogge Q_p raggiunge il valore massimo ammesso:

$$Q_{pioggia} = (c-1) \times Q_n = (10,3-1) \times Q_n = 9,3 \times Q_n.$$





•PARTE I
60 •Le acque reflue
•
•

Osservazioni. Come si vede, per ottenere valori di concentrazione accettabili, avendo supposto dei valori di concentrazione degli inquinanti verosimili, risulta necessario un coefficiente di diluizione abbastanza elevato. Questo comporterebbe un notevole ingombro del manufatto di sfioro. In realtà, però, dal momento che gli scarichi dagli scaricatori presentano un carattere saltuario e non continuo, come del resto è l'evento meteorico stesso, la scelta del particolare valore del coefficiente di diluizione c da adottare per il progetto dello scaricatore è demandata alla legge e alle varie Regioni che hanno legiferato in materia in modo molto differenziato. Ad esempio, la Regione Lazio adotta valori di c compresi tra 3 e 6; la regione Lombardia, invece, senza entrare nel merito del valore del coefficiente di diluizione c , prescrive direttamente una portata ammissibile di $Q_{ammessa} = 750 \text{ litri/ab}$ se lo scarico è previsto in un corso d'acqua, o di 1000 litri/ab se lo scarico avviene in un lago o nei primi strati del sottosuolo. In generale, i valori adottati per il coefficiente c ricadono, grosso modo, nell'intervallo $2,5 \div 6$; in particolare, i valori più bassi ($2,5 \div 3$) vengono adottati per i centri urbani importanti in cui la dotazione acquedottistica è più elevata e quindi risulta minore la concentrazione degli inquinanti nelle acque nere; invece i valori più alti ($4 \div 6$) vengono adottati per centri urbani minori aventi dotazioni minori e di conseguenza concentrazioni minori di inquinante.

Si deve notare che, nel caso in cui la legislazione locale imponga l'adozione di un valore prefissato del coefficiente di diluizione c , è necessario verificare che tale valore sia compatibile con il valore del coefficiente di punta delle acque nere. Potrebbe, infatti, accadere che il valore del coefficiente fissato non sia idoneo ai particolari valori di punta assunti per la portata nera, che potrebbe essere addirittura sfiorata con concentrazioni fuori i limiti di legge.

Una significativa riduzione della frequenza e dei volumi idrici sfiorati dagli scaricatori di piena consente di ridurre sensibilmente le quantità totali di inquinanti sversate nell'ambiente. Con questa filosofia, alcuni Paesi stranieri cercano di vincolare il progetto degli scaricatori non a particolari valori del rapporto di diluizione o alla portata massima ammessa in depurazione, ma bensì ad una frequenza media annua di scarico molto limitata, pari a non più di qualche unità l'anno.^(†)

Poiché, ovviamente, la riduzione di questa frequenza non si può ottenere aumentando semplicemente la portata $Q_{ammessa}$ – ciò comporterebbe la costruzione (o la ricostruzione) di collettori derivatori con sezioni troppo elevate e non compatibili con le caratteristiche degli impianti di depurazione – è necessario l'installazione di opportune vasche di invaso (*vasche a pioggia*) ubicate in modo da trattenere temporaneamente i volumi idrici e gli inquinanti in arrivo per poi avviarli successivamente, durante i periodi di assenza di precipitazioni meteoriche, alla depurazione.

^(†) Per maggiori dettagli in merito al dimensionamento degli scaricatori di piena consultare il testo: "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione"; CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI; Hoepli. Cap. 10 pagg. 356 ÷ 365.





1.9 TRATTAMENTO IDRAULICO DELLE ACQUE DI PIENA^(†)

1.9.1 PREMESSA

Le acque di piena, come si è visto nel paragrafo precedente, risultano dalla somma tra le acque che normalmente pervengono in tempo secco e la quota di acque in tempo di pioggia (acque meteoriche di dilavamento). Le acque meteoriche nascono come acque prive di sostanze inquinanti, ma lo diventano quando esse, inevitabilmente, vengono a contatto con sostanze che si trovano sui piazzali degli insediamenti produttivi, vuoi per esigenze produttive vuoi accidentalmente: sversamenti di sostanze inquinanti.

La legge che regola la tutela delle acque è, attualmente, il Decreto Legislativo 11 maggio 1999, n° 152 “*Disposizioni sulla tutela delle acque dell'inquinamento...*”, approvato nella versione aggiornata con il D. Lgs. n° 258 del 18 agosto 2000 (correzioni ed integrazioni al D. Lgs. n° 152/99).

Tale legge, in buona sostanza, delega la trattazione del dilavamento delle acque meteoriche in generale alle Regioni, che si trovano a dover disciplinare, regolamentare i casi per cui si richiedano particolari prescrizioni e/o autorizzazioni allo scarico, nonché la possibilità di coinvolgere e trattare tali acque tramite impianti di depurazione, nel caso di supposto pericolo di inquinamento.

Si vuole qui riportare testualmente una parte della *Sentenza del Tribunale di Terni* in cui si stabilisce che le acque di dilavamento dei piazzali su cui insiste un'attività produttiva, sono assoggettate agli scarichi. Il testo recita:

“Nel contesto del decreto 152/99 lo scarico delle acque meteoriche e di dilavamento non è soggetto alla disciplina tecnica e giuridica dello scarico in senso formale...”

“Questa condizione viene verificata nel caso queste acque rimangono puramente e semplicemente tali...”

“È altrettanto chiaro che, ..., se un'acqua meteorica va a “lavare”, anche se in modo preordinato e sistematico (quindi discontinuo), un'area soggetta ad attività produttive, anche passive e trasporta con se elementi residuali di tali attività, cessa la natura pura e semplice di acqua meteorica e l'acqua diventa in qualche modo uno scarico vero e proprio e quindi va assoggettato naturalmente alla disciplina degli scarichi.”

Un'acqua meteorica considerata come scarico deve rientrare, quindi, nei limiti tabellari imposti dalla legge sulla tutela delle acque. Ovvero, deve rispettare:

[†] Per maggiori dettagli in merito all'argomento, utilissimo è il Quaderno Tecnico: “*La depurazione delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di prima pioggia*”; ING. NICOLA GRILLO; Ranieri Editore.





•PARTE I
62 •Le acque reflue
•
•

- l'Allegato 5, Tabella 3: Valori limite di emissione in acque superficiali e in fognatura (Riferimento Normativo D. Lgs. 152/99);
- l'Allegato 5, Tabella 4: Valori limite di emissione per le acque reflue urbane ed industriali che recapitano sul suolo (Riferimento Normativo D. Lgs. 152/99).

1.9.2 LA DEFINIZIONE DI ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Si ritiene utile riportare la definizione data dall'Art. 20 della L.R. Lombardia n. 62 per quella frazione di acque meteoriche note col nome di *acque di prima pioggia*. Si riporta testualmente:

“... quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm (pari a 50 mc/ha) uniformemente distribuita sull'intera superficie servita dalla rete di drenaggio.

Al fine del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in 15 minuti: i coefficienti di afflusso si assumono pari a 1 per le superfici coperte, lastricato od impermeabilizzante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.”

Sempre in riferimento alla legge Regionale Lombardia, si riportano le tipologie di industrie considerate come “*soggetti obbligati*” al trattamento delle acque di prima pioggia derivanti da superfici minime di 2000 m², computate escludendo le aree a verde, di pertinenza delle seguenti unità produttive:

- industrie petrolifere;
- industrie chimiche;
- industrie galvaniche;
- industrie conciarie;
- industrie cartiere;
- industrie per la produzione di pneumatici;
- stazioni di distribuzione carburanti;
- autofficine;
- carrozzerie;
- autolavaggi;
- depositi di mezzi di trasporto pubblico;
- depositi di rifiuti, cernita e/o trasformazione;
- depositi per la rottamazione;
- depositi per la demolizione dei veicoli;

La Deliberazione Regionale della Lombardia prevede, inoltre, che il “*trattamen-*





to delle acque di prima pioggia deve attuarsi per eventi meteorici che si succedono a distanza, l'uno dall'altro, non inferiori a 48 ore". Questo può essere giustificato dal fatto che, dal momento in cui l'acqua della prima precipitazione dilava i piazzali, è necessario un certo tempo per raggiungere quantità di inquinanti depositati sui piazzali stessi tali da pregiudicare la qualità dell'acqua del secondo dilavamento. A titolo di notizia si ritiene utile ricordare che la stessa Sentenza del Tribunale di Terni, ricalcando il concetto della Legge Lombardia n. 62, ha reso più severa la condizione per il trattamento delle acque di prima pioggia per le tipologie di industrie elencate precedentemente. Infatti, abolisce il limite di $2000 m^2$ per la dimensione della superficie da cui proviene l'acqua da trattare. I "Criteri di Pianificazione" del Piano di Risanamento delle acque della Regione Lombardia, che si sono ispirati alla Legge Regionale n. 62, prevedono, nel caso di aree di ampliamento e di espansione industriale, i seguenti interventi:

- separazione delle "acque di prima pioggia" corrivate dalle superfici scolanti a rischio di contaminazione e loro trattamento depurativo;
- smaltimento diretto di tutte le acque meteoriche provenienti dalle coperture di fabbricati nonché delle acque eccedenti le acque di "prima pioggia".

In quest'ottica, è necessario e opportuno un studio delle soluzioni tecnologiche finalizzate a contenere il rischio di inquinamento delle acque meteoriche, tramite l'adozione di interventi mirati di trattamento delle acque di prima pioggia.

1.9.3 DETERMINAZIONE DELLA MASSIMA PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE

La stima dell'entità della portata meteorica è essenziale sia per il dimensionamento dei manufatti all'interno dell'impianto depurativo, sia, in particolare, per risalire al valore probabile della portata delle acque di prima pioggia e, quindi, al calcolo dei volumi utili necessari per stoccare tutte le acque di prima pioggia. Prima di eseguire il calcolo della portata di acqua di prima pioggia, si ritiene utile riportare succintamente alcuni concetti e considerazioni fondamentali legate all'idrologia:

- ogni evento meteorico è caratterizzato da un'altezza di pioggia h (mm), da una durata t (h) e da un'intensità di pioggia $i = h/t$ (mm/h);
- ogni altezza di pioggia può essere correlata ad un tempo di ritorno t_R (tempo medio in cui l'altezza considerata, viene superata una sola volta) attraverso la cosiddetta "curva delle possibilità climatiche delle piogge intense" esprimibile nella forma: $i = a \cdot \delta^{n-1}$; dove a [mm/hⁿ] ed n (numero puro) sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, mentre δ [h] è la durata assunta per la precipitazione;





•PARTE I
64 •Le acque reflue

•
•

- a parità di curva delle piogge intense, più breve è la durata di pioggia considerata, maggiore è l'intensità di pioggia corrispondente;
- maggiore è l'intensità di pioggia, più elevata è l'azione pulitrice delle acque di prima pioggia e, quindi, minore è il tempo necessario per raggiungere una pulizia completa e minori saranno le concentrazioni degli inquinanti, in quanto diluiti in portate abbondanti;
- minore è la portata delle acque di prima pioggia, più lungo sarà il tempo necessario per raggiungere il massimo grado di pulizia e maggiori saranno le concentrazioni degli inquinanti perché diluiti in portate contenute.

All'atto pratico, risulta abbastanza arduo determinare criteri generali per il calcolo delle acque di prima pioggia che valgono per ogni evento meteorico. In ogni caso, per avere una stima di massima, vengono descritti due criteri per il calcolo del volume delle acque di prima pioggia:

- il metodo basato sul *tempo di corrivazione*;
- il metodo basato sull'*altezza di prima pioggia*.

Metodo del tempo di corrivazione. Viene definito “*tempo di corrivazione*” di una data sezione S di una rete fognante, il tempo t_{Corr} necessario alla goccia d'acqua – caduta, per precipitazione meteorica nel bacino di riferimento, nel punto più distante dalla sezione S considerata – per raggiungere, per gravità, la sezione S stessa. All'atto pratico, il tempo di corrivazione può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo che è presente nelle varie tubazioni della rete fognante, dalle tubazioni più distanti dalla sezione S fino alla sezione S stessa. In corrispondenza di un evento meteorico, una volta nota la geometria e le caratteristiche della rete fognante, è possibile risalire al tempo di corrivazione. Inoltre, durante un evento meteorico si fa l'approssimazione che solo una pioggia continua dell'ordine dei $5 \div 15$ minuti (tempo di “assorbimento” t_{ass}) è sufficiente ad immettere in soluzione acquosa la parte più significativa delle sostanze inquinanti presenti sulla superficie del bacino scolante. Pertanto, il tempo interessato dall'evento inquinante è dato dalla somma del tempo di “assorbimento” t_{ass} e del tempo di corrivazione t_{Corr} . Questo tempo t_{meteor} viene assunto come tempo di riferimento per stimare la massima portata idrica meteorica per unità di area di bacino interessato (*portata specifica al colmo di piena*: $q_p = m^3/s \times ha$). Intanto, quindi, si scriverà:

$$t_{meteor} = t_{ass} + t_{Corr}$$

Per poter poi calcolare la massima portata specifica meteorica è necessario stabilire un'intensità media di pioggia i , dei coefficienti che schematizzino il tipo di assorbimento sulle superfici scolate, la pendenza media della fognatura, ecc.





Tipologia urbana	φ	Tabella 1.8 – Valori dei coefficienti d'afflusso in funzione delle varie tipologie urbane.
<i>Zone centrali con densa fabbricazione (strade lastricate)</i>	0,70 ÷ 0,90	
<i>Zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte</i>	0,50 ÷ 0,70	
<i>Zone urbane destinate al tipo di città giardino</i>	0,25 ÷ 0,50	
<i>Zone urbane sempre non fabbricate e non pavimentate</i>	0,10 ÷ 0,30	
<i>Prati e parchi</i>	0,00 ÷ 0,25	

(Fonte) Dati ricavati dal testo: "Sistemi di fognatura manuale di progettazione"; Centro Studi Deflussi Urbani; Hoepli.

Una volta note l'intensità di pioggia i , la superficie S del bacino scolante, la pendenza media della rete fognante e le caratteristiche di assorbimento del terreno, si può calcolare *portata specifica al colmo di piena* tramite la formula seguente:

$$q_p = \frac{i \times \varphi}{360} \quad [m^3 / s \times ha],$$

dove:

- i è l'intensità di pioggia (mm/h);
- φ è il coefficiente di afflusso, dipendente dalle varie tipologie urbane in cui il deflusso si sviluppa.

Noto q_p , il volume specifico di prima pioggia v_p (m^3/ha) si ricava attraverso la seguente formula:

$$v_p = (3600 \text{ s} / h) \times q_p [m^3 / s \times ha] \times \left\{ (t_{\text{meteor}} [\text{min}]) / (60 \text{ min} / h) \right\}$$

Infine, detta S_{tot} l'area scolante complessiva, il volume totale di acqua di prima pioggia V_{tot} (m^3) si calcola semplicemente:

$$V_{\text{tot}} = v_p \times S_{\text{tot}}.$$

Metodo dell'altezza di prima pioggia. Su tale metodo si basa la L.R. n. 62 della Regione Lombardia "Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature – Tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento" che all'Art. 20 comma 2, si ricorda, recita testualmente:

"Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm, uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.





•PARTE I
66 •Le acque reflue
•
•

Al fine del calcolo delle portate si stabilisce che tale valore si verifichi in 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte lastricate od impermeabilizzate, a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.”

Tale metodo richiede l’assunzione di un valore per l’altezza d’acqua di prima pioggia h (mm) e la superficie complessiva del bacino scolante S_{tot} . Il volume delle acque di prima pioggia si calcola direttamente:

$$V_{tot}[m^3] = \left\{ (h [mm]) / (1000 mm / m) \right\} \times S_{tot}[m^2].$$

1.9.4 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Il trattamento delle acque di prima pioggia prevede un trattamento preliminare di grigliatura, dissabbiatura e disoleatura. Tramite apposito manufatto, le acque di prima pioggia vengono, poi, immesse in un’apposita vasca detta appunto “vasca di prima pioggia”. Tale vasca permette di trattare le prime acque meteoriche in arrivo all’impianto, che sono le maggiormente inquinate, prima di immetterle nel recapito. In questo modo, si cerca di assolvere allo scopo di contenere al massimo l’inquinamento del corpo d’acqua ricettore. Pertanto, le funzioni principali che una vasca a pioggia deve assumere sono:

- accumulare temporaneamente le prime acque meteoriche, che sono molto inquinate, perché “puliscono” praticamente le strade e i piazzali;
- devono permettere, durante il loro temporaneo stoccaggio, la sedimentazione delle sostanze solide.

Durante il normale esercizio, le vasche a pioggia sono generalmente tenute vuote, in modo che entrino in esercizio solo in occasione di una precipitazione di elevata intensità. Vengono poi lentamente svuotate per mezzo di pompe di sollevamento, inviando il liquame e il fango raccolti sul fondo, ai trattamenti successivi. Nei casi in cui interessi particolarmente salvaguardare il corpo d’acqua ricettore, in impianti di adeguata potenzialità, si provvede ad accumulare il più possibile le prime acque di pioggia, adottando due vasche in serie, delle quali la prima funge da semplice vasca di accumulo che, una volta riempita trattenendo le sole acque di prima pioggia, consente alle altre acque di pioggia in arrivo e meno inquinate (acque di seconda pioggia) di riempire la seconda vasca che è dotata di organi di sfioro che entrano in funzione quando, a vasca riempita, essa si comporta da vasca di sedimentazione (vedere più avanti figura 1.7). Questa disposizione consente di evitare che anche una piccola parte delle acque di prima





pioggia, le più inquinate, passi nel corpo idrico ricettore, anche se l'evento meteorico continua per una durata considerevole. Le acque meteoriche raccolte sui piazzali, infatti, possono ritenersi potenzialmente inquinate da tracce di oli lubrificanti, di carburanti, di metalli pesanti e corpi solidi in genere. L'adozione di vasche a pioggia comporta, anche, una quantità maggiore di fango sedimentabile da trattare (circa il 20%), di cui è opportuno tenere conto nel dimensionamento delle varie fasi di trattamento. L'adozione di vasche a pioggia risulta estremamente raccomandabile quando si ha a che fare con impianti di media-grande potenzialità, proprio nell'intento di tutelare quanto più possibile la purezza del corpo idrico ricettore. Infatti, dalle analisi chimiche delle prime acque meteoriche non è strano constatare degli elevati valori dei carichi sia organici che di solidi sospesi. Ciò, in maggior misura, quando la rete fognaria che alimenta l'impianto è malridotta e/o ha molte zone di ristagno.

Per avere subito un ordine di grandezza del volume delle vasche a pioggia, si possono seguire le indicazioni fornite dalle indagini del *Ministry of Housing and Local Government* inglese, le quali consigliano un volume di vasca di pioggia pari a 70 litri per ogni abitante allacciato alla fognatura. Gli schemi riportati in figura 1,5 si riferiscono al caso in cui non si prevedano vasche di prima pioggia. In tal caso, il controllo delle portate in arrivo è effettuato mediante un semplice manufatto scaricatore (scaricatore di alleggerimento) che devia verso il corpo idrico ricettore le portate eccedenti il valore limite ammesso per la depurazione.

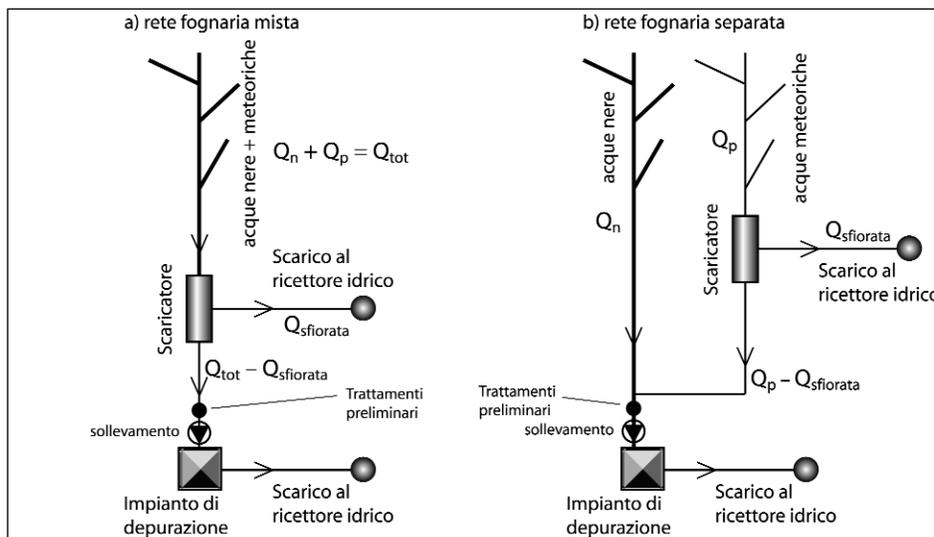


Figura 1.5 – Schemi di reti fognarie miste e separate provviste di solo manufatto scaricatore: nessun trattamento per le acque di prima pioggia.

(Illustrazioni riadattate dal testo: "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione; Centro Studi deflussi Urbani; Hoepli).





•PARTE I
68 •Le acque reflue

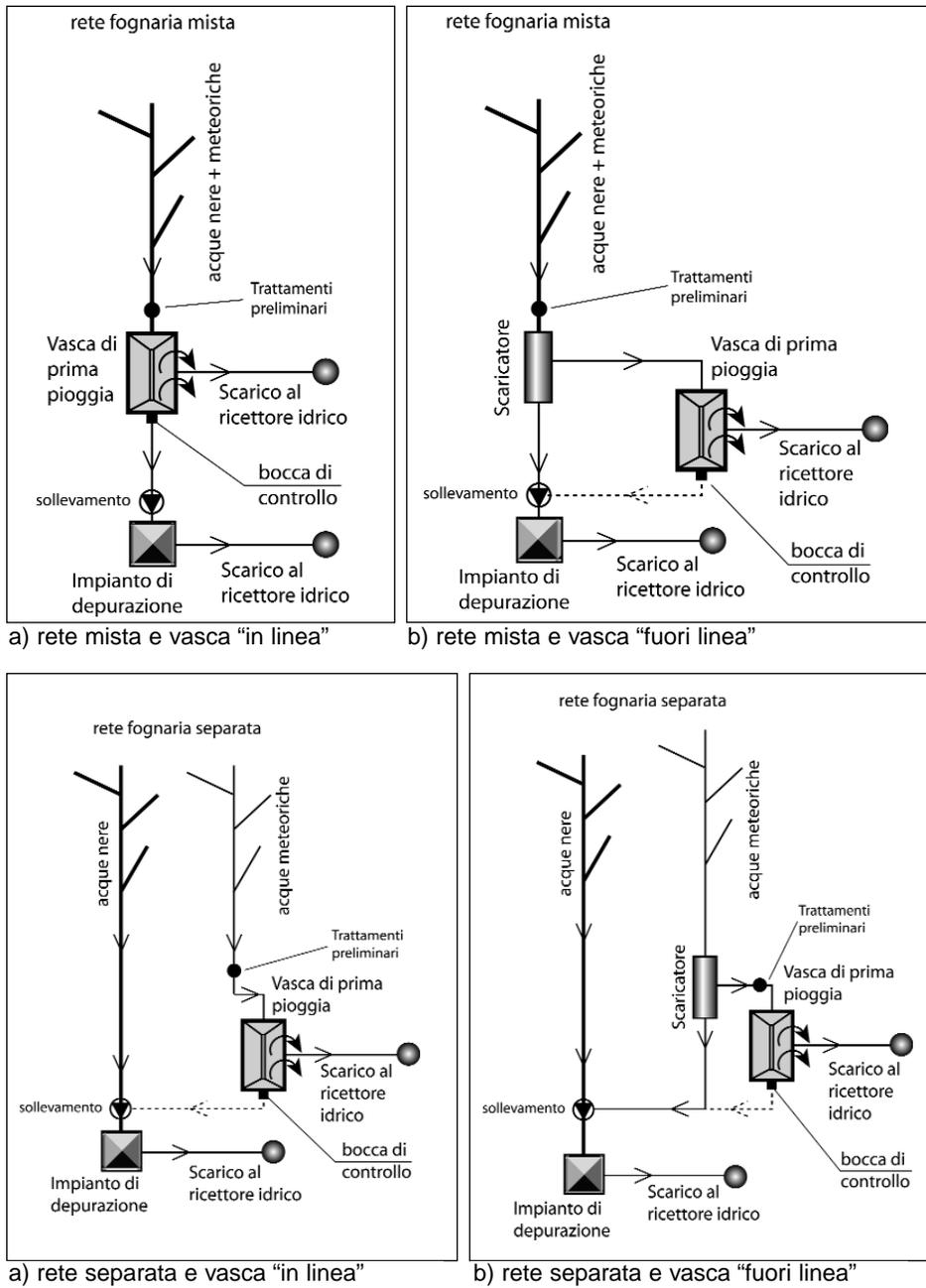


Figura 1.6 – Schemi di reti fognarie miste e separate con vasca di prima pioggia, "in linea" o "fuori linea".

(Illustrazioni riadattate dal testo: "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione; Centro Studi deflussi Urbani; Hoepli).





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
1.9 Trattamento idraulico delle acque di piena

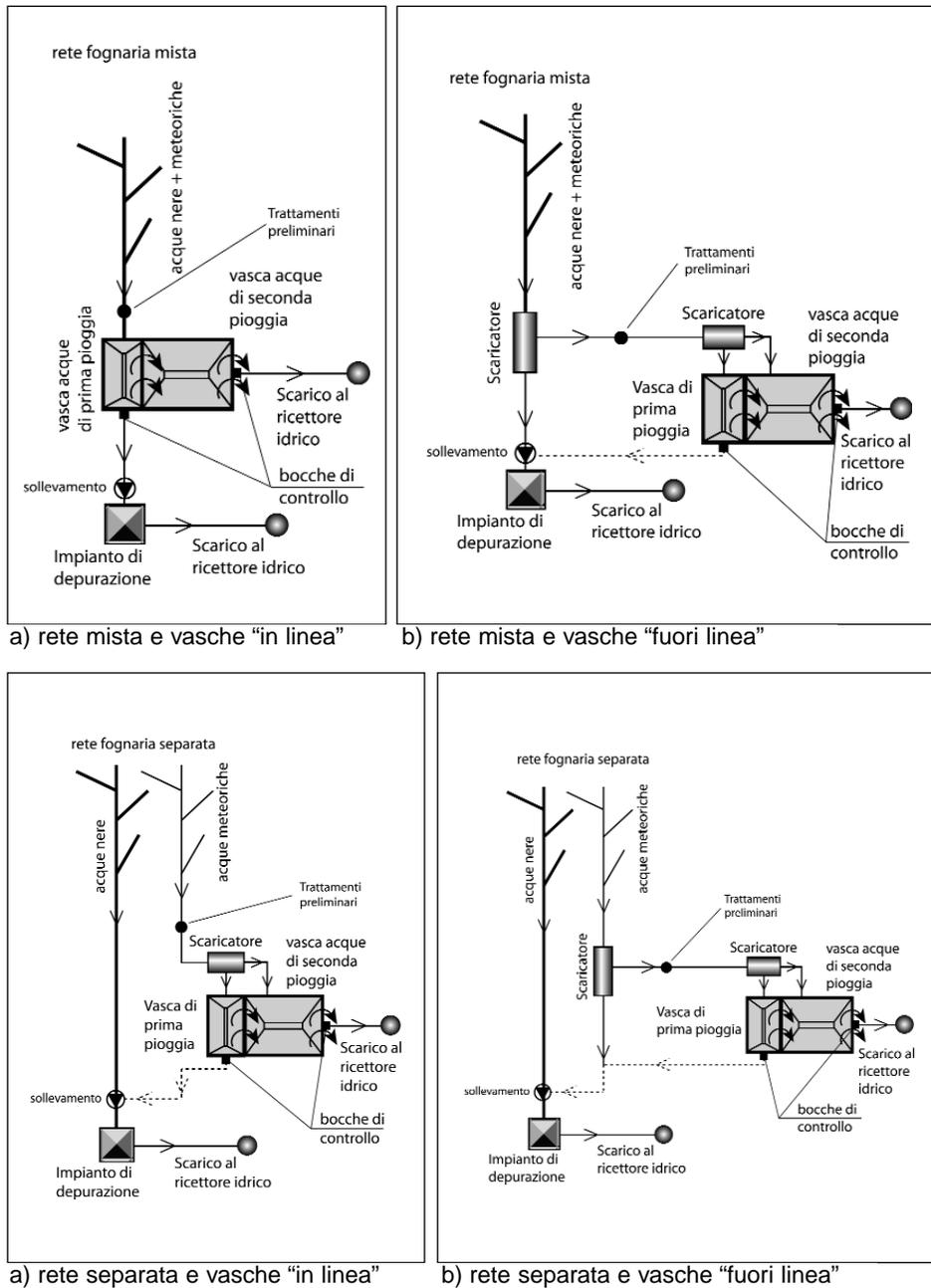


Figura 1.7 – Schemi di reti fognarie miste e separate con 2 vasche di prima pioggia (1 vasca per le acque di prima pioggia e una seconda per le acque di seconda pioggia), *"in linea"* o *"fuori linea"*. (Illustrazioni riadattate dal testo: *"Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione"*; Centro Studi deflussi Urbani; Hoeppli).





•PARTE I
 70 •Le acque reflue
 •
 •

Gli schemi riportati nella figura 1.6 si riferiscono ai casi in cui venissero previste delle singole vasche di prima pioggia, in linea o fuori linea, sia per fognature separate che miste. Infine, nella figura 1,7 si riportano esempi di applicazione di vasche a pioggia in serie, dove la prima vasca più piccola accoglie le acque di prima pioggia, fungendo da vasca di semplice accumulo, la seconda viene utilizzata per la laminazione delle acque meteoriche massime fungendo, una volta riempita anch'essa, da vera e propria vasca a pioggia con sedimentazione e sfioro nel recapito idrico finale. A monte delle vasche a pioggia è sempre consigliabile prevedere una paratoia di calma, posta proprio all'ingresso del tubo di entrata, in modo da ridurre la velocità dei liquami affluenti e in modo da non "disturbare", all'interno della vasca stessa, la sedimentazione per gravità delle sostanze solide. Nel dimensionamento delle vasche a pioggia è opportuno prevedere, per sicurezza, un incremento del $20 \div 30\%$ del volume utile calcolato, pari a sua volta alla quantità di acqua di altezza h (mm) che si raccoglie nei piazzali. Nella figura 1.8, si riporta uno schema di *lay-out* di impianto per il trattamento delle acque di piena e di prima pioggia proposta e utilizzata dagli inglesi. Per gli impianti di depurazione, la tendenza inglese è, in generale, quella di convogliare al trattamento una portata massima pari a tre volte la portata media giornaliera di tempo secco (tre volte, quindi, la portata nera), e di trattare anche, mediante una vasca di accumulo e sedimentazione (vasca a pioggia), un'ulteriore quota della portata mista pari a tre volte la portata nera. Pertanto, secondo la normativa inglese, viene trattata una portata mista pari a sei volte la portata nera, di cui tre volte la portata nera da trattare direttamente nell'impianto depurativo vero e proprio. Lo schema riportato nella figura 1.8 deve essere considerato come schema di base suscettibile di varianti, a seconda del particolare impianto, del sistema di depurazione adottato e dall'entità dell'utenza servita, nonché della possibilità o meno di poter affrontare le consistenti spese delle vasche a pioggia.

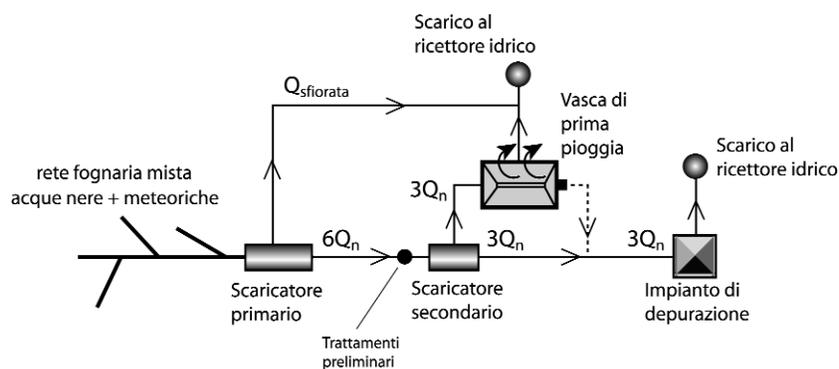


Figura 1.8 – *Lay-out* di sezione di impianto per il trattamento delle acque miste, secondo la normativa inglese.




ESEMPIO 1.5

Si vogliono trattare le acque di prima pioggia che precipitano su un'area di circa $S = 2,0$ ha (ettari), dove si trova ubicato un impianto per il trattamento dei rifiuti solidi comprensivo di aie per la maturazione del compost. La superficie in oggetto è così suddivisibile:

- 1,5 ha di superfici coperte, lastricate ed impermeabilizzate;
- 0,5 ha di superfici permeabili;
- assenza di superfici coltivate.

Come intensità massima di pioggia i_m (mm/h) si faccia riferimento a quella relativa ad un fenomeno meteorologico con tempo di ritorno t_R pari a 30 anni. Si ipotizzi, inoltre, che la lunghezza media della fognatura relativa alla superficie S ipotizzata sia di 350 m. Determinare il volume effettivo da assumere per la vasca a pioggia, utilizzando sia il "metodo del tempo di corrivazione" che il "metodo dell'altezza di prima pioggia". Progettare, infine, i canali di raccolta delle acque meteoriche scolanti su un'area di un piazzale di $S_p = 500 \text{ m}^2$ all'interno dell'area S stessa.

Soluzione1. Impiegando il "metodo del tempo di corrivazione" risulta necessario valutare la somma del tempo di assorbimento t_{ass} e del tempo di corrivazione t_{Corr} . Come spiegato al paragrafo 1.9.3, perché una determinata area scolante S possa considerarsi sufficientemente dilavata dalle acque meteoriche sono necessarie delle piogge continue dell'ordine dei 5 ÷ 10 minuti. Pertanto, in prima approssimazione, si assume un tempo di assorbimento di $t_{\text{ass}} = 10 \text{ min}$. Per il computo del tempo di corrivazione si possono impiegare le note formule dell'idrologia. Ad esempio, la formula di GIANDOTTI:

$$t_{\text{Corr}} = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5 \times L}{0,8 \times \sqrt{H - z}},$$

dove:

- S è la superficie del bacino scolante (km^2);
- L lunghezza massima (km) del percorso delle acque defluenti;
- H altitudine media del bacino (m);
- z quota (m s.l.m.) della sezione dove convogliano tutte le acque scolanti nel bacino S ;

Ipotizzando, per semplicità, di non possedere informazioni precise al riguardo, e volendo comunque valutare l'entità del tempo di corrivazione, si può ipotizzare una velocità di traslazione delle acque lungo le tubazioni della rete fognante di circa $1,0 \text{ m/s}$ (durante l'evento meteorico che interessa il bacino S); essendo la lunghezza media della fognatura interessata pari a circa 350 m, si calcola un tempo di corrivazione:





•PARTE I
 72 •Le acque reflue
 •
 •

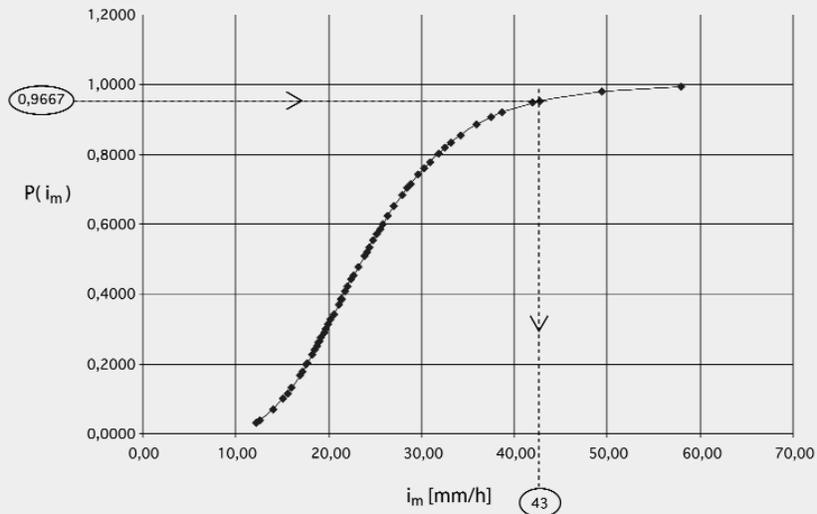
$$t_{Corr} = (350 \text{ m}) / (1,0 \text{ m/s}) = 350 \text{ s} = (350 \text{ s}) / (60 \text{ s/min}) \approx 6 \text{ min.}$$

Pertanto, il tempo totale interessato dall'evento meteorico sul bacino S si calcola:

$$t_{meteor} = t_{ass} + t_{Corr} = 10 \text{ min} + 6 \text{ min} = 16 \text{ min.}$$

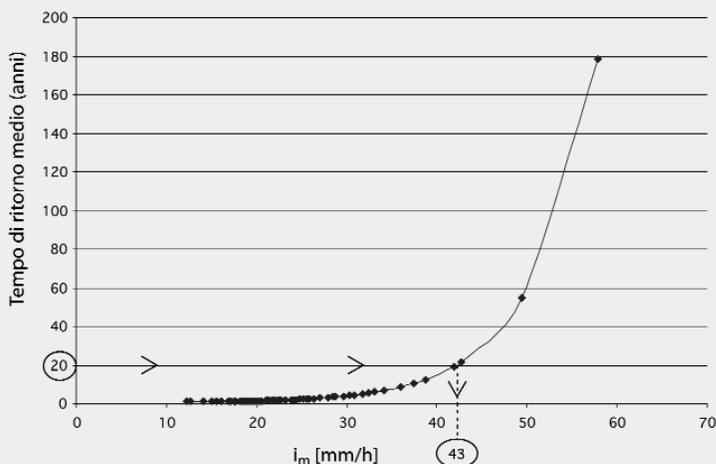
A questo punto, è necessario valutare l'intensità di pioggia relativa ad un tempo di ritorno di 30 anni. Il concetto di tempo di ritorno può essere sintetizzato osservando che un evento che presenti una scarsissima probabilità di verificarsi deve presentare valori del tempo di ritorno molto grandi. Occorre fare attenzione al fatto che un tempo di ritorno di 100 anni non implica che l'evento si verificherà necessariamente tra 100 anni; infatti, potrebbe verificarsi effettivamente anche entro un tempo più breve. Il tempo di ritorno è, infatti, un parametro legato strettamente alla probabilità che l'evento ha di verificarsi. Ciò posto, per un calcolo dell'intensità di pioggia, è necessario reperire i dati pluviometrici della zona di interesse. Si suppone che siano stati reperiti dei dati pluviometrici dal pluviometro più vicino. Si procede, quindi, con i metodi dell'idrologia, al calcolo delle probabilità cumulate della massima intensità oraria dell'anno al pluviometro più vicino alla zona considerata. Si supponga che siano stati effettuati tali calcoli sfruttando la distribuzione di GUMBEL in carta normale. Nella figura sottostante sono, quindi, riportate le mas-

Probabilità cumulate della massima intensità oraria dell'anno al pluviometro più vicino alla zona interessata, calcolate con la distribuzione di Gumbel in carta normale.





Valori del tempo di ritorno medio in funzione della massima intensità di pioggia oraria dell'anno (dai valori delle probabilità cumulate di Gumbel)



sime intensità orarie di pioggia dell'anno (al pluviometro in questione) in funzione delle probabilità di GUMBEL. Si dimostra che tra il valore della probabilità $P(i_m)$ e il tempo di ritorno t_R sussiste la seguente relazione:

$$t_R = 1/[1 - P(i_m)].$$

Pertanto, per un tempo di ritorno $t_R = 30$ anni, si ottiene un valore della probabilità di circa 0,9667 circa. Dal grafico si legge, in corrispondenza del valore di probabilità 0,9667 il valore corrispondente dell'intensità di pioggia: $i_m = 43$ mm/h circa. Analogamente, se si dispone di un grafico che mettesse in relazione il valore del tempo di ritorno all'intensità di pioggia di progetto, basta leggere il valore di i_m [mm/h] in corrispondenza del valore scelto per il tempo di ritorno t_R .

Tipologia urbana

ϕ

Zone centrali con densa fabbricazione (strade lastricate)	0,70 ÷ 0,90
Zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50 ÷ 0,70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25 ÷ 0,50
Zone urbane sempre non fabbricate e non pavimentate	0,10 ÷ 0,30
Prati e parchi	0,00 ÷ 0,25

Tabella 1.5.1 –

Valori dei coefficienti d'afflusso in funzione delle varie tipologie urbane.

(Fonte) Dati ricavati dal testo: "Sistemi di fognatura manuale di progettazione"; Centro Studi Deflussi Urbani; Hoepli.





•PARTE I
74 •Le acque reflue
•
•

Notare che la definizione di *altezza di pioggia h (mm)* poggia sul seguente legame:

$$h = 1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Procedendo oltre, dai valori della tabella 1.8 – in questo esempio riportata col numero 1.5.1, per comodità di lettura – si può scrivere:

$$\begin{aligned} - 1,5 \text{ ha di superfici coperte, lastricate ed impermeabilizzate:} & \quad \varphi = 0,70 \div 0,90 \\ - 0,5 \text{ ha di superfici permeabili:} & \quad \varphi = 0,10 \div 0,30 \end{aligned}$$

Si può, quindi, compilare la seguente tabella:

Aree bacino [ha]	Coeff. afflusso	Area equivalente [ha]
1,5	0,9	1,35 +
0,5	0,3	0,15 =

Area equivalente complessiva [ha]: $S_{tot} = 1,50 \text{ ha}$

Il valore del coefficiente d'afflusso medio φ del bacino può venire calcolato, in prima approssimazione, considerando la media ponderata sulle due aree in cui è stata suddivisa l'area del bacino S:

$$\varphi = \frac{[0,9 \times (1,5 \text{ ha})] + [0,3 \times (0,5 \text{ ha})]}{(1,5 \text{ ha}) + (0,5 \text{ ha})} \approx 0,75.$$

Pertanto, il valore della portata specifica al colmo di piena assume il valore:

$$q_p = \frac{i_m \times \varphi}{360} = \frac{(43 \text{ mm/h}) \times (0,75)}{360} \approx 0,09 \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{ha}.$$

Il volume specifico di prima pioggia si calcola, quindi, come:

$$v_p = (3600 \text{ s/h}) \times (0,09 \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{ha}) \times [(16 \text{ min}) / (60 \text{ min/h})] \approx 86,4 \text{ m}^3 / \text{ha}.$$

Essendo l'area scolante complessiva pari a:

$$S_{tot} = 1,50 \text{ ha},$$





il volume totale di acqua di prima pioggia V_{tot} si calcola pari a:

$$V_{tot} = v_p \times S_{tot} = (86,4 \text{ m}^3/\text{ha}) \times (1,50 \text{ ha}) \approx 130 \text{ m}^3.$$

Si adotta, pertanto, una vasca a pioggia con un'altezza utile di almeno $2,50 \text{ m}$ e una dimensione in pianta rettangolare di $5,0 \text{ m} \times 11,0 \text{ m}$ (misure interne), pari ad un volume utile di $2,50 \text{ m} \times 5,0 \text{ m} \times 11,0 \text{ m} = 137,5 \text{ m}^3$.

Soluzione2. Impiegando il "metodo dell'altezza di prima pioggia" si deve fissare a priori un valore dell'altezza di pioggia h (mm). In questo esempio, per poter anche trattenere le acque di seconda pioggia, si assume per l'altezza h un valore maggiore di quello definito dall'Art. 20 della L.R. Lombardia n. 62 ($h = 5 \text{ mm}$).

Pertanto, si pone:

$$h = 6 \text{ mm}.$$

Considerando direttamente la superficie effettiva del bacino:

$$S_{tot} = 2,0 \text{ ha} = (2,0 \text{ ha}) \times (10000 \text{ m}^2/\text{ha}) = 20000 \text{ m}^2,$$

si calcola immediatamente il volume utile delle acque di pioggia:

$$V_{tot}[\text{m}^3] = \{(6 \text{ mm}) / (1000 \text{ mm} / \text{m})\} \times (20000 \text{ m}^2) \approx 120 \text{ m}^3.$$

Dimensionamento dei canali di raccolta delle acque meteoriche. Per un dimensionamento di massima dei canali di raccolta si può fare riferimento alla massima quantità istantanea di pioggia prevedibile. Ad esempio, per il Nord d'Italia, la quantità istantanea di pioggia è prudenzialmente:

$$\begin{aligned} i_p &= 300 \text{ litri/s} \times \text{ha} = 0,03 \text{ litri/s} \times \text{m}^2 = (0,03 \text{ litri/s} \times \text{m}^2) \times (3600 \text{ s/h}) = \\ &= 0,03 \times 3600 \text{ litri/h} \times \text{m}^2 = 108 \text{ litri/h} \times \text{m}^2 \\ &= 108 \text{ mm/h}. \end{aligned}$$

Nota. Nell'ultimo passaggio si è considerato che $1000 \text{ litri/m}^2 = 1 \text{ m c.a./m}^2$; pertanto, $1 \text{ litro/m}^2 = (1/1000) \text{ m c.a./m}^2 = 1 \text{ mm c.a./m}^2 \rightarrow 1 \text{ mm}$.





•PARTE I
76 •Le acque reflue
•
•

Si può dedurre, pertanto, il seguente legame:

$$i = 1\text{mm/h} = (100/36) \text{ litri/s} \times \text{ha}$$

Adottando per una stima di massima proprio questo valore, e considerando che la superficie del piazzale è di $S_p = 500 \text{ m}^2$, la quantità di pioggia che in esso si raccoglie è:

$$Q_p = i_p \times S_p = (0,03 \text{ litri/s} \times \text{m}^2) \times (500 \text{ m}^2) = 15 \text{ litri/s.}$$

Per le tubazioni di drenaggio delle acque meteoriche si possono impiegare dei canali grigliati del tipo *Pircher*, le cui caratteristiche sono indicate nella seguente tabella:

Pendenza del canale	tipo 100	tipo 150	tipo 200
	-----portate in litri/s-----		
0,5% (0,5 cm/1 m)	4,8	33,3	57,8
1,0% (1,0 cm/1 m)	6,7	47,1	81,7
1,5% (1,5 cm/1 m)	8,2	57,7	100,1
2,0% (2,0 cm/1 m)	9,5	66,6	115,6
3,0% (3,0 cm/1 m)	11,6	81,8	141,6

Per convogliare la portata di 15 litri/s si deve adottare, quindi, un canale del **tipo 150** con pendenza dello $0,5\%$.

Osservazioni. In alcuni paesi (Germania, Svizzera) le vasche di prima pioggia vengono dimensionate impiegando dai 30 ai 60 metri cubi circa di vasca utile per ettaro di superficie scolante. Quindi con un volume specifico delle vasche a pioggia di:

$$v_p = 30 \div 60 \text{ m}^3/\text{ha.}$$

Queste vasche vengono dotate di dispositivi automatici atti a fornire anche l'invaso della rete fognante a monte e a garantire il lavaggio del manufatto al termine dello svuotamento. Pertanto, assumendo in questo caso un valore di $v_p = 55 \text{ m}^3/\text{ha}$, si otterrebbe un valore del volume utile della vasca a pioggia pari a: $V = (55 \text{ m}^3/\text{ha}) \times (2,0 \text{ ha}) = 110 \text{ m}^3$. Per l'Italia, oltre alla già citata Legge Regionale che impone per gli insediamenti produt-





tivi di convogliare alla depurazione i primi 5 mm di pioggia, il Piano di Risanamento prevede l'adozione generalizzata di vasche di prima pioggia di capacità da 25 ÷ 50 m³/ha fino a 100 m³/ha, in funzione della natura e qualità del ricettore e del tipo di sistema fognario.

ESEMPIO 1.6

Un impianto di depurazione a fanghi attivi deve soddisfare un'utenza di circa $N = 6000$ abitanti. La fognatura è di tipo misto, valutare il volume utile per la vasca a pioggia utilizzando lo schema di figura 1.8.

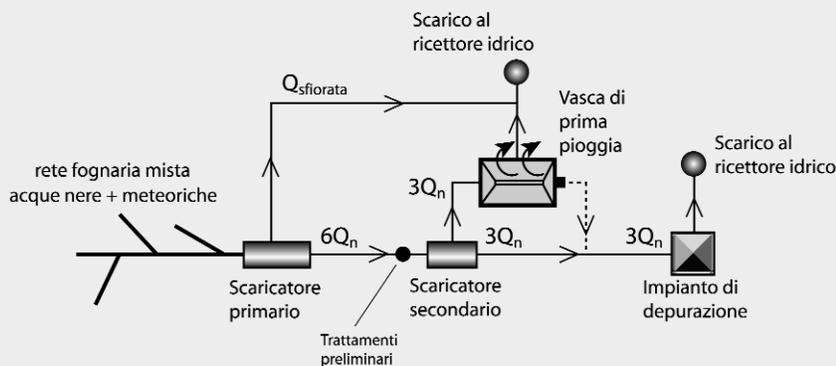
Soluzione. Il lay-out riportato nella figura 1.8 si riferisce al tipo di trattamento proposto dalla normativa inglese per il trattamento delle acque meteoriche. Il volume delle vasche a pioggia viene da Alcuni dimensionato per un tempo di detenzione di circa 6 ore sulla portata nera $V_p = (6 h) \times Q_n$ (m³/h), oppure per un tempo di circa 2 ore sulla portata massima di pioggia trattata dalle vasche $V_p = (2 h) \times 3Q_n$ (m³/h).

Invece, secondo le indagini del *Ministry of Housing and Local Government* inglese, risulta adeguato, per le vasche a pioggia, un volume specifico di circa 70 litri per singolo abitante allacciato alla fognatura. Utilizzando per un calcolo speditivo quanto consigliato dalla normativa anglosassone, si calcola un volume utile per la vasca a pioggia pari a:

$$V_{tot} = (70 \text{ litri/ab}) \times (6000 \text{ ab}) = 420000 \text{ litri} =$$

$$= (420000 \text{ litri}) / (1000 \text{ litri/m}^3) = 420 \text{ m}^3.$$

Si adotta, pertanto, una vasca a pianta rettangolare con un'altezza utile di 3,0 m e con dimensioni 20,0 m × 7,0 m (dimensioni interne), di volume utile pari a 3,0 m × 20,0 m × 7,0 m = 420 m³.





•PARTE I
78 •Le acque reflue
•
•

ESEMPIO 1.7

Si calcoli il volume della vasca a pioggia per un'area scolante di circa $S = 3$ ha e per un tempo medio di ritorno dell'evento meteorico di circa 30 anni. Si utilizzi il "metodo del tempo di corrivazione" utilizzando la formula di Giandotti per il calcolo del tempo medio di corrivazione. I dati caratterizzanti il bacino sono i seguenti:

- superficie del bacino scolante $S = 3$ ha = 30000 m² = $0,03$ km²;
- lunghezza massima del percorso delle acque defluenti $L = 0,50$ km;
- altitudine media del bacino $H = 50$ m s.l.m.;
- altitudine della sezione dove convogliano tutte le acque scolanti in S : $z = 49,4$ m s.l.m.

Si ha a disposizione una serie di dati di altezze di precipitazione di massima intensità (in millimetri) registrati ad un pluviografo, di una zona ragionevolmente limitrofa, nel periodo 1929 ÷ 1970. La tabella è riportata nella pagine seguenti.

Soluzione. Il calcolo del volume della vasca per il trattamento delle acque di prima pioggia, in questo caso, implica il tracciamento delle curve di probabilità pluviometrica. In questa sede, si propone un metodo di calcolo abbastanza diretto che ci permette di estrapolare, dai dati pluviometrici in possesso, le curve di "caso critico" nella forma:

$$h = a \times \delta^n,$$

dove:

- h è l'altezza totale di pioggia (mm);
- a è una costante funzione del periodo di ritorno dell'evento meteorico;
- n costante caratteristica dell'evento meteorico;
- δ è la durata dell'evento meteorico (h).

La curva $h = a \times \delta^n$ viene, quindi, ricavata mediante un'elaborazione statistica delle serie dei massimi annuali delle altezze di pioggia (vedere dati nella tabella alla pagina seguente). Pertanto, $h = a \times \delta^n$ rappresenta il valore del massimo annuale dell'altezza di pioggia di durata δ che di norma si presenterà o sarà superato una sola volta nel periodo di t_R anni (tempo medio di ritorno), nulla escludendo che nello stesso anno vi possa essere più di un evento che raggiunga o superi addirittura detto valore.

I valori riportati nella tabella dei dati registrati al pluviografo sono ordinati come segue: nella prima colonna, in senso crescente, vi sono gli anni in cui sono state effettuate le registrazioni (dal 1929 al 1970); nelle cinque colonne seguenti sono riportati gli intervalli di tempo in cui sono state misurate le massime altezze di pioggia. Ad esempio, la seconda riga in corrispondenza della colonna (1 h) indica la massima altezza di pioggia (26,4





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
1.9 Trattamento idraulico delle acque di piena

Dati storici: altezze di precipitazione di massima intensità

Anno	h_{\max} (mm)				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1929	26,4	29,4	32,6	52,6	52,8
1930	37,8	37,8	37,8	38,4	42,0
1931	–	–	–	–	–
1932	27,0	30,0	30,0	42,0	48,2
1933	–	–	–	–	–
1934	15,0	25,2	32,0	38,4	50,2
1935	14,8	24,2	27,2	27,2	29,8
1936	17,6	24,0	38,0	66,0	86,8
1937	18,6	18,6	24,8	36,4	63,4
1938	48,8	55,2	55,4	55,4	57,6
1939	21,4	27,6	35,6	47,2	57,0
1940	35,6	48,0	80,0	80,0	179,4
1941	33,8	37,2	37,6	56,8	58,0
1942	33,6	41,8	42,0	42,2	56,0
1943	26,0	34,2	34,2	41,4	50,8
1944	54,0	56,8	56,8	71,8	89,6
1945	20,2	27,0	27,2	27,4	29,4
1946	36,0	51,8	62,0	62,0	70,8
1947	18,6	31,2	40,4	54,2	56,4
1948	21,4	55,0	62,3	62,6	62,6
1949	21,2	40,0	46,4	65,2	124,0
1950	22,0	28,0	34,2	40,8	55,8
1951	22,4	36,4	44,0	48,0	61,8
1952	31,8	33,6	33,6	39,4	48,0
1953	23,7	27,2	46,8	65,2	80,0
1954	21,0	40,6	43,4	46,8	47,0
1955	25,0	71,4	79,2	79,8	79,8
1956	16,0	18,0	29,6	34,4	49,0
1957	20,0	44,4	49,6	66,6	83,4
1958	20,8	31,0	42,8	60,6	70,6
1959	31,4	35,0	37,4	46,0	59,8
1960	37,6	55,0	70,0	70,0	73,0
1961	11,8	27,4	46,4	66,4	112,8
1962	41,4	46,8	46,8	57,0	79,6
1963	38,6	40,0	40,0	40,0	46,6
1964	23,8	30,0	30,4	30,0	40,8

(Continua alla pagina seguente ➡).





•PARTE I
 80 •Le acque reflue
 •
 •

(← Continua dalla pagina precedente).

Dati storici: altezze di precipitazione di massima intensità

Anno	h_{max} (mm)				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1965	29,6	29,6	29,6	39,0	54,2
1966	38,8	50,8	99,0	131,8	149,0
1967	20,0	27,4	30,0	36,2	49,6
1968	27,0	30,8	44,8	52,2	48,6
1969	21,4	31,8	31,8	56,2	60,0
1970	27,0	28,8	29,0	34,4	35,4

mm) registrata nell'anno 1929 durante l'arco di tempo di 1 ora. La seconda riga in corrispondenza della sesta colonna (24 h) indica la massima altezza di pioggia (52,8 mm) registrata nell'anno 1929 nell'arco dell'intera giornata (24 ore).

Per calcolare le curve di caso critico si procede costruendo una tabella con un numero di colonne uguale a quella dei dati di partenza (6 colonne). Nella prima colonna si disporranno il numero di osservazioni che si vuole analizzare statisticamente. In ogni riga, cominciando dalla prima, verranno sistemati i valori delle altezze di pioggia con i valori massimi. Ad esempio, nella prima riga (osservazione numero 1) verranno sistemati, nell'ordine, i valori indicati in grassetto nella tabella dei dati di partenza (valori massimi per ciascun intervallo temporale): 54,0 per la colonna 1 h; 71,4 per la colonna 3 h; 99,0 per la colonna 6 h; 131,8 per la colonna 12 h; 179,4 per la colonna 24 h.

Analogamente, sulla seconda riga andrà ripetuta la medesima procedura utilizzando però valori immediatamente minori a quelli precedenti; nel caso, quindi, della seconda osservazione sarà: 48,4 per la colonna 1 h; 56,8 per la colonna 3 h; 80,0 per la colonna 6 h; 80,0 per la colonna 12 h; 149,0 per la colonna 24 h. Si procederà, quindi, dai valori maggiori verso i valori minori, per un numero di righe pari al numero di osservazioni che si vuole analizzare statisticamente.

Altezze di pioggia-osservazioni: altezze massime di precipitazione nel periodo 1929 - 1970

Osservazioni	h_{max} (mm)				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1	54,0	71,4	99,0	131,8	179,4
2	48,4	56,8	80,0	80,0	149,0
3	38,8	55,2	79,2	79,8	124,0
4	37,8	55,0	70,0	71,8	112,8





Intensità di pioggia-casi critici: intensità massime di precipitazione nel periodo 1929 - 1970

Casi critici	i_{max} (mm/h)				
	1 h	3 h	6 h	(12 h)	24 h
1	54,0	23,8	16,5	10,98	7,47
2	48,4	18,9	13,3	6,6	6,21
3	38,8	18,4	13,2	6,65	5,16
4	37,8	18,3	11,6	5,98	4,7

A titolo di esempio, si considerano solo quattro osservazioni ($N = 4$); pertanto, in base ai dati di partenza, si otterrà una tabella di sei colonne per quattro righe, relativa alle massime altezze (mm) dell'intero periodo 1929 ÷ 1970.

Successivamente, si costruisce una seconda tabella delle medesime dimensioni (6 colonne per quattro righe di osservazioni $N = 4$) in cui andranno calcolate le rispettive intensità di pioggia (mm/h).

Ad esempio, nella tabella intensità di pioggia-casi critici, facendo riferimento al caso critico numero due, e considerando la quarta colonna ($12 h$), il valore dell'intensità di pioggia $6,6 mm/h$ è stato calcolato rapportando l'altezza di pioggia corrispondente nella tabella precedente (tabella altezze di pioggia-osservazioni) $80 mm$ con l'intervallo di tempo indicato in cima alla quarta colonna ($\Delta t = 12 h$):

$$i = 6,6 mm/h = h/\Delta t = (80 mm)/(12 h).$$

Analogamente, per il valore $i = 10,98 mm/h$ nella colonna $12 h$ ed in corrispondenza del primo caso critico:

$$i = 10,98 mm/h = h/\Delta t = (131,8 mm)/(12 h).$$

E così via di seguito. A questo punto, si procede sistemando i dati della tabella intensità di pioggia-casi critici in modo da poterli rappresentare graficamente mediante un foglio di calcolo del tipo Excell. La tabella da preparare all'interno del foglio di calcolo è la seguente:

Intervalli tempo	CR1	CR2	CR3	CR4
1	54	48,4	38,8	37,8
3	23,8	18,9	18,4	18,3
6	16,5	13,3	13,2	11,6
12	10,98	6,6	6,65	5,98
24	7,47	6,21	5,16	4,7



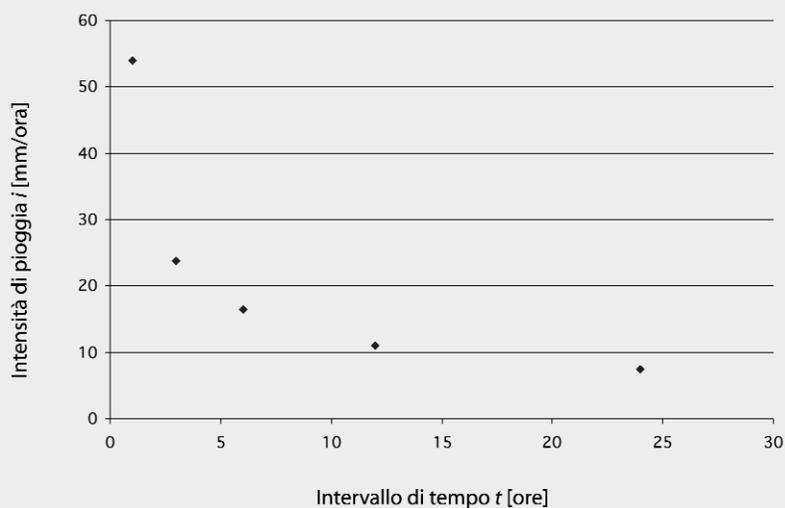


•PARTE I
 82 •Le acque reflue
 •
 •

Dove con "CR*i*" si è indicato il particolare caso critico *i*-esimo tra i quattro calcolati. All'interno del foglio di calcolo si attiva la rappresentazione grafica per punti; dove in ascissa si mettono gli intervalli di tempo e in ordinata i valori dei casi critici: un caso critico alla volta. Ad esempio, si cominci con il primo caso critico CR1, in funzione del tempo. Si dovranno rappresentare sul grafico le seguenti coppie di dati:

Intervalli tempo	CR1
1	54
3	23,8
6	16,5
12	10,98
24	7,47

La rappresentazione per punti che si ottiene è la seguente:

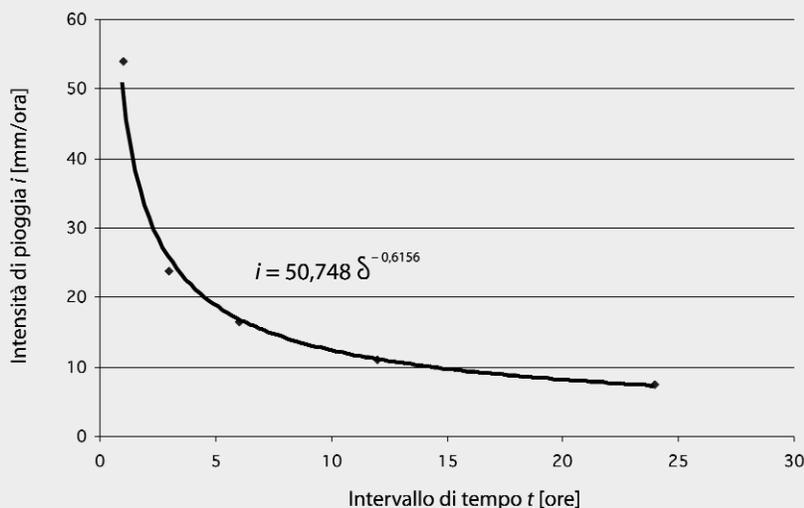


A questo punto, bisogna tracciare la curva che meglio rappresenta il legame tra intensità di pioggia e durata di tempo dell'evento meteorico, relativamente al caso critico che si sta analizzando (caso critico 1: CR1).

Pertanto, sempre all'interno del foglio elettronico, cliccando direttamente sull'area del grafico, si è abilitati a scegliere tra alcune funzioni mediante le quali poter approssimare l'andamento abbozzato dai quattro punti rappresentati.

Ad esempio, scegliendo un andamento di tipo esponenziale decrescente si ottiene la seguente curva, con la relativa equazione:





La curva riportata su quest'ultimo grafico approssima, per il primo caso critico, l'andamento dell'intensità di pioggia i [mm/h] in funzione del tempo [h] di durata δ dell'evento meteorico.

L'equazione che, per il primo caso critico, lega l'intensità di pioggia con il tempo di durata dell'evento meteorico è stata calcolata direttamente all'interno del foglio elettronico, in modo automatico, ed è la seguente:

$$1^\circ \text{ caso critico: } i = 50,748 \cdot \delta^{-0,6156}$$

Si procede, con procedura del tutto analoga, al calcolo delle equazioni $i = a \times \delta^n$ relative ai rimanenti tre casi critici. Si otterranno, quindi, le seguenti equazioni:

$$2^\circ \text{ caso critico: } i = 43,638 \cdot \delta^{-0,674}$$

$$3^\circ \text{ caso critico: } i = 38,638 \cdot \delta^{-0,653}$$

$$4^\circ \text{ caso critico: } i = 37,843 \cdot \delta^{-0,683}$$

Si costruisca, ora, una tabella di due colonne con un numero di righe pari al numero di casi critici considerati. Nella prima colonna verrà disposta la numerazione consecutiva, in ordine crescente, del numero di casi critici considerati (1; 2; 3; 4); nella seconda colonna





•PARTE I
 84 •Le acque reflue
 •
 •

verranno disposti i valori calcolati per il parametro a dell'equazione $i = a \times \delta^n$ relativamente a ciascun caso critico considerato, partendo dal minore (caso critico 4) al maggiore (caso critico 1). Si avrà, pertanto:

N_i	CR	a
1	4	37,843
2	3	38,638
3	2	43,685
4	1	50,748

Si introduca, ora, il parametro ρ_{Emp-i} "stimatore di frequenza cumulata di WEIBULL", definito come il rapporto tra il numero N_i della posizione della serie graduata (nella tabella Cr-a) e il numero totale di casi critici considerati ($Cr = 4$) + 1:

$$\rho_{Emp-i} = \frac{N_i}{Cr+1}$$

Lo stimatore di WEIBULL corrisponde alla media della probabilità cumulata della statistica di ordine i -esimo. Ad esempio, per il primo caso critico, il valore della frequenza cumulata è dato dal rapporto tra il numero 4 (caso critico 1 al quarto posto: $N_1 = 4$) e il numero di casi critici considerati ($N = 4$) + 1. Quindi:

$$\rho_{Emp-1} = \frac{N_1}{Cr+1} = \frac{4}{4+1} \approx 0,80.$$

Analogamente, per il caso critico 3 (caso critico 3 al secondo posto: $N_3 = 2$), si calcola:

$$\rho_{Emp-3} = \frac{N_3}{Cr+1} = \frac{2}{4+1} \approx 0,40.$$

Si dimostra che è possibile considerare la media della probabilità cumulata della statistica di ordine i -esimo coincidente alla probabilità di non superamento dell'evento i -esimo: frequenza empirica di non superamento dell'evento. Pertanto, si avrà:

$$P_{NS}(i) = \rho_{Emp-i}$$

Di conseguenza sarà possibile associare alla probabilità $P_{NS}(i)$ di non superamento dell'evento i -esimo il valore del tempo medio di ritorno t_R dell'evento stesso:

$$t_R = \frac{1}{1 - P_{NS}(i)} = \frac{1}{1 - \rho_{Emp-i}}$$

Pertanto, nel caso riportato in questo esempio di soli quattro casi critici, calcolando per





ciascun caso critico la relativa probabilità di non superamento e il corrispondente tempo di ritorno, si ottiene la seguente tabella riassuntiva:

N_i	CR	a	PNS	$1 - \text{PNS}$	t_R
1	4	37,843	0,2	0,8	1,25
2	3	38,638	0,4	0,6	1,67
3	2	43,685	0,6	0,4	2,50
4	1	50,748	0,8	0,2	5,00

Nella tabella, si è indicato con "PNS" la probabilità di non superamento dell'evento, mentre con " $1 - \text{PNS}$ " la probabilità di superamento dell'evento stesso. Infine, con " t_R " si è indicato il tempo di ritorno dell'evento. Dai valori riportati in tabella, si può osservare che il caso critico 1 presenta un tempo di ritorno maggiore rispetto agli altri; in quanto, al caso critico 1 corrisponde la massima intensità di pioggia e, quindi, un coefficiente " a " maggiore. Questo fatto suggerisce di associare ad ogni valore del tempo di ritorno il valore corrispondente del parametro " a ". Infatti, riportando su un grafico l'andamento per punti del tempo di ritorno in funzione di " a ", fissato t_R , si risale immediatamente al valore del parametro a e quindi alla corrispondente equazione $i = a \times \delta^n$.

Nota. Quanto detto fino ad ora ha fatto riferimento ad un limitato numero di casi critici, nell'intento di illustrare il più chiaramente possibile la procedura di calcolo. In realtà, la seguente procedura dovrebbe considerare un numero di casi critici pari al numero di anni in cui sono state effettuate le misure al pluviografo.

Nel caso in oggetto, utilizzando dei dati storici che vanno dall'anno 1929 all'anno 1970, il numero di anni è 42 e altrettanti devono essere i casi critici da considerare per avere una stima il più possibile veritiera statisticamente.

In questo modo, i valori delle frequenze cumulate (WEIBULL) assumeranno valori differenti, essendo ora il numero $N + 1$ pari a 43 (42 + 1).

Pertanto, calcolando per tutti i 42 casi critici i valori del parametro " a " e, quindi, la relativa equazione $i = a \times \delta^n$, ad un fissato valore del tempo di ritorno pari a $t_R = 30$ corrisponde un preciso valore della frequenza cumulata pari a:

$$t_R = \frac{1}{1 - P_{NS}(i)} = \frac{1}{1 - \rho_{Emp-i}} = 30 \text{ anni} \quad \Rightarrow \quad \rho_{Emp-i} = 0,967.$$

Costruendo, quindi, con analogo procedimento, una tabella riassuntiva in cui sono disposti tutti i casi critici con i relativi valori di " a " che individuano le equazioni $i = a \times \delta^n$, si riesce ad individuare quella particolare equazione che presenta il valore di " a " corrispon-





•PARTE I
 86 •Le acque reflue
 •
 •

dente al valore della frequenza cumulata $p_{Emp-i} = 0,967$ in funzione del voluto tempo di ritorno di *30 anni*. In base alla definizione di stimatore di frequenza cumulata di WEIBULL, risulta che, al valore di $p_{Emp-i} = 0,967$ corrisponde il caso critico nella posizione $Ni = 41$. Infatti:

$$p_{Emp-41} = \frac{N41}{Cr+1} = \frac{41}{42+1} \approx 0,96.$$

Essendo i casi critici sistemati in ordine decrescente ($Cr = 41; 40; \dots; 2; 1$) ed essendo il primo caso critico nella posizione $Ni = 42$, allora il valore di "a" da considerare è quello relativo alla curva di secondo caso critico ($Cr = 2$ nella posizione $Ni = 41$):

$$2^{\circ} \text{ caso critico: } i = 43,638 \cdot \delta^{-0,674}$$

A quest'ultima espressione (quindi con *a* ed *n* noti) deve essere assegnato un opportuno tempo δ di durata dell'evento meteorico [*h*] che permette di individuare l'intensità di pioggia con tempo medio di ritorno di *30 anni*. Come stima di massima, si può assumere, come tempo δ rappresentativo dell'evento meteorico, lo stesso tempo t_{Corr} di corrivazione del bacino scolante: $\delta = t_{Corr}$. Si deve, quindi, procedere al calcolo del tempo di corrivazione t_{Corr} .

Essendo l'area *S* del bacino sufficientemente estesa (*3 ha*), conviene utilizzare una delle note formule disponibili in idrologia; ad esempio, la formula di GIANDOTTI:

$$t_{Corr} = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1,5 \times L}{0,8 \times \sqrt{H - z}}$$

dove:

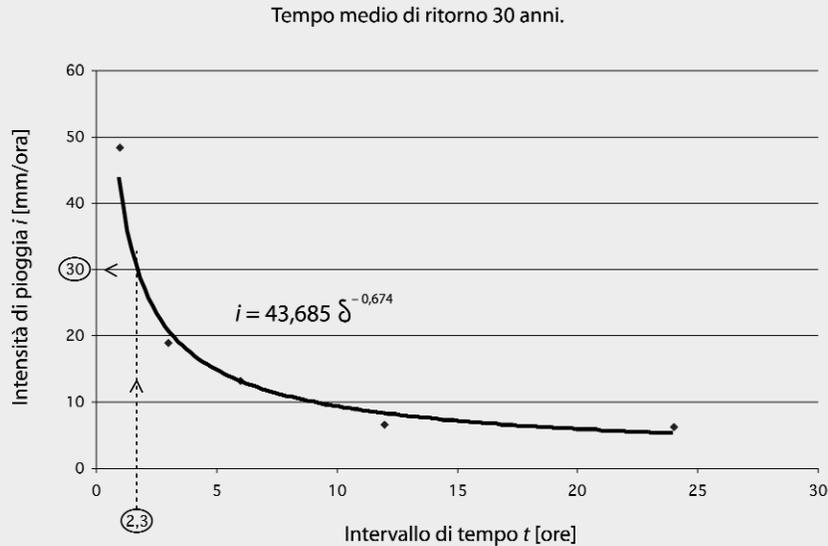
- *S* è la superficie del bacino scolante (km^2);
- *L* lunghezza massima (*km*) del percorso delle acque defluenti;
- *H* altitudine media del bacino (*m s.l.m.*);
- *z* quota (*m s.l.m.*) della sezione dove convogliano tutte le acque scolanti nel bacino *S*;

Sostituendo i valori numerici, si ottiene:

$$t_{Corr} = \frac{4 \times \sqrt{(0,03 \text{ km}^2)} + 1,5 \times (0,5 \text{ km})}{0,8 \times \sqrt{(50 \text{ m} - 49,4 \text{ m})}} \approx 2,3 \text{ h.}$$

Utilizzando come tempo rappresentativo per l'evento meteorico proprio il tempo di corrivazione appena calcolato ($\delta = t_{Corr}$), dal grafico della curva $i = i(\delta)$, relativa ad un periodo di ritorno di *30 anni*, si può determinare il corrispettivo valore dell'intensità di pioggia (vedere grafico nella pagina seguente):





$$i = i(t_{Corr} = 2,3 \text{ h}) \approx 30 \text{ mm/h.}$$

Si ipotizzi, ora, che il valore del coefficiente d'afflusso medio ϕ del bacino sia stato calcolato (vedere esempio 1.5) pari a 0,60. Pertanto, il valore della portata specifica al colmo di piena assume il valore:

$$q_p = \frac{i \times \phi}{360} = \frac{(30 \text{ mm/h}) \times 0,60}{360} \approx 0,05 \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{ha.}$$

Trascurando il tempo di assorbimento (10 min) rispetto al tempo di corrivazione (2,3 h), il volume specifico di prima pioggia risulta pari a:

$$v_p = (3600 \text{ s/h}) \times (0,05 \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{ha}) \times (2,3 \text{ h}) \approx 414 \text{ m}^3 / \text{ha.}$$

Essendo l'area scolante complessiva pari a $S_{tot} = 3,0 \text{ ha}$, il volume totale di acqua di prima pioggia V_{tot} risulta pari a:

$$V_{tot} = v_p \times S_{tot} = (414 \text{ m}^3/\text{ha}) \times (3,0 \text{ ha}) \approx 1242 \text{ m}^3.$$

Si adottano due vasche in parallelo ciascuna del volume:

$$V_{p1} = (1242 \text{ m}^3) / (2 \text{ vasche}) = 621 \text{ m}^3 \text{ per vasca.}$$





•PARTE I
88 •Le acque reflue
•
•

Imponendo per entrambe le vasche un'altezza utile di $3,0\text{ m}$, per ciascuna vasca si ottiene una sezione in pianta di:

$$A_{p1} = (621\text{ m}^3)/(3,0\text{ m}) = 207\text{ m}^2.$$

Si adotta, per la singola vasca, una pianta di forma rettangolare di dimensioni interne di:

$$19,0\text{ m} \times 11,0\text{ m} = 209\text{ m}^2.$$

Osservazioni^(†). In Italia la più importante fonte di dati pluviometrici è costituita dalle pubblicazioni del *Servizio Idrografico e Mareografico nazionale* e, in particolare, dagli *Annali Idrologici*. Riguardo alle precipitazioni, gli Annali pubblicano ogni anno diversi tipi di dati, tra cui:

- per tutte le stazioni pluviometriche: le *osservazioni pluviometriche giornaliere*, ovvero le altezze di pioggia che si verificano tra le nove di mattina di due giorni successivi;
- per un numero limitato di stazioni pluviometriche: le *massime precipitazioni dell'anno per periodi di più giorni consecutivi*, ovvero le massime alte di pioggia che si sono verificate in intervalli di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni, ottenute sommando le altezze dei giorni consecutivi che hanno raggiunto il massimo valore complessivo durante l'anno;
- per le stazioni dotate di pluviometro registratore:
 - 1) le *precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi*, ovvero le massime altezze di pioggia che si sono verificate in intervalli di 1, 3, 6, 12, 24 ore;
 - 2) le *precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate ai pluviografi*, ovvero le altre altezze di pioggia notevoli che si sono verificate in intervalli di breve durata nel corso dell'anno.

^(†) Per maggiori e più chiari approfondimenti sulle procedure di calcolo delle curve di probabilità pluviometrica e sulle relative teorie applicabili si rimanda ai seguenti testi: "Considerazioni preliminari sulle piogge di breve durata e notevole intensità" BERTOLA P. (1980); Istituto di Idraulica, Università di Padova; "Precipitazione di progetto e sensibilità dei modelli di trasformazione nei bacini urbani"; CALOMINO F. (1986); Atti del XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche; Padova; "Sistemi di Fognatura. Manuale di progettazione"; Centro Studi Deflussi Urbani.

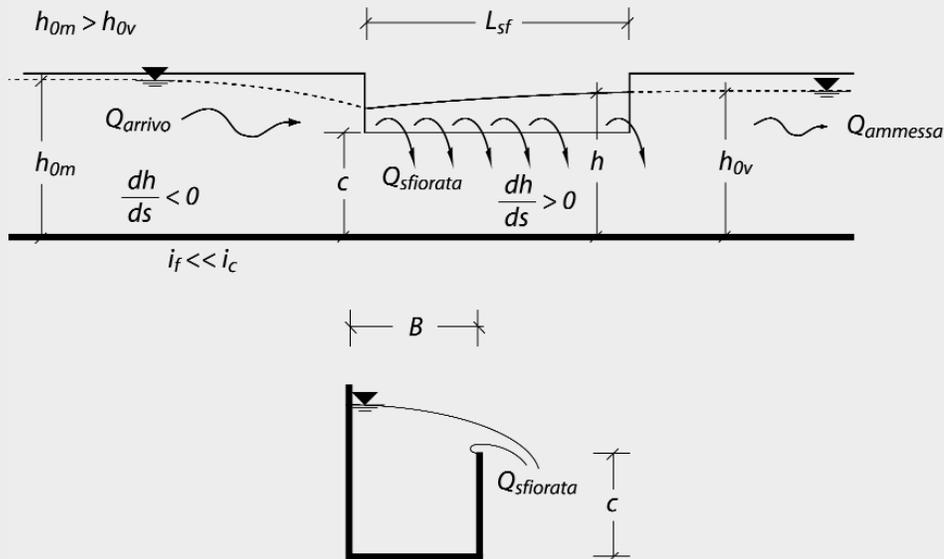



ESEMPIO 1.8

Si debba dimensionare la lunghezza L_{sf} da assegnare ad uno scaricatore di piena longitudinale da praticare in fregio ad un canale rettangolare in cemento armato largo $B = 1,0$ m e a debole pendenza, schematizzabile indefinito a valle. Si ipotizzi che il canale in questione appartenga al primo manufatto di sfioro (scaricatore primario del tipo di figura 1.8) delle acque meteoriche per un impianto di depurazione alimentato da una fognatura di tipo misto. Il canale sia percorso, in tempo secco, da una portata nera pari a $Q_n = 800$ m³/d. Si utilizzino i dati e i risultati riportati nell'esempio 1.4.

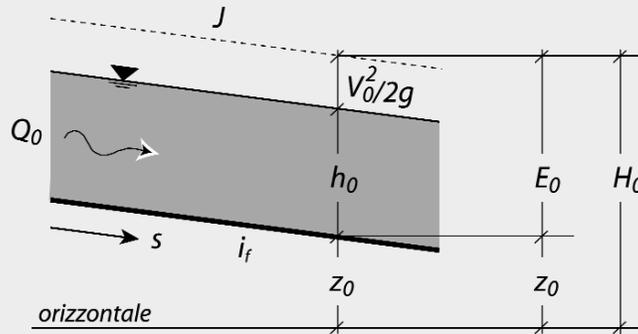
Soluzione. Gli sfioratori laterali sono dei manufatti di scarico costituiti da una soglia, a spigolo vivo o arrotondato, orizzontale e parallela alla direzione generale del flusso. Questi manufatti sono, generalmente, praticati lungo le pareti di contenimento di un alveo e sono impiegati per scaricare l'eccesso di portata rispetto a prestabilite condizioni di portata ammesse a valle. La figura sottostante illustra qualitativamente le grandezze fondamentali che caratterizzano un siffatto manufatto.

Dal punto di vista idraulico, lo sfioratore può essere dimensionato partendo dall'ipotesi del Prof. DE MARCHI che ipotizza la costanza dell'energia totale della corrente liquida durante l'attraversamento del canale lungo l'intera lunghezza L_{sf} dello sfioratore.





•PARTE I
90 •Le acque reflue
•
•



$$H_0 = z_0 + E_0 = z_0 + h_0 + V_0^2/2g$$

$$\frac{dH_0}{ds} = -J \quad \frac{dz_0}{ds} = -i_f$$

$$\frac{dE_0}{ds} = i_f - J$$

Per una corrente a pelo libero (flusso non intubato) con traiettorie ragionevolmente rettilinee (*corrente gradualmente variata*), si definisce energia totale (per unità di peso) H_0 della corrente nella sezione "0" la somma delle seguenti tre grandezze:

- quota z_0 del punto più basso del fondo dell'alveo rispetto ad un piano orizzontale (la cui posizione si fissa arbitrariamente e a priori);
- profondità h_0 del pelo libero della corrente rispetto al punto più basso del fondo dell'alveo;
- $V_0^2/2g$ altezza cinetica della corrente (velocità media al quadrato rapportata a due volte l'accelerazione di gravità).

Generalmente, nello studio di moti di fluidi lungo canali, da un punto puramente energetico, interessano maggiormente le variazioni dell'altezza liquida h_0 e della velocità V_0 , essendo le variazioni dell'altezza z_0 del fondo dell'alveo maggiormente legate alla situazione morfologica e topografica dell'area dove si estende il moto.

In generale, l'energia totale del moto di un fluido in punti della sua traiettoria si esprime:

$$H_0 [m] = z_0 + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = z_0 + E_0$$

essendo l'energia specifica di una corrente a pelo libera nella sezione "0" definita:

$$E_0 = h_0 + \frac{V_0^2}{2g}$$





Generalmente, gli sfioratori vengono praticati su canali rettangolari cosiddetti a “*debole pendenza*”, ovvero per pendenze minori di circa lo 0,4% (4 cm/1 m). Caratteristica dei canali a debole pendenza è che, per altezze del pelo liquido nell’intorno di quella di moto uniforme, il profilo della corrente risulta determinato dalle condizioni al contorno che si trovano nei punti più a valle del flusso. Mentre, per canali a “*forte pendenza*”, per altezze del pelo liquido nell’intorno di quella di moto uniforme, l’altezza liquida (e quindi il profilo) del pelo liquido è determinata dalle condizioni al contorno che si trovano nei punti più a monte (basti pensare al caso di un bastone immerso in una corrente molto veloce: le perturbazioni si propagano solo verso valle essendo il bastone la condizione al contorno posta più a monte).

Ammettendo una portata costante, variando la pendenza di un alveo si passa da condizioni a debole pendenza a condizioni a forte pendenza.

La condizione che separa queste due condizioni opposte è la cosiddetta “*pendenza critica*”: se un osservatore fermo immerge un bastone in una corrente con pendenza critica, vedrà le perturbazioni controcorrente sul pelo libero ferme rispetto a lui. Questo vuol dire che, in condizioni critiche, le perturbazioni si propagano sul pelo libero alla stessa velocità media del flusso della corrente.

A parità di portata convogliata, quando un canale si trova costretto a diminuire l’altezza h_0 del suo pelo libero (e quindi la sezione $A_0 = B \times h_0$ di passaggio del flusso) si assiste all’aumento della sua energia cinetica ($V_0^2/2g$): infatti, per mantenere costante la portata, quando diminuisce la sezione di passaggio ($A_0 = B \times h_0$), non può che aumentare la velocità. Si può dimostrare che, con la costanza della portata Q_0 , per una corrente veloce l’energia cinetica $V_0^2/2g$ aumenta molto sensibilmente in concomitanza a diminuzioni dell’altezza liquida h_0 .

Come conseguenza, per diminuzioni dell’altezza liquida h_0 , si registra sempre un aumento dell’energia specifica E_0 :

$$\text{– per correnti veloci se } dh < 0 \text{ segue: } \frac{dE_0}{dh} < 0.$$

Analogamente, quando una corrente lenta aumenta la sua altezza liquida ($dh > 0$), l’energia cinetica $V_0^2/2g$ aumenta solo impercettibilmente; infatti, per aumenti dell’altezza liquida h_0 , si registra sempre una diminuzione dell’energia specifica E_0 :

$$\text{– per correnti lente se } dh > 0 \text{ segue: } \frac{dE_0}{dh} > 0.$$

Ammettendo, ad intuito, una continuità nei fenomeni naturali si deduce che, nel caso di canale in condizioni critiche (passando da lente a veloci), deve esistere uno “zero”:

$$\text{– per correnti critiche: } \frac{dE_0}{dh} = 0.$$

Pertanto, dal bilancio dell’equazione dell’energia totale nella forma:





•PARTE I
 92 •Le acque reflue
 •
 •

$$\frac{dH_0}{ds} = -J$$

ponendo l'attenzione direttamente sulla variazione dell'energia specifica, si ha:

$$\frac{dz_0}{ds} + \frac{dE_0}{ds} = -J \Rightarrow \frac{dE_0}{ds} = i_f - J \Rightarrow \frac{dE_0}{dh} \cdot \left(\frac{dh}{ds} \right) = i_f - J.$$

Da cui si deduce la seguente importante relazione:

$$\frac{dE_0}{dh} = \frac{i_f - J}{\left(\frac{dh}{ds} \right)}.$$

Questa equazione, può essere scritta anche in questo modo:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_f - J}{\left(\frac{dE_0}{dh} \right)}.$$

A parità di portata, nei tratti di canale in cui l'altezza h del flusso sia maggiore dell'altezza di moto uniforme h_u , essendo la relativa sezione di passaggio del flusso nel primo caso $A = B \times h$ maggiore della sezione che si avrebbe in condizioni di moto uniforme $A_u = B \times h_u$, le perdite di energia specifica, e quindi anche le perdite totali J , devono risultare minori delle perdite di energia totali J_u che si hanno nel caso particolare di moto uniforme (linea dei carichi totali parallela alla linea di fondo del canale $J_u = i_f$). Pertanto:

- per tratti in cui $h > h_u$ si ha: $J < i_f \rightarrow i_f - J > 0$;
- per tratti in cui $h < h_u$ si ha: $J > i_f \rightarrow i_f - J < 0$.

Di conseguenza, il segno della variazione dh/ds (variazione dell'altezza liquida lungo il moto) dipende dalla natura della corrente (lenta, veloce o critica) e dal valore iniziale dell'altezza liquida h rispetto all'altezza liquida h_u di moto uniforme.

Quanto detto è indispensabile per il dimensionamento corretto degli sfioratori. Infatti, le ipotesi per lo sfioratore sono:

- canale a debole pendenza;
- canale considerato indefinito a valle.

La prima ipotesi implica, nel caso particolare di moto uniforme, che la corrente sia lenta. La seconda ipotesi implica che non si debbano considerare cause rilevanti e perturbatrici della corrente a valle dello sfioro. Queste due condizioni permettono di ipotizzare che, a valle dello sfioro, la corrente sia ovunque in moto uniforme. Infatti, essendo una corrente



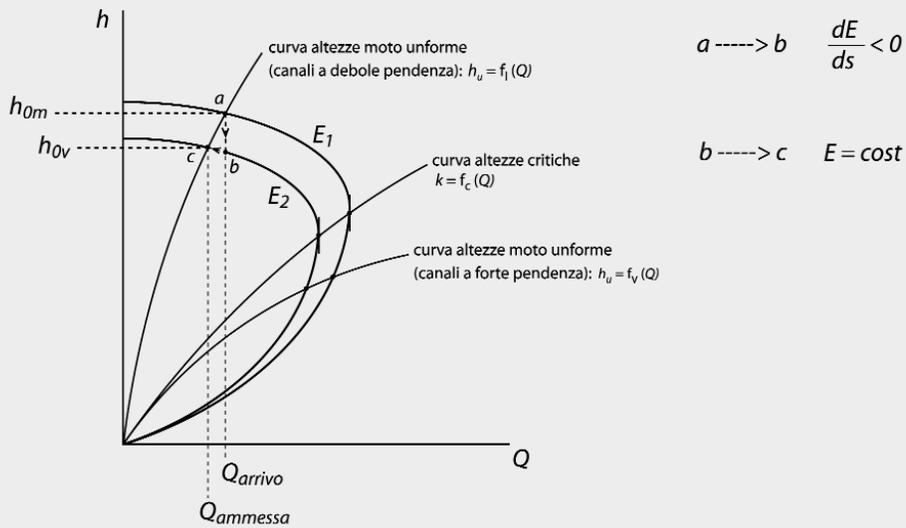


lenta, solo le condizioni al contorno più a valle determinano il tipo di profilo. E non essendo, per ipotesi, condizioni perturbatrici a valle, il moto non può che mantenersi uniforme indefinitamente da valle fino alla fine dello sfioro. Viceversa, a monte dello sfioro, la causa perturbatrice è proprio lo sfioro che, quindi, può esercitare il suo "disturbo" sul profilo della corrente. Questa, infatti, si presenta con altezza h decrescente ($dh/ds < 0$) da monte (dove tende indefinitamente ad h_u) fino all'inizio dello sfioro, dove è $h < h_u$ e si ha $J > i_f \rightarrow i_f - J < 0$. Pertanto, da monte (E_1) fino all'inizio dello sfioro (E_2) si ha $E_1 \rightarrow E_2$ con:

$$\frac{dE_0}{ds} = i_f - J < 0.$$

Lungo lo sfioro, invece, in virtù dell'ipotesi del Prof. DE MARCHI, l'energia totale si mantiene costante. Pertanto, trascurando la variazione di pendenza del fondo ($di_f/ds \approx 0$) del canale lungo lo sfioro, anche l'energia specifica si mantiene costante ($E = cost$). La situazione energetica lungo l'intero canale è riassunta nella figura sottostante.

Da punti a monte (a) fino al punto (b) di inizio dello sfioro l'energia specifica diminuisce ($dE_0/ds < 0$) dal valore E_1 in (a) al valore E_2 in (b). Lungo tutto lo sfioro fino a (c) si ha: $E = E_2 = cost$. Procedendo verso monte, il profilo della corrente tende asintoticamente all'al-



h_{0v} altezza di moto uniforme a valle dello sfioro
 h_{0m} altezza di moto uniforme a monte dello sfioro

a = sezione a monte dello sfioro
 b = sezione ad inizio sfioro
 c = sezione a fine sfioro

E_1 energia specifica a monte dello sfioro
 E_2 energia specifica a valle e sullo sfioro





•PARTE I
 94 •Le acque reflue
 •
 •

tezza di moto uniforme h_{om} relativa alla portata Q_{arrivo} ; mentre a valle dello sfioro, il profilo della corrente è pari all'altezza di moto uniforme h_{ov} relativa alla portata $Q_{ammessa}$, con energia specifica costante e pari a: $E = E_2$.

Le grandezze di progetto note sono:

- larghezza utile del canale $B = 1,0 \text{ m}$;
- portata nera (tempo secco): $Q_n = 800 \text{ m}^3/\text{d}$;
- coefficiente di diluizione necessario $c = 10,3$ (vedere esempio 1.4).

La portata di dimensionamento idraulico dello sfioratore primario (portata ammessa a valle dello sfioratore, e quindi inviata ai trattamenti preliminari) è:

$$Q_{ammessa} = c \times Q_n = 10,3 \times (800 \text{ m}^3/\text{d}) = 8240 \text{ m}^3/\text{d}.$$

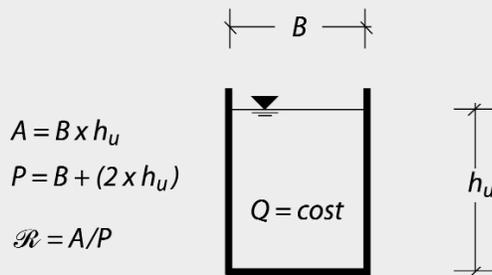
Si ammetta che la massima portata prevedibile in tempo di pioggia in arrivo dall'intera rete fognante mista sia stata valutata attorno a: $Q_{arrivo} = 16000 \text{ m}^3/\text{d} \approx 0,185 \text{ m}^3/\text{s}$. Pertanto, la portata massima da sfiorare risulta:

$$Q_{sfioro} = Q_{arrivo} - Q_{ammessa} = (16000 \text{ m}^3/\text{d}) - (8240 \text{ m}^3/\text{d}) = 7760 \text{ m}^3/\text{d}.$$

A questo punto, si rende necessario il calcolo dell'altezza liquida a valle dello sfioratore, quando il canale rettangolare convoglia la portata $Q_{ammessa} = 8240 \text{ m}^3/\text{d}$ verso i trattamenti preliminari. Si è visto che, essendo il canale a debole pendenza, l'altezza di moto uniforme h_u a valle dello sfioro deve essere una corrente lenta. Per il calcolo dell'altezza di moto uniforme, si deve costruire la cosiddetta "scala di deflusso" delle portate. Ovvero, una relazione che lega il valore dell'altezza di moto uniforme h_u in funzione dei valori assunti per la portata Q . A tal proposito, rimane utile una delle formule del moto uniforme per correnti a superficie libera gradualmente variate (Parte XII, eq. 12.6):

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i_f}.$$

Questa formula è nota come "relazione di CHEZY", in cui il parametro C viene detto "parametro di scabrezza", e può essere calcolato mediante varie relazioni (BAZIN, KUTTER,





STRICKLER); mentre, il parametro \mathcal{R} è il cosiddetto "raggio idraulico" della sezione $A_u = B \times h_u$, definito come il rapporto tra l'area della sezione A_u trasversale al flusso e la lunghezza del contorno bagnato P misurato sulla sezione stessa:

Per il calcolo del coefficiente di scabrezza C si impieghi la formula del KUTTER:

$$C = k \cdot \mathcal{R}^{1/6}$$

dove, in base ai valori riportati nell'**Appendice-G**, per un canale in cemento armato si può assumere per k il valore di: $k = 80 \text{ m}^{1/3} \times \text{s}^{-1}$.

Si compila, quindi, mediante un foglio elettronico, la seguente tabella, assegnando dei valori crescenti per le altezze h_u di moto uniforme:

h_u [m]	$A_u = B h_u$ [mq]	P [m]	\mathcal{R} [m]	C [$\text{m}^{1/2} \times \text{s}^{-1}$]	$C \sqrt{\mathcal{R} i_f}$	Q [mc/s]
0,10	0,050	0,700	0,071	51,531	0,4355	0,022
0,15	0,075	0,800	0,094	53,920	0,5221	0,039
0,20	0,100	0,900	0,111	55,469	0,5847	0,058
0,25	0,125	1,000	0,125	56,569	0,6325	0,079
0,30	0,150	1,100	0,136	57,395	0,6702	0,101
0,35	0,175	1,200	0,146	58,041	0,7009	0,123
0,40	0,200	1,300	0,154	58,560	0,7264	0,145
0,45	0,225	1,400	0,161	58,988	0,7478	0,168
0,50	0,250	1,500	0,167	59,347	0,7662	0,192
0,55	0,275	1,600	0,172	59,652	0,7820	0,215
0,60	0,300	1,700	0,176	59,915	0,7959	0,239
0,65	0,325	1,800	0,181	60,144	0,8082	0,263
0,70	0,350	1,900	0,184	60,345	0,8190	0,287
0,75	0,375	2,000	0,188	60,523	0,8288	0,311
0,80	0,400	2,100	0,190	60,682	0,8375	0,335
0,85	0,425	2,200	0,193	60,825	0,8454	0,359
0,90	0,450	2,300	0,196	60,954	0,8526	0,384
0,95	0,475	2,400	0,198	61,071	0,8592	0,408
1,00	0,500	2,500	0,200	61,178	0,8652	0,433
1,10	0,550	2,700	0,204	61,365	0,8758	0,482
1,20	0,600	2,900	0,207	61,525	0,8850	0,531
1,30	0,650	3,100	0,210	61,662	0,8929	0,580
1,40	0,700	3,300	0,212	61,781	0,8998	0,630
1,50	0,750	3,500	0,214	61,885	0,9059	0,679
1,60	0,800	3,700	0,216	61,978	0,9113	0,729

La portata ammessa nel canale è pari a

$$Q_{\text{ammessa}} = 8240 \text{ m}^3/\text{d} = (8240 \text{ m}^3/\text{d}) / (24 \times 60 \times 60 \text{ s/d}) \approx 0,09 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Transitando quest'ultima portata in condizioni di moto uniforme, dai dati disposti in tabella, risulta che l'altezza della corrente, in corrispondenza di $Q = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ è all'incirca di:



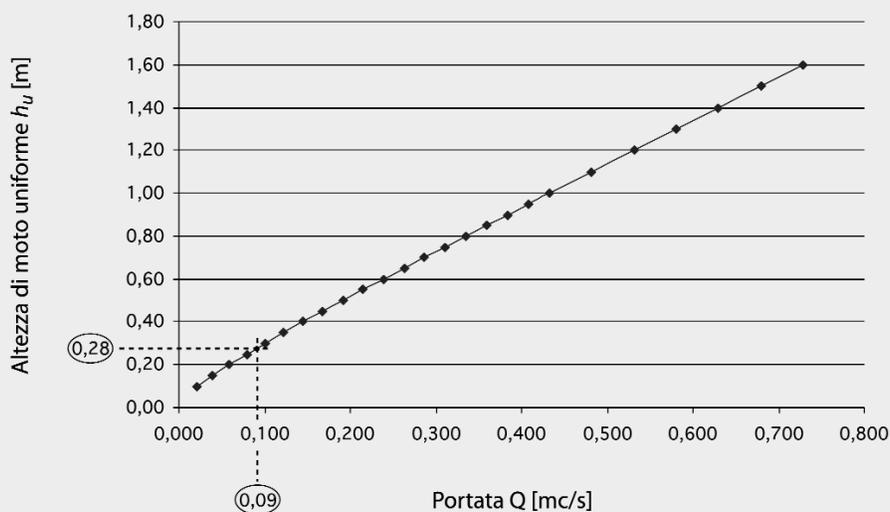


•PARTE I
 96 •Le acque reflue
 •
 •

$$h_u \approx 0,25 \div 0,30 \text{ m.}$$

Volendo calcolare con maggiore precisione tale valore, conviene riportare su grafico l'andamento dell'altezza di moto uniforme h_u con i corrispettivi valori della portata Q . Pertanto, sempre tramite l'ausilio di un foglio elettronico, selezionando l'ultima colonna (Q) e la prima colonna (h_u) della tabella riportata alla pagina precedente, si ottiene il seguente grafico:

Scala di deflusso della portata



Risulta, pertanto, un'altezza di moto uniforme di circa $h_u = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$. Il valore dell'energia specifica a valle dello sfioratore è pari a $E = E_2$:

$$E_2 = h_{u2} + \frac{V_2^2}{2g} = h_{u2} + \frac{Q_{ammessa}^2}{A_2^2 \times 2g} = h_{u2} + \frac{Q_{ammessa}^2}{(B \times h_{u2})^2 \times 2g} =$$

$$= 0,28 \text{ m} + \frac{(0,09 \text{ m}^3 / \text{s})^2}{(1 \text{ m} \times 0,28 \text{ m})^2 \times 2 \cdot (9,81 \text{ m} / \text{s}^2)} \approx 0,285 \text{ m.}$$

Il valore dell'altezza critica K_2 a valle dello sfioro si calcola tramite la nota relazione:

$$K_2 = \sqrt[3]{\frac{Q_{ammessa}^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{(0,09 \text{ m}^3 / \text{s})^2}{[(9,81 \text{ m} / \text{s}^2) \cdot (1,0 \text{ m})^2]}} \approx 0,1 \text{ m.}$$





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
1.9 Trattamento idraulico delle acque di piena

η	$\varepsilon = 0,0$	$\varepsilon = 0,1$	$\varepsilon = 0,2$	$\varepsilon = 0,3$	$\varepsilon = 0,4$	$\varepsilon = 0,5$
	μ	μ	μ	μ	μ	μ
0,25	0,44	0,44	0,44	0,43	0,43	0,43
0,50	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,38
0,75	0,42	0,41	0,40	0,38	0,36	0,33
1,00	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,28
1,25	0,38	0,36	0,33	0,31	0,28	0,25
1,50	0,35	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22
2,00	0,30	0,28	0,26	0,23	0,20	0,17
2,50	0,26	0,24	0,22	0,19	0,16	0,14
3,00	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14	0,12
3,50	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10
4,00	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,09
4,50	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08
5,00	0,15	0,13	0,12	0,10	0,08	0,07
5,50	0,14	0,12	0,11	0,09	0,07	0,06
6,00	0,13	0,11	0,10	0,08	0,06	0,05
6,50	0,12	0,10	0,09	0,07	0,06	0,05
7,00	0,11	0,09	0,08	0,06	0,05	0,04
7,50	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04
8,00	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04

η	$\varepsilon = 0,6$	$\varepsilon = 0,7$	$\varepsilon = 0,8$	$\varepsilon = 0,9$	$\varepsilon = 1,0$
	μ	μ	μ	μ	μ
0,25	0,42	0,37	0,29	0,22	0,15
0,50	0,37	0,30	0,23	0,16	0,09
0,80	0,29	0,23	0,17	0,12	0,06
1,00	0,24	0,19	0,14	0,09	0,05
1,25	0,21	0,17	0,12	0,07	0,04
1,50	0,18	0,14	0,09	0,06	0,03
2,00	0,14	0,10	0,06	0,04	0,02
2,50	0,11	0,08	0,05	0,03	0,02
3,00	0,10	0,07	0,04	0,02	0,01
3,55	0,08	0,06	0,04	0,02	0,01
4,00	0,07	0,05	0,04	0,02	0,01
4,50	0,06	0,05	0,03	0,02	0,01
5,00	0,06	0,04	0,03	0,02	0,01
5,50	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
6,00	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
6,50	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
7,00	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01
7,50	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01
8,00	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01

Tabella 1.8.1 – Valori del parametro μ_t in funzione di ε e di η per sfioratori longitudinali a spigolo vivo. Valori da considerarsi orientativi.





•PARTE I
 98 •Le acque reflue
 •
 •

La corrente di moto uniforme a valle dello sfioro soddisfa la disuguaglianza $h_{u2} > K_2$; pertanto, rispetta la definizione idraulica di corrente lenta:

*Una corrente è lenta quando la sua altezza è maggiore dell'altezza critica.
 Una corrente è veloce quando la sua altezza è minore dell'altezza critica.*

Analogamente, il valore dell'altezza critica K_1 , a monte dello sfioro risulta:

$$K_1 = \sqrt[3]{Q_{arrivo}^2 / [gB^2]} = \sqrt[3]{(0,185 \text{ m}^3 / \text{s})^2 / [(9,81 \text{ m} / \text{s}^2) \cdot (1,0 \text{ m})^2]} \approx 0,15 \text{ m}.$$

L'altezza critica di un canale rettangolare dipende dalla portata convogliata e dalla larghezza del canale, e non dipende dalla pendenza i_f del canale.

Si procede, ora, al calcolo del parametro (coefficiente di efflusso):

$$\eta = \frac{L_{sf}}{B} \cdot \left(1 - \frac{c}{E_2}\right) = \frac{L_{sf}}{(1 \text{ m})} \cdot \left(1 - \frac{0,20 \text{ m}}{(0,285 \text{ m})}\right) \approx 0,3 \cdot L_{sf}$$

avendo scelto un'altezza della soglia $c = 0,20 \text{ m}$ (circa il 70% di h_{u2}), ovviamente minore dell'altezza di moto uniforme h_{u2} a valle dello sfioro.

Il rapporto ε tra la portata ammessa e la portata in arrivo risulta:

$$\varepsilon = \frac{Q_{ammessa}}{Q_{arrivo}} = \frac{8240 \text{ m}^3 / \text{d}}{16000 \text{ m}^3 / \text{d}} \approx 0,5.$$

La portata sfiorata è stata calcolata pari a:

$$Q_{sfioro} = Q_{arrivo} - Q_{ammessa} = (16000 \text{ m}^3 / \text{d}) - (8240 \text{ m}^3 / \text{d}) = 7760 \text{ m}^3 / \text{d}.$$

L'aver ammesso la costanza dell'energia lungo la lunghezza L_{sf} , porta a ritenere valida la seguente relazione:

$$Q_{sfioro} = \mu \cdot L_{sf} \cdot (E_2 - c) \cdot \sqrt{2g \cdot (E_2 - c)}.$$

Pertanto, sostituendo i valori numerici si ottiene una relazione che lega il valore della portata di sfioro Q_{sfioro} al valore del parametro μ e alla lunghezza dello sfioratore L_{sf} . Infatti:





$$Q_{sfioro} = \mu \cdot L_{sf} \cdot (0,285 \text{ m} - 0,20 \text{ m}) \cdot \sqrt{2 \cdot (9,81 \text{ m/s}^2) \cdot (0,285 \text{ m} - 0,20 \text{ m})} =$$

$$= \mu \cdot L_{sf} \cdot (0,085 \text{ m}) \cdot \sqrt{1,6677 \text{ m}^2/\text{s}^2} \approx \mu \cdot L_{sf} \cdot 0,11.$$

Pertanto, si ottiene il seguente legame:

$$Q_{sfioro} \approx \mu \cdot L_{sf} \cdot 0,11$$

associata all'altra relazione trovata:

$$\eta \approx 0,3 \cdot L_{sf}$$

Ponendo ora una lunghezza dello sfioro pari a $L_{sf} = 8 \text{ m}$ risulta:

$$\eta = 0,3 \times (8 \text{ m}) = 2,4.$$

Pertanto, ricordando il valore calcolato per $\varepsilon = 0,5$, in base ai valori riportati nella tabella 1.8.1, risulta un valore di $\mu = 0,14$ circa. Di conseguenza, il valore della portata che è possibile sfiorare per una lunghezza di $L_{sf} = 8 \text{ m}$ risulta:

$$Q_{sfioro} = 0,14 \times (8 \text{ m}) \times 0,11 \approx 0,123 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Procedendo ora con un valore di $L_{sf} = 3 \text{ m}$, si calcola:

$$\eta = 0,3 \times (3 \text{ m}) = 0,9.$$

In virtù dei dati di riferimento in tabella 1.8.1, per $\varepsilon = 0,5$, risulta un valore di $\mu = 0,28$ circa. Pertanto, il valore della portata che è possibile sfiorare per una lunghezza di $L_{sf} = 3 \text{ m}$ risulta:

$$Q_{sfioro} = 0,28 \times (3 \text{ m}) \times 0,11 \approx 0,094 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Si evince che adottando una lunghezza $L_{sf} = 3 \text{ m}$ si riesce a sfiorare una portata:

$$Q_{sfioro} = 0,094 \text{ m}^3/\text{s} = (0,094 \text{ m}^3/\text{s}) \times (24 \times 60 \times 60 \text{ s/h}) =$$

$$= 7983 \text{ m}^3/\text{d} > 7760 \text{ m}^3/\text{d}.$$





•PARTE I
 100 •Le acque reflue
 •
 •

Osservazioni[†]. In generale, conviene fissare un numero di valori di tentativo per L_{sf} sufficienti per avvicinarsi quanto più possibile al valore di portata da sfiorare. Al solito, mettendo su grafico i valori di L_{sf} scelti e i corrispondenti valori Q_{sfioro} calcolati, si può valutare l'andamento della curva $Q_{sfioro} = f(L_{sf})$ e leggere, direttamente dal grafico, il valore di L_{sf} necessario per sfiorare la portata necessaria Q_{sfioro} .
 L'intera procedura di calcolo, illustrata in questo esempio, risulta valida anche per canali trapezi, purché per η si assuma la seguente espressione:

$$\eta = \frac{L_{sf}}{B + E_2 \cdot \operatorname{tg} \alpha} \times \left(1 - \frac{c}{E_2} \right),$$

dove:

- B è la larghezza del fondo del canale;
- α l'angolo formato dalla sponda con la verticale.

C'è da osservare, in generale, che gli sfioratori laterali sono poco utili alla limitazione della portata sfiorata; e la portata sfiorata cresce solo poco al crescere della lunghezza L_{sf} , e praticamente oltre certi valori di L_{sf} ogni ulteriore aumento di lunghezza risulta praticamente inutile, in quanto, nelle pratiche applicazioni ($\eta = 0,5 \div 3$), al crescere di L_{sf} il valore μ diminuisce molto.

È bene porre in evidenza che il corretto dimensionamento idraulico degli scaricatori laterali è subordinato al calcolo – o meglio, alla conoscenza – del coefficiente di efflusso μ lungo la direzione del moto ($\mu = \mu(s)$). Questo coefficiente è determinabile con precisione soltanto se dedotto da dati di tipo sperimentale eseguiti su sfioratori laterali in fregio a canali di sezione rettangolare.

[†] Per maggiori dettagli in merito al dimensionamento idraulico degli sfioratori laterali, consultare i testi:

"Idraulica"; DE MARCHI;

"Idraulica"; CITRINI e NOSEDA;

"Idraulica"; PUPPINI;

"Meccanica dei Fluidi"; E. MARCHI, A. RUBATTA; Utet.



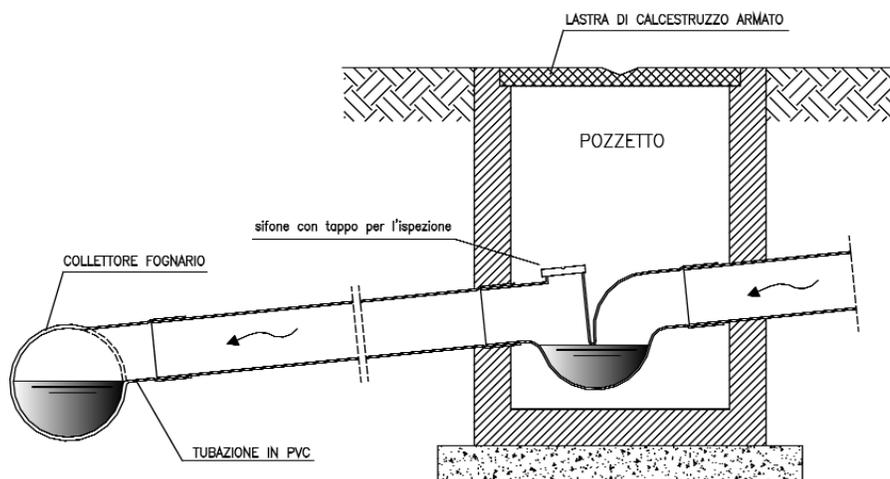


Figura 1.9 – Generico pozzetto d'ispezione. Convogliamento acque nel collettore fognario. I raccordi di fognari in uscita dagli edifici abitativi presentano tubazioni da 100 o 150 mm con pendenza del 2% (raramente dell' 1%).

1.10 CONVOGLIAMENTO DELLE ACQUE DI SCARICO^(†)

1.10.1 SISTEMI DI RACCOLTA DELLE ACQUE PIOVANE

Le acque di superficie affluiscono nel sistema di drenaggio delle acque bianche attraverso caditoie stradali o nei punti di raccolta dei drenaggi naturali. Al sistema stesso vengono convogliate anche le acque delle infiltrazioni dal terreno dei drenaggi a livello delle fondazioni degli edifici che talvolta vengono pompate nella fognatura quando questa sia posta a livello più elevato delle medesime fondamenta, con il vantaggio, in quest'ultimo caso, di non subire reflussi quando i condotti si trovino in condizioni di sovraccarico. Le figure 1.9 e 1.10 illustrano due particolari sistemi di drenaggio delle acque meteoriche. La figura 1.9 illustra un generico pozzetto d'ispezione lungo una condotta di drenaggio; mentre, la figura 1.10 illustra il sistema di drenaggio con pozzetto e griglia di raccolta. I pozzetti di raccolta delle acque meteoriche si collegano per mezzo di brevi rac-

[†] Maggiori approfondimenti in merito agli argomenti trattati nel paragrafo 1.10 si possono trovare sul seguente testo: "Water and Wastewater Technology – SI version"; MARK J. HAMMER; John Wiley & Sons, USA; 1986; utilissimo anche il corrispettivo testo tradotto in lingua italiana con il titolo: "Manuale di Tecnologia dell'acqua"; VITTORIO BEARZI e RICCARDO CASTIGLIONI; editrice Tecniche Nuove.





•PARTE I
 102 •Le acque reflue
 •
 •

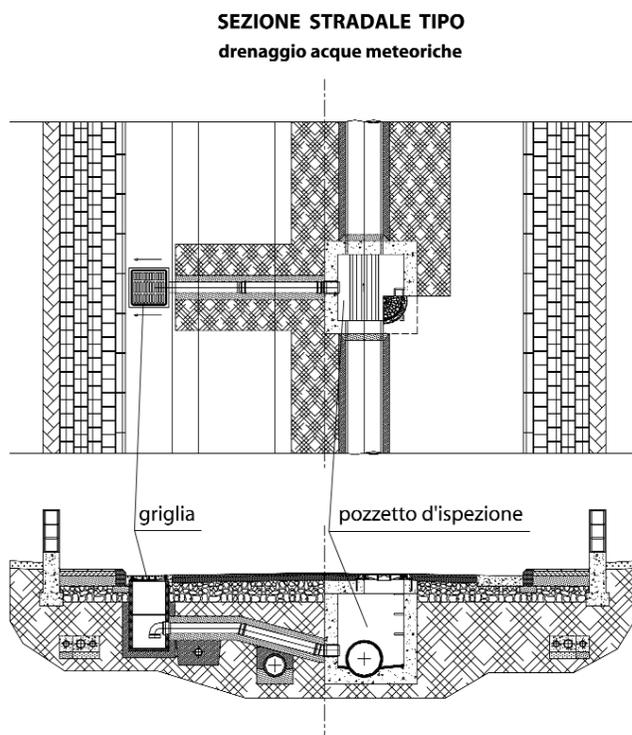


Figura 1.10 – Drenaggio acque meteoriche. Sezione stradale tipo con pozzetto d'ispezione.

Fonte: <http://www.oppo.it>.

cordi alle condotte principali delle acque meteoriche, poste nel senso degli assi stradali (vedere figura 1.10), che spesso coincidono con gli assi medesimi. I tombini vengono disposti al bordo stradale ad intervalli regolari per facilitarne il controllo e la pulizia. L'inclinazione delle tubazioni segue il pendio generale della superficie del terreno cosicché l'acqua entra e può scendere regolarmente verso il punto prescelto di scarico.

Le tubazioni fognarie vengono poste alla minima profondità possibile per ridurre le sezioni di scavo, purché risulti una copertura minima da $0,6 \div 1,2$ m di terreno per ridurre l'effetto dei sovraccarichi stradali. Le uscite dalle reti fognarie sfocianti in canali naturali soggetti a correnti o ad escursioni di livello vengono dotate di *chiuse a cerniera* per prevenire gli allagamenti nel sistema a monte. Le *chiuse antiriflusso* sono adottate anche sulle bocche di scarico delle fognature combinate e sulle linee degli effluenti provenienti dagli impianti di trattamento, a seconda della necessità.

La velocità a pieno carico adottata nel dimensionamento di condotte pluviali va





da un minimo di $0,9 \text{ m/s}$ ad un massimo di $3,0 \text{ m/s}$. Il limite minimo viene fissato per consentire l'autopulizia dei condotti evitando depositi di sostanze solide, mentre il limite superiore va rispettato per prevenire l'erosione del condotto medesimo dovuto ai materiali trasportati dall'acqua, come pietrisco e simili.

La differenza sostanziale nella progettazione delle reti fognarie delle acque nere rispetto alle acque pluviali consiste essenzialmente nel fatto che queste ultime sono caratterizzate da periodici sovraccarichi e straripamenti. Per esempio, un canale di acque meteoriche dimensionato in base ad un'intensità pluviometrica progettata per un tempo di ritorno di $t_R = 10 \text{ anni}$ fa supporre che un temporale ogni dieci anni avrà intensità tale da superare i massimi progettati.

Le fognature nere sono, invece, progettate e costruite per prevenire i sovraccarichi, a meno di estranee infiltrazioni, attraverso le giunture delle tubazioni nel terreno o all'esistenza di allacci non autorizzati.

Una vistosa differenza riconoscibile fra fognature nere e pluviali è la dimensione dei condotti necessari a servire una determinata zona: i condotti pluviali risul-

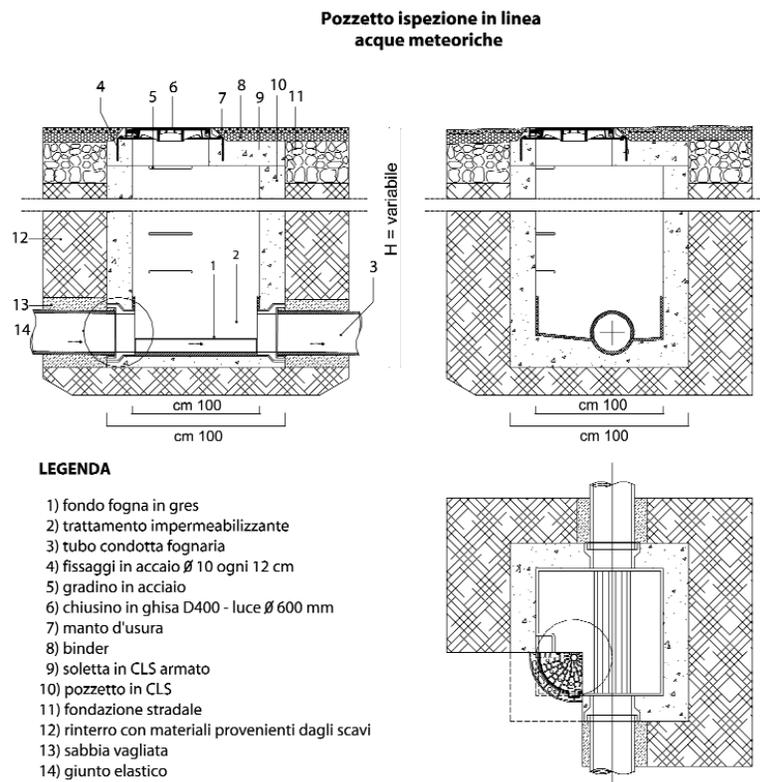


Figura 1.11 – Pozzetto di ispezione in linea per sole acque meteoriche. Dettagli costruttivi.





**Pozzetto in linea - immissione caditoia
acque nere**

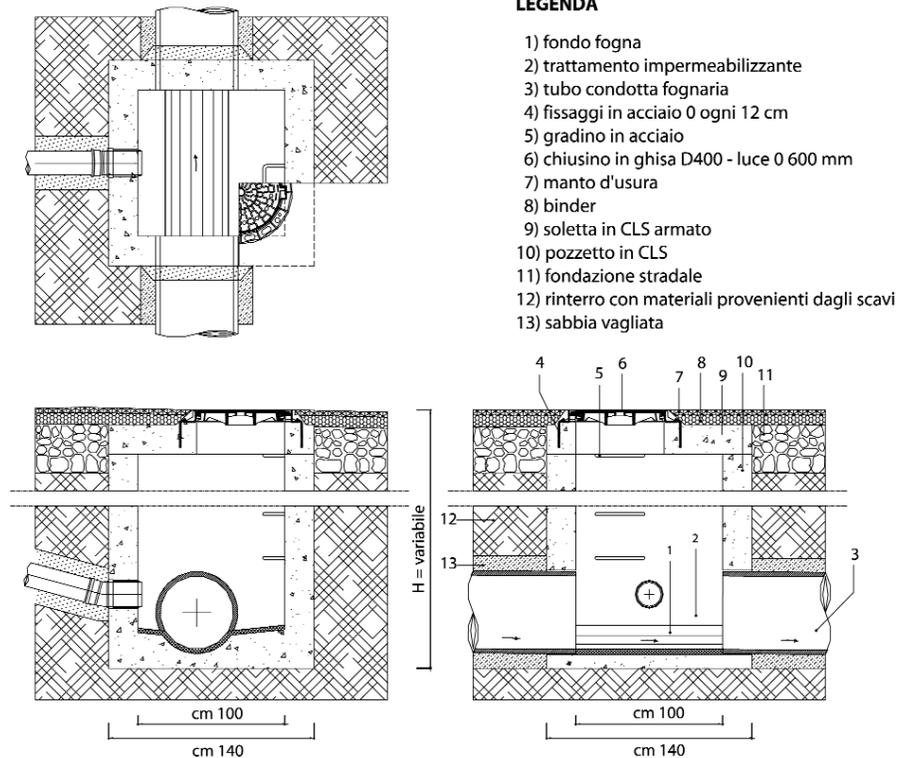


Figura 1.12 – Pozzetto “in linea” con immissione in caditoia delle acque nere. Dettagli costruttivi.
Fonte: <http://www.oppo.it>.

tano di sezione alquanto maggiore di quella dei condotti per acque nere. Di conseguenza, sono sufficienti infiltrazioni anche modeste di acque piovane per determinare il sovraccarico delle fognature nere.

Per le reti di scarico pluviali si possono utilizzare tubazioni in cemento del tipo non rinforzato, con dimensioni fino a 600 mm di diametro. Tubazioni in cemento armato con maglia di acciaio sono in grado di garantire maggiore resistenza strutturale e presentano diametri disponibili da 300 mm a 3600 mm. Esistono, anche, delle tubazioni di calcestruzzo armato con sezioni ad ellisse o ad arco per applicazioni diverse.

Si adottano diverse tipologie di giunti per il collegamento fra i tronchi di tubazione a seconda delle condizioni di costruzione. Il giunto a guarnizione, delle





dimensioni e delle caratteristiche costruttive. Il giunto a guarnizione con un unico anello di gomma può rivelarsi utile, oltre che economico, per le linee in cemento armato, in virtù anche della facilità di costruzione e installazione. Ciascun tubo viene costruito con sedi per l'anello di gomma ricavate alle estremità in fase di montaggio: tale guarnizione viene posta in sede e lubrificata per ottenere un giunto a buona tenuta.

1.10.2 SISTEMA DI RACCOLTA DELLE ACQUE NERE

Le fognature delle acque nere trasportano acque di scarico domestiche ed eventualmente industriali per gravità, convogliandole agli impianti di trattamento. Una linea fognaria laterale raccoglie gli scarichi dalle case e convoglia le acque nere verso una diramazione che non ha raccordi di singoli scarichi (figura 1.9):

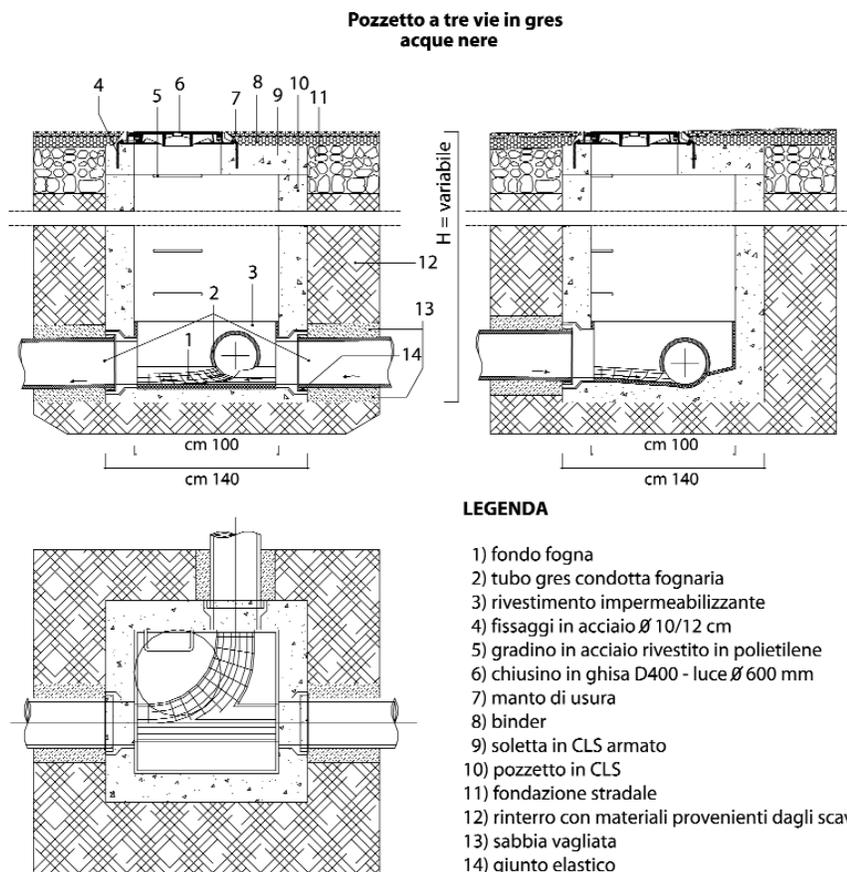


Figura 1.13 – Pozzetto di confluenza “a tre vie” per sole acque nere. Dettagli costruttivi.





•PARTE I
 106 •Le acque reflue
 •
 •

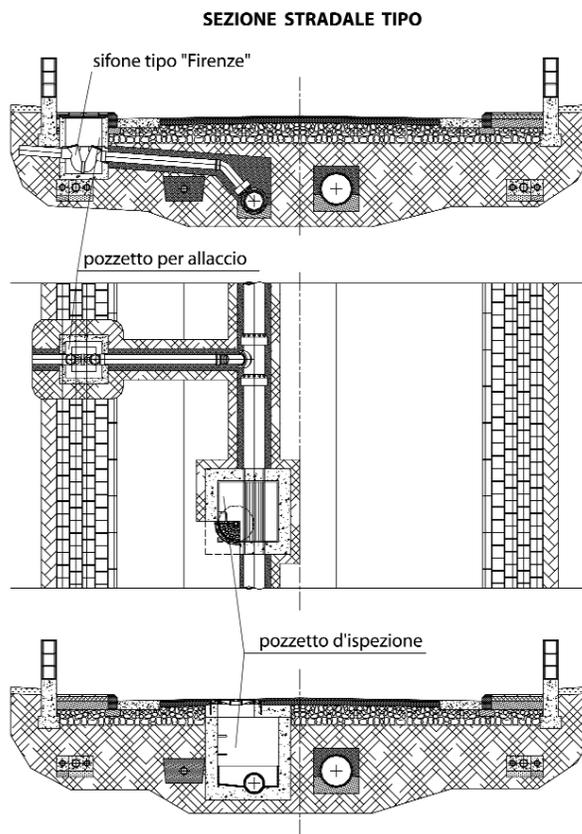


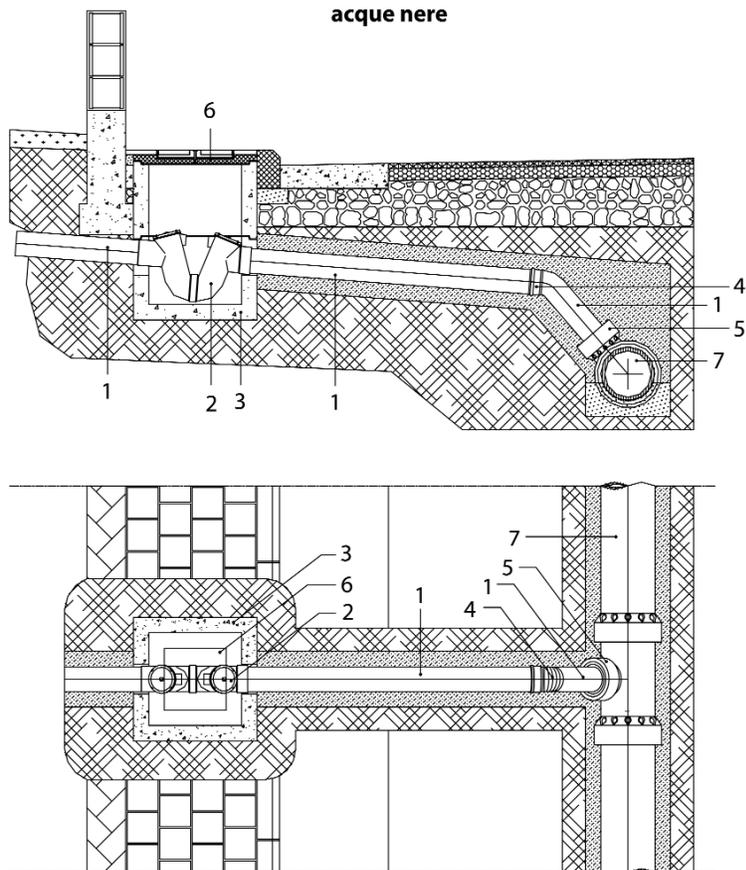
Figura 1.14 – Particolare allaccio di utenza alla fognatura per acque nere. Sezione stradale tipo. Dettagli costruttivi. Fonte: <http://www.oppo.it>.

le linee di diramazione, o subcollettori (figura 1.13), ricevute le acque dalle laterali, le trasportano ai collettori principali che raccordano le aree urbane all'impianto di depurazione. Le intensità di scarico dei sistemi fognari vengono adottate sulla base della popolazione servita, in questo modo: laterali e subcollettori *1500 litri/persona × giorno*; collettore e tronco finale *950 litri/persona × giorno*; condotti intercettatori *350%* dell'intensità media stimata durante il tempo secco. Questi valori comprendono le normali infiltrazioni e si riferiscono ai flussi a pieno carico, ma non includono le acque di scarico industriali, né ovviamente le infiltrazioni impreviste. L'inclinazione dei condotti dovrebbe essere sufficiente a mantenere una velocità di autopulitura attorno a *0,60 m/s* a pieno carico. Nella tabella 1.9 (vedere pagine seguenti) sono riportati le sezioni dei condotti, la pendenza minima per *0,60 m/s* e l'intensità di scarico corrisponden-





**Allaccio in fognatura
 acque nere**



LEGENDA

- 1) tubo in PVC
- 2) sifone in PVC (tipo "Firenze")
- 3) pozzetto pesante prefabbricato in CLS
- 4) curva in PVC
- 5) braga in gres 90° con diramazione
- 6) chiusino
- 7) collettore fognario

Figura 1.15 – Particolari costruttivi (riferimento a figura 1.14).





108 •PARTE I
•Le acque reflue
•
•

Tabella 1.9 – Portate di scarico per condotti fognari di varie dimensioni in funzione della velocità di flusso di 0,60 m/s a sezione piena. Valori delle pendenze minime calcolate per un fattore di MANNING $n = 0,013$.	Diametro tubo (mm)	Inclinazione minima (m/km)	Q a sezione piena (L/s)
	200	3,30	18,8
	250	2,45	29,5
	300	1,92	42,4
	375	1,43	66,3
	450	1,12	95,4
	525	0,912	130
	600	0,763	170
	675	0,652	215
	750	0,567	265
	900	0,444	382

(Fonte) "Manuale di Tecnologia dell'acqua"; editrice Tecniche Nuove.

te. Pendenze leggermente inferiori a quelle indicate possono essere consentite dove l'intensità media di progetto consente un'altezza di riempimento superiore ad un terzo del diametro del tubo. Dove la velocità supera i 3,0 m/s è necessario assumere misure idonee alla protezione dei condotti e dei pozzetti per prevenire gli effetti dell'erosione e degli urti della corrente. I condotti per le acque nere vanno posti a profondità sufficiente a prevenire il congelamento ed a raccogliere le acque di scarico dai seminterrati. Come regola generale, le linee laterali poste lungo gli assi stradali sono installate ad una profondità non inferiore a 3,3 m e dunque al di sotto della parte superiore delle fondamenta delle costruzioni. Per consentire l'esecuzione economica dei raccordi alla fognatura successivamente alla costruzione della strada, i collegamenti di servizio vengono predisposti dalle linee laterali fino alla sede dei marciapiedi (figure 1.14 e 1.15). Molti dei criteri di progettazione dei sistemi di raccolta delle acque di scarico sono dettati dalle necessità della manutenzione. Il diametro minimo raccomandato per le linee laterali è di 200 mm; i tombini posti ad intervalli regolari permettono l'accesso ai condotti per ispezioni e puliture (pozzetti di ispezione). I tubi installati con pendenze insufficienti richiedono puliture e lavaggi periodici per rimuovere le sostanze solide depositate, per prevenire eventuali intasamenti. Le fogne di diametro inferiore a 600 mm dovrebbero venire installate su linee diritte fra i tombini, benché negli ultimi tempi vi sia la tendenza a seguire la curvatura delle strade. L'ampiezza delle curve è determinata dalla lunghezza dei tronchi di tubazione e dalla flessibilità dei giunti. Le linee di fogna curve possono essere pulite con getti d'acqua ad alta pressione evitando peraltro di danneggiare l'interno dei condotti. Le stazioni di pompaggio vengono adottate nei sistemi fognari soltanto quando non risulti praticamente possibile lo scorrere per gravità del flusso:





**Pozzetto in linea - immissione caditoia
 acque nere**

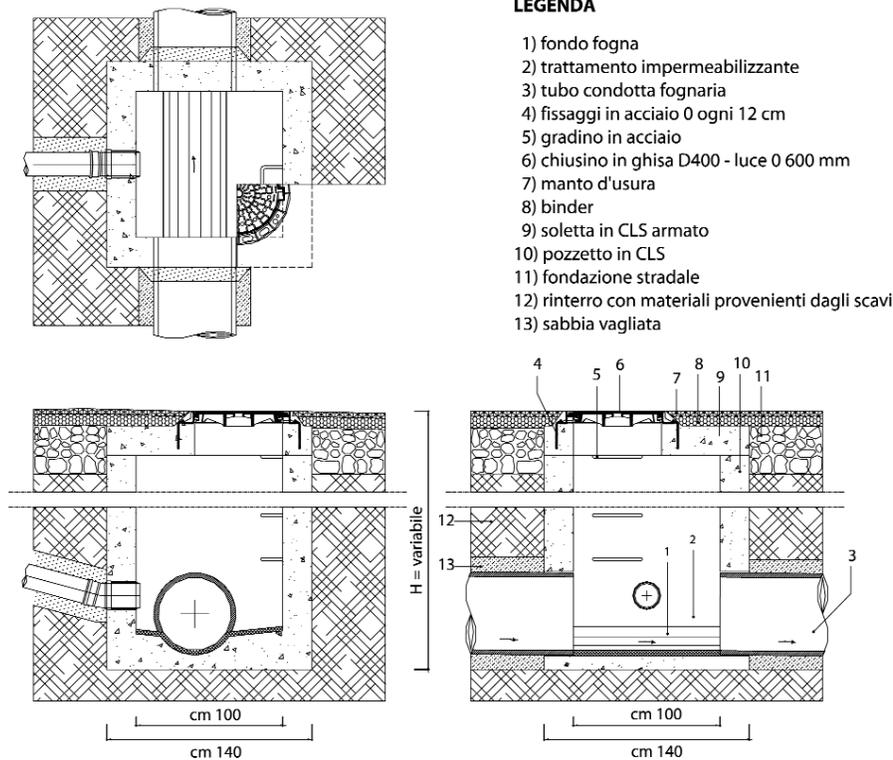


Figura 1.16 – Particolari costruttivi di un pozzetto di ispezione lungo la tubazione fognaria.
 Fonte: <http://www.oppo.it>.

tali sistemi comportano notevoli problemi potenziali di manutenzione oltre ai costi d'impianto.

1.10.3 PARTICOLARI SUI POZZETTI DI ISPEZIONE

La maggior dei pozzetti di ispezione è di forma circolare con un diametro interno di circa $1,20\ m$ sufficiente per consentire l'ispezione delle fogne e l'eventuale pulitura. Per tubazioni di piccolo diametro i pozzetti sono in genere costruiti direttamente sull'asse delle stesse (vedere figura 1.16), mentre i pozzetti dei condotti maggiori hanno accessi laterali con piattaforme di accesso, con la comodità di poter introdurre le attrezzature necessarie alla pulizia. Le intelaiature e i chiusini dei pozzetti sono generalmente in ghisa con un'apertura netta minima di circa $45\ cm$. I chiusini compatti sono adottati per le fogne, mentre i modelli non





•PARTE I
110 •Le acque reflue
•
•

a tenuta sono comuni per le reti di raccolta delle acque pluviali. Le pareti dei pozzetti possono essere costruite con anelli in cemento armato prefabbricati o con blocchi di cemento o mattoni con getti di calcestruzzo in opera; l'accesso all'interno viene predisposto con scale a gradini.

Le acque di scarico fluiscono attraverso il pozzetto lungo un canale liscio a forma di "U" ricavato nel basamento di cemento armato e, dove si verificano confluenze, i canali vanno rispettivamente disegnati per accompagnare la correnti che si uniscono (vedere figura 1.13).

Se in un pozzetto si verifica un cambio di direzione senza cambio di sezione, si deve provvedere ad abbassare di $1,5 \div 3,0$ cm il fondo del canale per compensare le perdite di carico. Quando, invece, un canale fognario minore confluisce in uno più grande, il fondo del canale maggiore andrà abbassato quel tanto necessario a mantenere un flusso uniforme. Un metodo approssimativo consiste nel far coincidere le altezze di riempimento a quota $0,8$ di entrambi i condotti oppure allineare le volte superiori.

I pozzetti andrebbero installati ad ogni variazione di pendenza, di dimensione o di allineamento, a tutte le confluenze, all'estremità di ogni linea a distanze non maggiori di 120 m per diametri fino a 375 mm, o 150 m per diametri da $450 \div 750$ mm.

1.10.4 ALLACCIAMENTI ALLE UTENZE

I raccordi fognari in uscita dagli edifici abitativi sono posti in linea retta e costituiti (vedere figura 1.9) da tubazioni da 100 o 150 mm con una pendenza di circa il 2%. In alcuni casi, per motivi di quota o di arretramento delle case rispetto al margine della strada, si può scendere attorno all'1%. Gli scavi per il passaggio della linea di servizio dovrebbero risultare diritti e alla pendenza richiesta.

Nei punti dove il terreno è idoneo, il fondo naturale dello scavo può essere rifinito per appoggiarvi direttamente il condotto, oppure si impiegheranno sabbia e ciottoli per formare una base uniforme (vedere figura 1.17).

Tubazioni di buona qualità, giunture a tenuta stagna e una buona installazione sono le qualità richieste per rendere minime sia l'infiltrazione sia l'interferenza delle radici della vegetazione.

Il collegamento di servizio alla fognatura viene eseguito tramite una diramazione a "T" ruotata verso l'alto di 45° o più rispetto all'orizzontale (vedere particolari in figura 1.15), in modo da evitare rigurgiti quando il condotto di raccolta risultasse sovraccarico. nel caso di fognature profonde il collegamento a "T" ed il tronco discendente sono spesso verticali e possono venire annegati in un getto di calcestruzzo per evitare danneggiamenti in fase di riempimento degli scavi. Benché si possano disporre diramazioni a "T" durante la costruzione della fognatura, la posizione dei futuri collegamenti di servizio è difficile da prestabilire e pertanto il collegamento a "T" viene comunemente costruito con un rac-



**LEGENDA**

- 1) manto d'usura
- 2) binder
- 3) fondazione stradale
- 4) conglomerato cementizio
- 5) nastro di segnalazione
- 6) rinterro con materiali provenienti dagli scavi
- 7) sabbia vagliata
- 8) tubo condotta

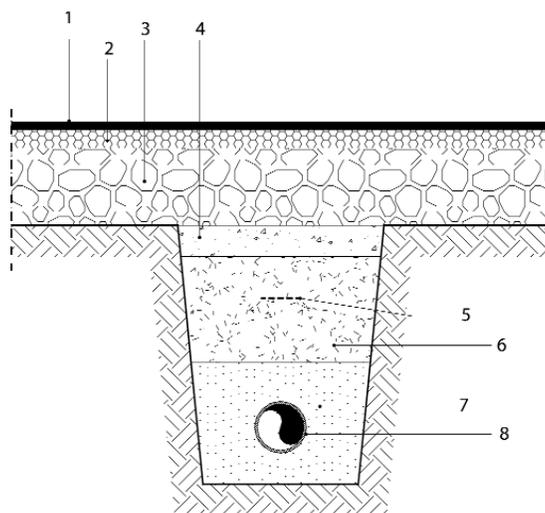


Figura 1.17 – Sezione tubo interrato. Particolari e modalità di alloggiamento nel terreno.

Fonte: <http://www.oppo.it>.

cordo a sella che può essere installato mentre la fognatura è in funzione. Quando viene eseguito lo scavo per mettere allo scoperto il condotto sotterraneo, il terreno adiacente al tubo viene rimosso usando una pala a mano per evitare i danneggiamenti possibili con mezzi meccanizzati: le pareti dello scavo devono essere puntellate per la sicurezza delle maestranze prima dell'inizio dei lavori sul fondo dello scavo stesso. I vari condotti fognari sono collegati l'uno all'altro mediante raccordi. Questi mettono in comunicazione l'aria della rete fognaria con l'atmosfera. Gli impianti di scarico muniti di sifoni al raccordo del wc e degli altri apparecchi impediscono il passaggio di gas nauseabondi all'interno degli edifici, mentre ogni cacciata di liquami spinge nuova aria nel condotto dalle colonne di ventilazione degli edifici. Tale aerazione porta nuovo ossigeno all'interno delle tubazioni fognanti, il che riduce la produzione di acido solfidrico (dal caratteristico odore di "uova marce") e la ventilazione contribuisce ad





•PARTE I
 112 •Le acque reflue
 •
 •

asportare gas volatili eventualmente formatisi dall'immissione illegale in fognatura di liquidi infiammabili. In alcuni casi, non risultando sufficiente l'aerazione naturale come nelle linee fognarie estese con pochi collegamenti di servizio, deve prevedersi una ventilazione forzata per estrarre i gas dalla fognatura eliminandoli da torrette di idonei camini o tramite processi di deodorizzazione.

ESEMPIO 1.9

Calcolare il numero massimo di persone che può essere servito da una fognatura con subcollettore da $\phi 200$ mm installato alla minima pendenza, adottando un'intensità di scarico di progetto di $I_{sc} = 1500$ litri/persona \times giorno, e una velocità massima di flusso di $v_{max} = 0,60$ m/s.

Soluzione. Una tubazione può convogliare la maggiore quantità di acqua reflua quando è completamente riempita. Occorre valutare, quindi, la portata convogliata dalla tubazione a bocca piena. La sezione utile della tubazione $\phi 200$ mm (0,20 m) risulta:

$$A = \pi \times D^2 / 4 = 3,14 \times (0,20 \text{ m})^2 / 4 = 0,0314 \text{ m}^2.$$

Pertanto, la massima portata convogliabile (a bocca piena) dalla tubazione risulta:

$$Q_{piena} = v_{max} \times A = (0,60 \text{ m/s}) \times (0,0314 \text{ m}^2) = 0,01884 \text{ m}^3/\text{s},$$

pari a:

$$\begin{aligned} Q_{piena} &= 0,01884 \text{ m}^3/\text{s} = \\ &= (0,01884 \text{ m}^3/\text{s}) \times (1000 \text{ l/m}^3) \approx 18,8 \text{ l/s} = \\ &= (18,8 \text{ l/s}) \times (24 \times 60 \times 60 \text{ s/giorno}) = \\ &= 1'624'320 \text{ l/giorno}. \end{aligned}$$

Pertanto, il numero massimo di persone N_{max} servibili si calcola:

$$\begin{aligned} N_{max} &= Q_{piena} / I_{sc} = (1'624'320 \text{ l/giorno}) / (1500 \text{ litri/persona} \times \text{giorno}) \approx \\ &\approx 1080 \text{ persone circa}. \end{aligned}$$

Osservazioni. In base ai valori in tabella 1.9, le portate sono calcolate imponendo una velocità massima di 0,60 m/s, mentre i valori delle pendenze minime sono stati calcolati utilizzando la nota formula di MANNING con $n = 0,013$. Pertanto, in questo esempio, la minima pendenza del subcollettore deve essere di $i_{min} = 3,30$ m/km (0,33 %).



**ESEMPIO 1.10**

Calcolare il diametro di un condotto pluviale idoneo al servizio dello stesso numero di persone servito dalla fognatura descritta nell'esempio precedente, utilizzando i seguenti dati di progetto:

- densità di popolazione $d_p = 7500$ persone/km²;
- coefficiente di afflusso $\varphi = 0,40$;
- velocità massima in condotta: $v_{max} = 1,5$ m/s;
- intensità massima di precipitazione $i = 108$ mm/h;
- durata della precipitazione: $t_p = 20$ min

Soluzione. Un metodo razionale per il progetto di reti di scarico pluviali è definito dalla seguente relazione:

$$q_p = \frac{i \times \varphi}{360} = \frac{(108 \text{ mm/h}) \times 0,40}{360} \approx 0,12 \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{ha}.$$

Essendo l'area scolante complessiva pari a:

$$\begin{aligned} S &= N_{max}/d_p = (1080 \text{ persone})/(7500 \text{ persone/km}^2) = 0,144 \text{ km}^2 = \\ &= (0,144 \text{ km}^2) \times (10^6 \text{ m}^2/\text{km}^2) = 144000 \text{ m}^2 = \\ &= (144000 \text{ m}^2)/(10000 \text{ m}^2/\text{ha}) = 14,4 \text{ ha}. \end{aligned}$$

la portata di acqua che la tubazione deve convogliare è:

$$Q = q_p \times S = (0,12 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{ha}) \times (14,4 \text{ ha}) \approx 1,73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

In base al *nomogramma* riportato nell'**Appendice-L** (primo grafico proposto nella suddetta appendice), per convogliare una portata di circa $Q = 1,73 \text{ m}^3/\text{s}$ con una velocità media di circa $V = 1,5 \text{ m/s}$ risulta necessaria una tubazione del diametro di 1200 mm e con una pendenza della stessa di circa lo $0,2\%$.

Perciò, il diametro del condotto acque pluviali sarà di 1200 mm per lo scarico delle acque della zona residenziale di 1080 persone.





- PARTE I
- 114 •Le acque reflue
-
-

1.11 CARATTERISTICHE FONDAMENTALI DEI CONDOTTI E DEI GIUNTI

Le caratteristiche fisiche essenziali per le tubazioni fognarie sono la durata, la resistenza all'abrasione, specialmente in presenza dell'azione erosiva dovuta al trasporto di materiali ghiaiosi, l'impermeabilità, per prevenire infiltrazioni e perdite, e la resistenza meccanica per poter sopportare i carichi di riempimento degli scavi e quelli dovuti al traffico sovrastante. I giunti dovrebbero anch'essi risultare durevoli, facili da installare e a tenuta stagna per prevenire infiltrazioni o ingresso di radici vegetali. Le caratteristiche chimiche più importanti dei materiali costituenti le tubazioni sono la resistenza al dissolvimento in acqua ed alla corrosione. Le superfici dei tubi devono essere in grado di resistere sia ad attacchi elettrochimici sia ad azioni chimiche del terreno circostante o dell'acqua di scarico trasportata. L'attività batterica nell'acqua di scarico anaerobica produce acido solfidrico gassoso (H_2S) e ciò accade soprattutto nei climi caldi e con insufficienti pendenze dei condotti. L'acido solfidrico assorbito dall'acqua condensa sulla volta superiore delle tubazioni e lì viene convertito in acido solforico (H_2SO_4) dall'azione batterica aerobica. Se la parete della tubazione non è in grado di resistere all'azione dell'acido, si avvia un processo di deterioramento fino al collasso definitivo della volta. La misura preventiva più efficace sta nella scelta di un materiale resistente alla corrosione, come ad esempio il grès o le materie plastiche. Per tubazioni di diametro non piccolo si potranno adottare tubazioni di cemento armato rinforzato: andrebbe allora preso in considerazione un rivestimento interno protettivo di catramina vinile o di resine epossidiche.

La formazione di acido solfidrico nelle fognature può d'altronde venire ridotta aumentando la pendenza ed anche, se necessario, tramite ventilazione artificiale. La corrosione del fondo delle tubazioni è causata, invece, dal trasporto di acque di scarico industriali acide: ovviamente, questo problema si riduce limitando lo scarico di rifiuti acidi nel sistema fognario. Nelle tubazioni di cemento si possono provvedere rivestimenti resistenti alla corrosione, come ad esempio piastrelle di ceramica vetrificata sul fondo del condotto. A questo proposito, le argille vetrificate sono fra i materiali più usati nelle tubazioni fognarie e si compongono di argilla o degli scisti argillosi e di combinazioni fra questi materiali, che vengono polverizzati e mescolati con piccole quantità d'acqua per venire poi estrusi attraverso filiere ad alta pressione per formare la tubazione con il relativo bicchiere. Si procede poi all'essiccazione e alla cottura in forno per la vetrificazione.

Anche le tubazioni in cemento-amianto sono impiegate sia per gli allacciamenti delle utenze e sia per le fognature a gravità. I materiali componenti tali tubazioni sono il cemento, la silice e l'amianto in fibre. Il cemento-amianto è resistente ed ha una superficie liscia senza necessità di rivestimento; per applicazioni speciali è peraltro disponibile un tipo di tubo rivestito con resine epossidiche.



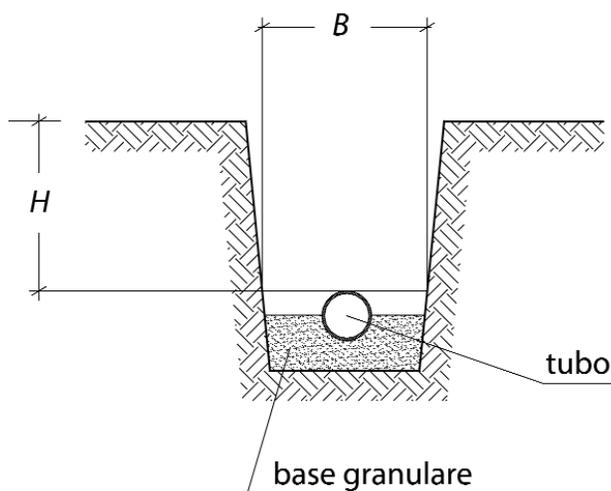


Figura 1.18 –
 Sezione di sterro delle
 fosse comunemente adot-
 tate per l'installazione di
 fognature con definizione
 delle dimensioni B ed H .
 La larghezza minima della
 fossa, per esigenze di
 lavoro, viene solitamente
 assunta pari a $4/3$ del dia-
 metro del condotto da
 installare, più un franco di
 200 mm.

1.12 SOLLECITAZIONI SUI CONDOTTI INTERRATI DELLE FOGNATURE^(†)

La progettazione delle fognature implica la conoscenza del suolo e delle condizioni del luogo per determinare i carichi e sovraccarichi che andranno a gravare sulle tubazioni interrate. Il carico che può essere sostenuto con sicurezza da una rete fognaria è definito dal carico massimo di resistenza alla compressione delle tubazioni e dalla natura del fondo di posa.

Il carico del materiale di riempimento su una tubazione dipende:

- dall'ampiezza della sezione B (vedere figura 1.18);
- dalla profondità di interrimento H (vedere figura 1.18);
- dal peso specifico ρ_R del materiale di riporto;
- dalle caratteristiche di attrito interno del materiale medesimo.

Il carico del materiale di riempimento può venire calcolato conoscendo i dati geologici dell'area, la dimensione del condotto, la profondità e la tecnica di scavo. La formula esprime il carico W_d sul condotto a causa del riempimento è la seguente (equazione di MARSTON):

$$W_d = 9,8 \cdot C_d \cdot \rho_R \cdot B^2 \quad [1.10]$$

[†] Per ulteriori e maggiori dettagli in merito all'argomento si consiglia di consultare i seguenti testi:

“Concrete Pipe design Manual”; AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION, Arlington; 1970;

“Manuale di Tecnologia dell'acqua”; VITTORIO BEARZI e RICCARDO CASTIGLIONI;

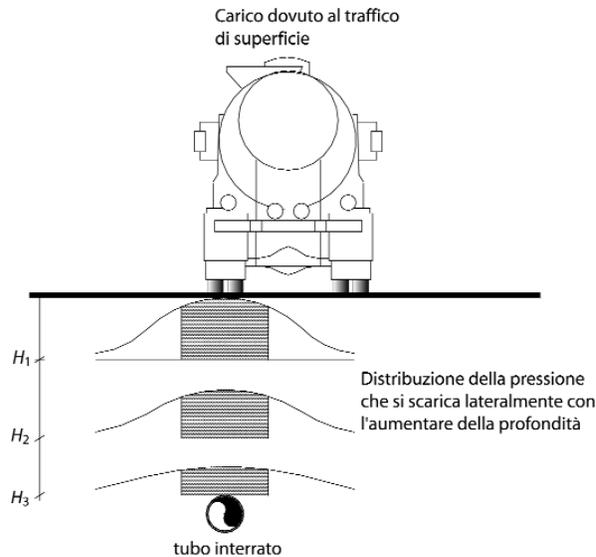
“Clay Pipe Engineering Manual”; NATIONAL CLAY PIPE INSTITUTE, WASHINGTON D.C.; 1982.





•PARTE I
 116 •Le acque reflue
 •
 •

Figura 1.19 –
 Schema di distribuzione
 delle pressioni agenti in
 superficie a causa del
 peso degli automezzi sui
 pneumatici.



dove:

- C_d è il coefficiente relativo al tipo di riempimento ed al rapporto fra profondità H e larghezza B della fossa in prossimità dell’estradosso della volta della tubazione (vedere figura 1.18). Per il calcolo di C_d vedere abaco nell’**Appendice–M**;
- ρ_R è la densità di riempimento, in kg/m^3 ;
- B è la larghezza della fossa sulla volta del tubo (vedere figura 1.18).

Il peso trasmesso dalle ruote dei camion o degli autoveicoli risultano carichi accidentali sui condotti interrati. La figura 1.19 rappresenta l’effetto della pressione verticale nel terreno sottostante che si disperde lateralmente con l’aumentare della profondità dal piano campagna. In tal modo, una parte della pressione esercitata dal pneumatico si trasmette al tubo sotterraneo. I carichi accidentali sulla superficie influenzano raramente il progetto delle fogne sanitarie, essendo le stesse poste a notevole profondità, ed essendo di sezione modesta. Viceversa, le condotte pluviali, con i loro maggiori diametri ed essendo poste a minori profondità (per poter subito raccogliere le acque superficiali), devono tenere in considerazione i carichi trasmessi dai veicoli pesanti.

Le equazioni per il calcolo dei carichi accidentali sono complesse e, pertanto, i progettisti usano spesso dati predisposti sotto forma tabellare, come nella tabella 1.18 riportata alla pagina seguente. Noto il diametro D del tubo e l’altezza di riempimento H , si può risalire al valore del carico accidentale W_{acc} trasmesso sul tubo dal passaggio di una ruota standard (carico di $71,17 kN$ per ruota a doppio





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
1.12 Sollecitazioni sui condotti interrati delle fognature 117

Diametro del tubo (mm)	Carichi accidentali W_{acc} da traffico pesante sulla tubazione									
	Altezza di riempimento H sopra la tubazione (m)									
	0,15	0,30	0,46	0,61	0,76	0,91	1,07	1,22	1,52	1,83
305	70,8	39,9	22,5	13,9	8,4	5,3	4,6	3,5	2,5	0,7
381	86,4	48,5	27,3	17,0	10,2	6,4	5,2	4,2	3,0	0,8
457		57,3	32,1	20,0	12,0	7,6	6,6	5,0	3,5	1,0
533		65,7	36,9	23,1	13,9	8,7	7,6	5,7	4,1	1,1
610			41,7	26,1	15,7	9,9	8,6	6,5	4,6	1,3
686			45,2	29,2	17,5	11,1	9,6	7,2	5,2	1,4
762				32,2	19,4	12,2	10,7	8,0	5,7	1,6
838				34,6	21,2	13,4	11,7	8,7	6,2	1,7
914					23,1	14,5	12,7	9,5	6,8	1,9
1067					24,5	16,9	14,7	11,0	7,8	2,1
1219						17,8	16,7	12,5	8,9	2,5
1372							17,3	14,0	10,0	2,7
1524								14,5	11,1	3,0
1676									12,1	3,3
1829									12,5	3,6
1981										3,9
2134										4,0

(Fonte): "Concrete Pipe Design Manual"; AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION.

Tabella 1,10 – Carichi da traffico pesante ($142,34 \text{ kN}$ per asse, con ruote a doppio pneumatico) su strade pubbliche trasmessi a tubazioni a sezione circolare interrate. Carichi W_{acc} espressi in kilonewton per metro lineare (KN/m).

pneumatico, quindi con $142,34 \text{ kN}$ di carico per asse, e 550 kPa di pressione del pneumatico). Se un tubo presenta meno di 1 m di protezione superiore, il carico stesso deve venire maggiorato da un fattore d'impatto come raccomanda la tabella 1.19. La prova standard per la resistenza alla compressione trasversale dei condotti fognari viene eseguita in laboratorio e consiste nell'esercitare un

Altezza di protezione H (m)	Fattore d'impatto
da 0 a 0,30 m	1,3
da 0,31 a 0,6 m	1,2
da 0,61 a 0,90 m	1,1
da 0,91 m e più	1,0

(Fonte) AASHO Standard Specifications for Highway Bridges.

Tabella 1.11 – Fattori di impatto raccomandati per il calcolo dei carichi su un tubo con meno di 1 metro di protezione soggetto alle sollecitazioni del traffico pesante.





•PARTE I
 118 •Le acque reflue
 •
 •

Tabella 1.12 –
 Requisiti di resistenza alla compressione trasversale per tubazioni fognarie di argilla vetrificata in base a prove di carico, espressi in kilonewton per metro lineare (kN/m).

Diametro nominale (mm)	Resistenza serie Standard	Resistenza serie Extra
102	17,5	29,2
152	17,5	29,2
203	20,4	32,1
254	23,4	35,0
305	26,3	37,9
381	29,2	42,3
457	32,1	48,2
533	35,0	56,2
610	37,9	64,2
686	40,9	68,6
762	48,2	73,0
838	52,5	80,3
914	58,4	87,6
991	–	96,3
1067	–	102,2

(Fonte) ASTM Specification C700 for Standard and Extra Strength Clay Pipe.

carico crescente sull'intera sezione del condotto fino a provocarne la rottura. L'AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ha provveduto ad elencare i requisiti minimi di resistenza alla compressione per le varie tipologie e dimensioni dei condotti. Questi valori possono essere considerati attendibili in fase di progetto per i prodotti di aziende che aderiscono all'ASTM. La resistenza alla compressione per tubi di grès è riportata nella tabella 1.12: tabelle analoghe sono disponibili per tubi di cemento-amianto ed anche per tubi di cemento. I requisiti di resistenza alla compressione per tubazioni di cemento armato sono riportati nella tabella 1.13: per ogni diametro vengono assegnati i dati relativi al carico che può produrre una fessurazione di $0,25\text{ mm}$ di ampiezza, nonché il valore del carico di rottura. Si può adottare il concetto del carico di classificazione indipendente dal diametro del tubo: in tal caso, il carico $w_d = W_d/D$ è espresso in *Newton per metro lineare per millimetro di diametro interno* e si riferisce ad una particolare tipologia di materiali. Il calcolo della resistenza alla compressione trasversale di un tubo di dimensione specifica viene calcolato moltiplicando il carico w_d scelto per il diametro interno in millimetri.

Se le fognature venissero installate semplicemente posando le tubazioni sul fondo piano delle fosse di scavo, vedere figura 1.20a, il tubo non sarebbe in grado di sopportare se non il carico risultante dalle prove di laboratorio. La resistenza aumenta, invece, in misura significativa (sempre che il fondo dello scavo





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
1.12 Sollecitazioni sui condotti interrati delle fognature 119

Classificazione	Carico w_d per produrre una fessurazione di 0,25 mm	Carico w_d di rottura	Dimensione del tubo (diametro in mm)
Classe I Resistenza del cemento 27,6 MPa Resistenza del cemento 34,5 MPa	38,3	57,4	da 1520 a 2440 da 2590 a 2740
Classe II Resistenza del cemento 27,6 MPa Resistenza del cemento 34,5 MPa	47,9	71,8	da 310 a 2440 da 2590 a 2740
Classe III Resistenza del cemento 27,6 MPa Resistenza del cemento 34,5 MPa	64,6	95,8	da 310 a 1830 da 1980 a 2740
Classe IV Resistenza del cemento 27,6 MPa Resistenza del cemento 34,5 MPa	95,8	144,0	da 310 a 1680 da 1520 a 2130
Classe V Resistenza del cemento 41,4 MPa	144,0	180,0	da 310 a 1830

(Fonte) ASTM Specifications C76-66T.

Tabella 1.13 – Requisiti di resistenza per tubazioni di cemento armato rinforzato in base alle prove di carico, in Newton per millimetro di diametro interno.

sia in grado di sopportare il peso) provvedendo a costipare il materiale di riempimento attorno alla semicirconferenza inferiore della sezione del tubo. Il fattore di carico FC esprime numericamente questo aumento come rapporto fra la resistenza reale nella fossa determinata dalle condizioni dell'alloggiamento e la resistenza risultante dalle prove. La resistenza di alloggiamento aumenta del 50% con una base di sabbia grossa o di pietra tritata che circonda il quadrante inferiore della sezione del tubo (figura 1.20b). Lo stesso procedimento sul fondo dello scavo, eseguito con la massima accuratezza e con la costipazione del materiale arrivando a metà della sezione (figura 1.20c), aumenta il fattore di carico a $FC = 1,9$; mentre, un getto di calcestruzzo garantisce dei fattori di carico anche maggiori (figura 1.20d).





120 •PARTE I
•Le acque reflue
•
•

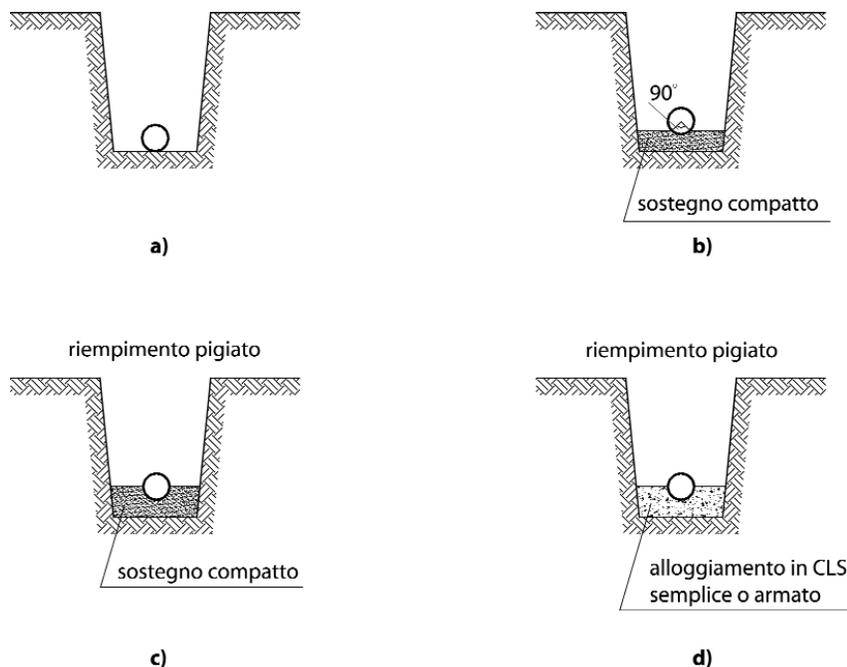


Figura 1.20 – Tipologie comuni di alloggiamento dei tubi di fogna e fattori di carico corrispondenti. Figura **a)**: alloggiamento di classe D, sostegno improprio (da evitare). Figura **b)**: alloggiamento di classe C: sostegno del quadrante inferiore del tubo (fattore di carico $FC = 1,5$). Figura **c)**: alloggiamento di classe B, riempimento e compattazione (fattore di carico $FC = 1,9$). Figura **d)**: alloggiamento di classe A con getto in calcestruzzo (fattore di carico FC da 2,3 a 3,2).

Un coefficiente di sicurezza CS viene adottato per correggere la resistenza di alloggiamento R_{ideale} calcolata fino a portarla al valore della resistenza reale di alloggiamento R_{reale} , in modo da tenere conto delle variazioni di condizione del terreno, dell'accuratezza esecutiva e di altri imprevisti non valutabili a priori in fase di progettazione. Pertanto si scriverà:

$$CS = \frac{R_{ideale}}{R_{reale}} \Rightarrow R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} \quad [1.11]$$

La resistenza reale di alloggiamento R_{reale} deve sempre risultare maggiore o uguale al carico dovuto al riempimento W_d più il carico accidentale W_{acc} :

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} \geq W_d + W_{acc} \quad [1.12]$$





Il fattore di sicurezza normalmente adottato per tubi in grès o di cemento semplice va da 1,2 a 1,5; mentre per i tubi di cemento armato un fattore di 1,0, riferito al carico di fessurazione di 0,25 mm, viene generalmente considerato sufficiente. Per le tubazioni di cemento semplice o di grès si ha:

$$R_{ideale} = R_{trasm} \times FC, \quad [1.13]$$

dove:

- R_{ideale} è la resistenza ideale di alloggiamento (kN/ml);
- R_{trasm} è la resistenza alla compressione trasversale (da misure in laboratorio) (kN/ml);
- FC è il fattore di carico, dipendente dalle condizioni di alloggiamento.

Mentre, per i tubi in cemento armato si ha:

$$R_{ideale} = w_d \times D \times FC, \quad [1.14]$$

dove:

- R_{ideale} è la resistenza ideale di alloggiamento (kN/ml);
- $w_d = W_d/D$ è la resistenza per unità di diametro del tubo (da prove in laboratorio) ($kN/ml \times mm$);
- FC è il fattore di carico, dipendente dalle condizioni di alloggiamento.

Il fattore di sicurezza viene assunto pari a 1,0 in base al valore del carico w_d relativo a fessurazioni di 0,25 mm (vedere seconda colonna della tabella 1.13).

1.12.1 NORMATIVA SULLA VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI INTERRATE

La verifica statica delle tubazioni è prescritta da varie norme:

- Decreto Ministeriale del 23 febbraio 1971 “*Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie e altre linee di trasporto*” (G.U. n. 132 del 26/06/1971, n. 76);
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*” (G.U. 21/03/1974, n. 76);
- Delibera Interministeriale 4 febbraio 1977 “*Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all’art. 2 lettere b), d) ed e) della Legge 10 maggio 1976, n. 319, recante norme per la tutela delle acque dall’inquinamento*” (G.U. 21/02/1977, n. 48 - Supplemento);
- Decreto Ministeriale 12 dicembre 1985 “*Norme tecniche relative alle tubazioni*” (G.U. 14/03/1986, n. 61).





•PARTE I
122 •Le acque reflue
•
•

In particolare, l'Allegato 4 "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione" della Delibera Interministeriale 4 febbraio 1977 recita:

"Le canalizzazioni devono essere sempre staticamente verificate ai carichi esterni permanenti ed accidentali tenendo conto anche della profondità di posa e delle principali caratteristiche geotecniche dei terreni di posa e di ricoprimento."

Il Decreto Ministeriale 12 dicembre 1985 prescrive, inoltre, che il progetto dimostri:

"L'affidabilità dell'opera progettata, che riguarda il grado di sicurezza statica, di resistenza alla corrosione, ... e che siano definite lungo le tubazioni e per le varie tratte di esse, le pressioni di esercizio p_E ... ed, in ogni caso per i tubi di grande diametro, devono essere determinate le pressioni complementari nonché le tensioni correlative alle effettive condizioni d'impiego delle tubazioni, come alla natura e all'altezza dei rinterri di copertura, ai sovraccarichi esterni (statici e dinamici)."

La verifica statica di una tubazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto.

Se la tubazione interrata è molto rigida la funzionalità è soddisfatta quando lo stato di coazione interno a rottura è compatibile con la resistenza ultima a rottura che può estrinsecare il materiale.

Se la tubazione interrata risulta fortemente deformabile, è necessario verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammesse nello stato limite di esercizio per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastoplastica.

Nel caso di canalizzazioni interrate, la struttura è nota, ma risulta incerta l'individuazione delle precise condizioni di vincolo e delle azioni risultanti dai carichi a causa delle interazioni terreno-tubazione, legate anche alle deformazioni che ne nascono, e dal fatto che le spinte attive e passive del terreno dipendono dalle caratteristiche geotecniche che, a loro volta, variano secondo il modo con cui si effettuano le compattazioni, nonché in dipendenza dalle varie condizioni che si possono determinare durante l'esercizio della condotta.




ESEMPIO 1.11

Un condotto fognario in grès di $\phi 305$ mm è stato sistemato in una scavo largo $B = 0,70$ m e ad una profondità di $H_{\text{tot}} = 4,0$ m dal piano campagna. Il riempimento dovrà essere eseguito con argilla ordinaria, avente una densità di circa $\rho_R = 1900$ kg/m³. Determinare la resistenza del tubo e la classe della base che dovrebbe essere usata per avere un fattore di sicurezza di $CS = 1,5$. Si consideri, inoltre, la presenza di un sovraccarico in superficie per la presenza di camion su strada principale, con ruota a doppio pneumatico con 142,3 kN/asse (vedere dati in tabella 1.10).

Soluzione. Il valore dell'altezza del rinterro H che grava sull'estradosso della volta della tubazione si calcola sottraendo alla profondità totale dello scavo il diametro del tubo:

$$H = H_{\text{tot}} - D = 4,0 \text{ m} - 0,30 \text{ m} = 3,70 \text{ m}.$$

Pertanto, si calcola il rapporto:

$$\frac{H}{B} = \frac{3,70 \text{ m}}{0,70 \text{ m}} \approx 5,3.$$

In base all'abaco riportato nell'**Appendice-M**, scegliendo una tipologia di alloggiamento di tipo ordinario (D: argilla ordinaria), per $H/B = 5,3$ risulta un valore del coefficiente di riempimento C_d pari, al più, a 3. Pertanto, in base all'equazione 1.10, sostituendo i valori numerici, si ottiene:

$$W_d = 9,8 C_d \cdot \rho_R \cdot B^2 = (9,8 \text{ N/kg}) \cdot 3 \cdot (1900 \text{ kg/m}^3) \cdot (0,70 \text{ m})^2 \approx 27400 \text{ N/ml} = 27,4 \text{ kN/ml}.$$

Dalla tabella 1.10, per $H = 3,70$ m e diametro del condotto $D = 305$ mm si vede che, per altezze di rinterro maggiori di 2 m e per tubazioni di diametro $\phi 305$ mm, i sovraccarichi stradali scendono al di sotto di 0,7 kN/ml. Per la tubazione in esame, quindi, il sovraccarico W_{acc} potrà essere considerato pari a 0,7 kN/ml. Pertanto, la somma dei carichi lineari permanenti e accidentali sulla tubazione ammonta a:

$$W_d + W_{\text{acc}} = 27,4 \text{ kN/ml} + 0,7 \text{ kN/ml} = 28,1 \text{ kN/ml}.$$

Considerando una tubazione in grès di tipo *Standard* con una resistenza alla compressione di $R_{\text{trasv}} = 23,4$ kN/m (vedere tabella 1.12) ed una tipologia di alloggiamento di classe C (vedere figura 1.20b, con $FC = 1,5$) di può scrivere (vedere equazioni 1.13 e 1.12):

$$R_{\text{ideale}} = R_{\text{trasv}} \times FC = (23,4 \text{ kN/ml}) \times 1,5 \approx 35,1 \text{ kN/ml}.$$





•PARTE I
124 •Le acque reflue
•
•

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = \frac{R_{trasv} \times FC}{CS} = \frac{(26,3 \text{ kN/ml}) \times 1,5}{1,5} = \frac{39,4 \text{ kN/ml}}{1,5} \approx 26,2 \text{ kN/ml}.$$

Risultando, però:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = 26,2 \text{ kN/ml} \leq W_d + W_{acc} = 28,1 \text{ kN/ml},$$

non risulta soddisfatta la disuguaglianza dell'equazione 1.12. Di conseguenza, la tubazione $\phi 305$ con un alloggiamento di classe C, non è staticamente verificata.

Si sceglie allora una tipologia di alloggiamento di classe B (vedere figura 1.20c, con $FC = 1,9$). La resistenza reale di alloggiamento risulta, in questo caso:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = \frac{R_{trasv} \times FC}{CS} = \frac{(26,3 \text{ kN/ml}) \times 1,9}{1,5} = \frac{49,9 \text{ kN/ml}}{1,5} \approx 33,2 \text{ kN/ml}.$$

Risultando, quindi, verificata staticamente la tubazione, essendo:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = 33,2 \text{ kN/ml} \geq W_d + W_{acc} = 28,1 \text{ kN/ml}.$$

Osservazioni. Si supponga ora di impiegare delle tubazioni della serie *Extra* con una classe di alloggiamento di tipo C (vedere figura 1.20b, con $FC = 1,5$). Analogamente, si calcola la resistenza reale di alloggiamento:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = \frac{R_{trasv} \times FC}{CS} = \frac{(37,9 \text{ kN/ml}) \times 1,5}{1,5} \approx 37,9 \text{ kN/ml}.$$

Risultando:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = 37,9 \text{ kN/ml} \geq W_d + W_{acc} = 28,1 \text{ kN/ml},$$

la tubazione risulta verificata. Pertanto, sia la serie di tubazioni *Standard* con base di alloggiamento di classe B che la serie *Extra* con tipo di alloggiamento di classe C sono soddisfacenti^(†).

[†] Per ulteriori dettagli sul calcolo delle sollecitazioni agenti sui tubi interrati consultare i seguenti testi:

"Sistemi di fognatura, manuale di progettazione"; CENTRO STUDI DEFLUSSI URBANI; Hoepli;

"Acquedotti"; VALERIO MILANO; Hoepli.




ESEMPIO 1.12

Stabilire quale classe di tubi di cemento armato dovrebbe venire installata in una rete per acque pluviali nel caso che si abbia:

- diametro del tubo $D = 838 \text{ mm}$;
- altezza del rinterro $H = 2,0 \text{ m}$;
- larghezza di scavo sulla volta superiore del tubo $B = 1,5 \text{ m}$;
- riempimento di sabbia e ghiaia con densità $\rho_R = 1760 \text{ kg/m}^3$;
- alloggiamento di classe C;
- carichi accidentali di camion su strada principale (carico su asse $142,3 \text{ kN}$) con ruota a doppio pneumatico;
- fattore di sicurezza $CS = 1,0$ in base al carico di fessurazione di $0,25 \text{ mm}$ di apertura.

Soluzione. Il rapporto tra altezza del rinterro H e la larghezza B dello scavo sulla volta superiore del tubo (vedere figura 1.18) risulta:

$$\frac{H}{B} = \frac{2,0 \text{ m}}{1,5 \text{ m}} \approx 1,3.$$

In base all'abaco riportato nell'**Appendice–M**, scegliendo una tipologia di alloggiamento di tipo C, per $H/B = 1,3$ risulta un valore del coefficiente di riempimento C_d pari, al più, a 1,75. Pertanto, in base all'equazione 1.10, sostituendo i valori numerici, si ottiene:

$$W_d = 9,8 C_d \cdot \rho_R \cdot B^2 = (9,8 \text{ N/kg}) \cdot 1,75 \cdot (1760 \text{ kg/m}^3) \cdot (1,5 \text{ m})^2 \approx 68000 \text{ N/ml} = 68 \text{ kN/ml}.$$

Dalla tabella 1.10, per $H = 2,0 \text{ m}$ e diametro del condotto $D = 838 \text{ mm}$ si vede che, per altezze di rinterro maggiori di 2 m e per tubazioni di diametro $\phi 305 \text{ mm}$, i sovraccarichi stradali scendono al di sotto di $1,7 \text{ kN/ml}$.

Per la tubazione in esame, quindi, il sovraccarico W_{acc} potrà essere considerato pari a $1,7 \text{ kN/ml}$. Pertanto, la somma dei carichi lineari permanenti e accidentali sulla tubazione ammonta a:

$$W_d + W_{acc} = 68 \text{ kN/ml} + 1,7 \text{ kN/ml} = 69,7 \text{ kN/ml}.$$

In base all'equazione 1.14 e all'equazione 1.12, si può scrivere:

$$R_{reale} = \frac{R_{ideale}}{CS} = \frac{W_d \times D \times FC}{CS} \geq W_d + W_{acc}$$

da cui, esplicitando il valore di w_d , fornisce l'espressione:





•PARTE I
126 •Le acque reflue
•
•

$$w_d \geq \frac{(W_d + W_{acc}) \times CS}{D \times FC} = \frac{(69,7 \text{ kN/ml}) \times 1,0}{(0,838 \text{ m}) \times 1,5} \approx 55,5 \text{ kN/ml} \times \text{m} = 55,5 \text{ N/ml} \times \text{mm}.$$

Pertanto, in base ai carichi riportati nella tabella 1.13, scegliendo una tubazione di *classe III* di cemento armato da $27,6 \text{ MPa}$ con un carico di fessurazione (con ampiezza $0,25 \text{ mm}$) di $w_d = 64,6 \text{ N/ml} \times \text{mm}$ la verifica statica risulta soddisfatta:

$$w_d = 64,6 \text{ N/ml} \times \text{mm} > 55,5 \text{ N/ml} \times \text{mm}.$$

Il diametro utilizzato di $\phi 838 \text{ mm}$ è compreso tra i diametri disponibili che presentano i requisiti di resistenza meccanica richiesta (vedere tabella 1.13):

Classe III con resistenza del cemento $27,6 \text{ MPa}$ disponibili per diametri compresi da 310 mm a 1830 mm .

Osservazioni. Se, ad esempio, l'altezza del rinterro fosse stata di $H = 1,8 \text{ m}$ e la larghezza $B = 1,4 \text{ m}$, a parità di altre condizioni, si sarebbe registrato un carico totale di:

$$W_d + W_{acc} = 37,1 \text{ kN/ml} + 1,7 \text{ kN/ml} = 38,9 \text{ kN/ml}.$$

Sarebbe, quindi, risultato:

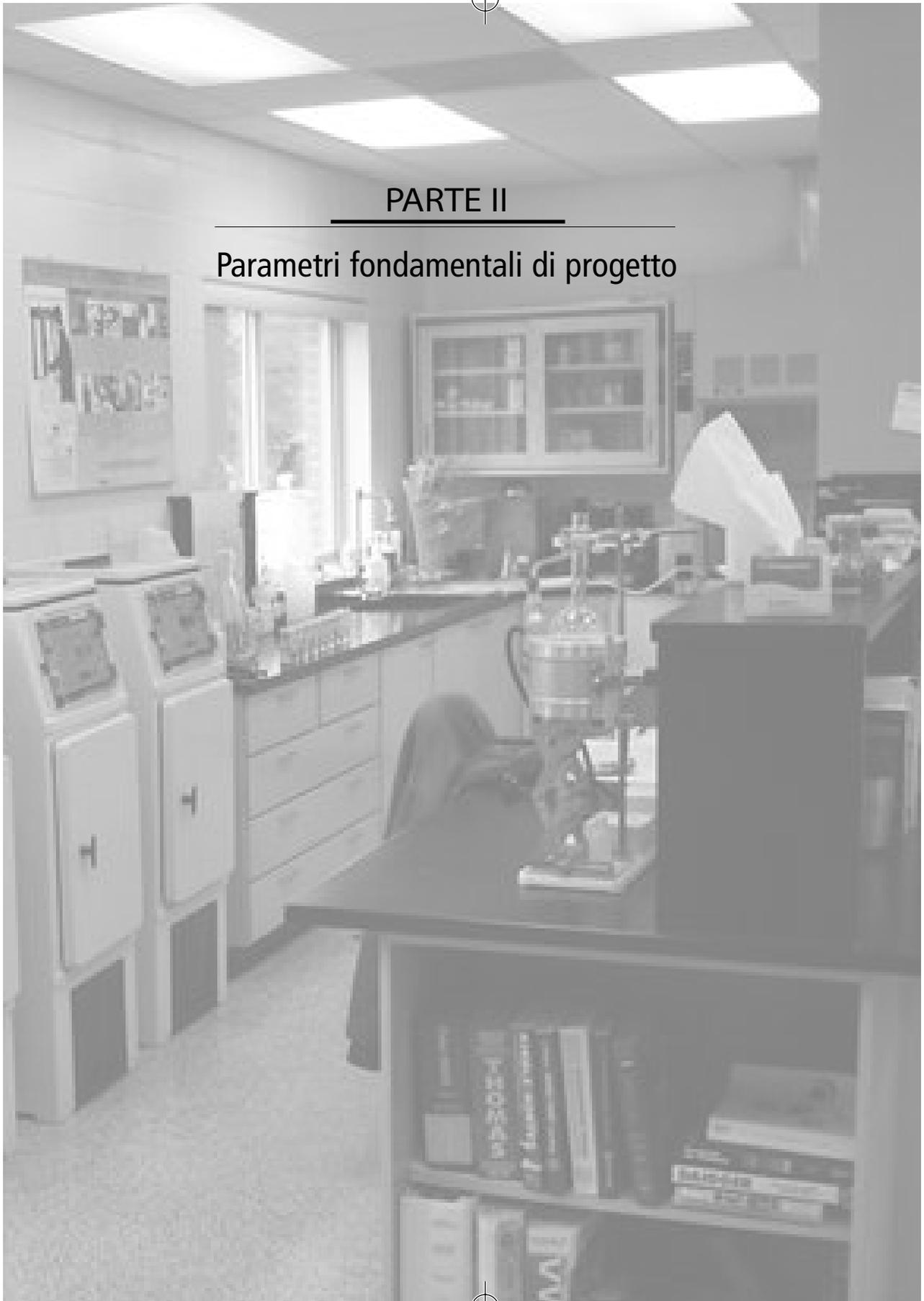
$$w_d \geq \frac{(W_d + W_{acc}) \times CS}{D \times FC} = \frac{(38,9 \text{ kN/ml}) \times 1,0}{(0,838 \text{ m}) \times 1,5} \approx 30,9 \text{ kN/ml} \times \text{m} = 30,9 \text{ N/ml} \times \text{mm}.$$

In base ai carichi riportati nella tabella 1.13, la *classe I* con $38,3 \text{ N/ml} \times \text{mm}$ di diametro sarebbe soddisfacente, ma il tubo da 838 mm non è previsto con questa classificazione. Perciò, si dovrà adottare una tubazione di *classe II* di cemento armato da $27,6 \text{ MPa}$ con un carico di fessurazione di $w_d = 47,9 \text{ N/ml} \times \text{mm}$.

Si ricorda che il fattore di sicurezza normalmente adottato per tubi di grès o di semplice cemento va da $1,2$ a $1,5$, mentre per i tubi di cemento armato un fattore di $1,0$ riferito al carico di fessurazione di $0,25 \text{ mm}$ viene generalmente considerato sufficiente.







PARTE II

Parametri fondamentali di progetto







PARTE II

Parametri fondamentali di progetto

2.1 ABITANTE EQUIVALENTE

Nel dimensionamento di un impianto, si introduce il concetto di “*abitante equivalente*”, utile per esprimere il carico inquinante di una particolare utenza civile o industriale dell’impianto di depurazione, in termini confrontabili con le utenze di tipo civile.

Data l’estrema variabilità delle caratteristiche delle acque reflue delle varie industrie, per poter eseguire delle valutazioni di massima dei carichi organici si deve ricorrere al concetto di “*abitante equivalente*”, per esprimere il contenuto di sostanza organica biodegradabile in funzione del numero di abitanti effettivi che darebbe luogo ad uno scarico urbano con lo stesso carico organico ($kg\ BOD_5/d$), rapportato al numero di addetti dell’impianto.

Pertanto, indicando con N il numero di addetti all’impianto dell’industria, con il simbolo Q_n [m^3/d] la portata idrica media giornaliera (portata nera) del refluo industriale, con $[BOD_5]$ [$kg\ BOD_5/m^3$] la concentrazione media di BOD_5 nell’effluente dell’industria, e con C_o [$kg\ BOD_5/d \times ab$] il carico organico specifico per un refluo di tipo civile – con il quale si vuole, appunto, rapportare l’effetto inquinante dello scarico industriale – si ottiene il numero di abitanti equivalenti (civili) a cui equivalgono gli N addetti all’industria:

$$Eq = \frac{[BOD_5] \times Q_n}{N \times C_o}$$

Mediante tale concetto, l’ISTAT fornisce il numero medio di addetti per le diverse categorie industriali. Pertanto, noto il numero di abitanti effettivi civili pre-





•PARTE II
132 •Parametri fondamentali di progetto

senti e noto il numero di abitanti (equivalenti ai civili) dei centri industriali presenti, si calcola il numero di utenti complessivi dell'impianto, come semplice somma dei due.

ESEMPIO 2.1

Un'industria presenta, in uscita dal suo ciclo di processo, i seguenti valori:

- portata idrica giornaliera: $Q_n = 15 \text{ m}^3/\text{d}$;
- concentrazione media di BOD_5 : $[BOD_5] = 30'000 \text{ mg/l}$.

Sapendo che il numero di addetti al ciclo produttivo industriale è $N = 15$, valutare il numero di abitanti equivalenti "Eq" civili per singolo addetto all'industria.

Soluzione. Per prima cosa è necessario valutare la quantità giornaliera di inquinante prodotta all'uscita dell'industria: $\text{kg } BOD_5/\text{d}$. Questo valore può considerarsi l'inquinamento apportato nell'ambiente dagli $N = 15$ addetti che lavorano al ciclo produttivo industriale. Intanto, passando da "mg" a "kg", e da "litri" a "m³" si può scrivere:

$$\begin{aligned} [BOD_5] &= 30'000 \text{ mg/l} = (30'000 \text{ mg/l}) \times (10^{-6} \text{ kg/mg}) = 0,03 \text{ kg } BOD_5/\text{l} \\ &= 0,03 \text{ kg/l} = (0,03 \text{ kg/l}) \times (1000 \text{ l/m}^3) = 30 \text{ kg } BOD_5/\text{m}^3; \end{aligned}$$

La quantità giornaliera ($\text{kg } BOD_5/\text{d}$) di inquinante immesso nell'ambiente dall'industria è quindi:

$$[BOD_5] \times Q_n = (30 \text{ kg } BOD_5/\text{m}^3) \times (15 \text{ m}^3/\text{d}) = 450 \text{ kg } BOD_5/\text{d} =$$

in termini di grammi di BOD_5 ($450 \text{ kg } BOD_5/\text{d} \times (1000 \text{ g/kg}) = 450'000 \text{ g } BOD_5/\text{d}$).

Come termine di paragone si deve fissare ora il valore del carico organico specifico C_o relativo ad un refluo di tipo civile senza componenti industriali. Si ammetta che nella zona interessata, l'apporto specifico di inquinamento della sola popolazione civile sia di:

$$C_o = 70 \text{ g } BOD_5/\text{d} \times ab;$$

A questo punto, si può osservare che il rapporto:

$$\frac{[BOD_5] \times Q_n}{C_o} = \frac{450000 \text{ g } BOD_5/\text{d}}{70 \text{ g } BOD_5/\text{d} \times ab} = 6429 ab ;$$

rappresenta il numero totale di abitanti civili equivalenti agli $N = 15$ addetti al ciclo produttivo industriale. Pertanto, per valutare il numero di abitanti civili per singolo addetto





industriale basta dividere il numero di abitanti equivalenti civili calcolato per il numero totale di addetti N all'industria:

$$\frac{[BOD_5] \times Q_n}{C_o \times N} = \frac{450000 \text{ g BOD}_5/d}{(70 \text{ g BOD}_5/d \times ab) \times 15 \text{ add}} = \frac{6429 \text{ ab}}{15 \text{ add}} = 429 \text{ ab/add} ;$$

Nota. È importante notare che la stima appena fatta sul numero di abitanti equivalenti per addetto all'industria dipende direttamente dal valore scelto del carico organico specifico C_o . Pertanto, per una stima esatta, occorre che il dato C_o sia il più preciso possibile.

2.2 TEMPO DI DETENZIONE IDRAULICA

In una vasca di volume V , attraversata da una portata Q_n idraulica continua di reflu, si definisce “tempo di detenzione” o “di permanenza” il rapporto:

$$t = \frac{V[m^3]}{Q[m^3/d]} .$$

Il tempo “ t ” rappresenta il tempo medio di permanenza del reflu liquido nel volume della vasca. Infatti, il prodotto di una portata idraulica per un fissato intervallo di tempo “ t ” rappresenta il volume V riempito nel medesimo intervallo di tempo dalla data portata. Teoricamente, le prime particelle fluide entreranno nella sezione di ingresso della vasca al tempo $t = 0$ ed usciranno attraverso la sezione di uscita della vasca proprio al tempo “ t ”. In pratica, dato che la ripartizione del liquido che entra nella vasca non è mai perfettamente omogenea in tutta la massa fluida, alcune particelle attraverseranno la vasca più velocemente, altre più lentamente, per cui le prime presenteranno un tempo di detenzione minore di quello teorico, e le seconde un tempo di detenzione superiore. Pertanto, il valore del tempo $t = V/Q_n$ andrà considerato come valore medio di riferimento.

ESEMPIO 2.2

In una sezione di un impianto di depurazione, il reflu viene convogliato dentro una vasca di 15 m^3 di volume utile. A regime, il reflu viene immesso con continuità nella vasca mediante pompaggio con una portata di 35 litri/secondo, e con la medesima portata viene estratto e pompato a valle nelle altre sezioni d'impianto. In questo modo il battente liquido in vasca si consideri costante. Valutare se il reflu rischia fenomeni di “settizzazione” per permanenza in vasca per più di 10 minuti.

Soluzione. Si ipotizza che il moto del reflu attraverso la vasca avvenga in maniera sta-





•PARTE II
 134 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

zionaria, ovvero entrano 35 l/s ed escono 35 l/s mentre il livello liquido in vasca si mantiene inalterato. In questo modo, si ipotizzi che il livello del battente idrico in vasca sia tale da sfruttare tutto il volume utile fornito dalla vasca: 15 m³. La portata che le pompe imprimono al refluo all'ingresso e all'uscita della vasca è di:

passando da litri a metri cubi ($1 \text{ m}^3 = 1000 \text{ l}$): $35 \text{ l/s} = (35 \text{ l/s}) \times (1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$;

passando da secondi a minuti: $Q_n = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} = (0,035 \text{ m}^3/\text{s}) \times (60 \text{ s/min}) = 2,1 \text{ m}^3/\text{min}$;

Pertanto, il valore medio di permanenza del liquame in vasca, per andare dalla tubazione di entrata alla tubazione di uscita della vasca si valuta come:

$$t = \frac{V [\text{m}^3]}{Q [\text{m}^3/\text{d}]} = \frac{15 \text{ m}^3}{2,1 \text{ m}^3/\text{min}} = 7,1 \text{ min}$$

Il valore calcolato (valore medio) può ritenersi un tempo adeguato per evitare la setticizzazione del liquame: $7,1 \text{ min} < 10 \text{ min}$.

2.3 TEMPERATURA

La temperatura è un parametro di progetto fondamentale nel processo depurativo. Infatti, la variazione di temperatura si riflette, con la conseguente variazione di densità del refluo, sul dimensionamento dei processi fisici di sedimentazione e di miscelazione rapida. Ancor più, la temperatura influisce direttamente sulle cinetiche delle reazioni biologiche che stanno alla base della depurazione. Infatti, qualsiasi tipo di reazione biologica (aerobica o anaerobica) viene accelerata aumentando la temperatura, e rallentata diminuendola.

È noto, che un tasso “ k_r ” di una qualsivoglia reazione chimica alla generica temperatura T (°Kelvin) segue la *Legge di Van't Hoff* che, a patto di considerare intervalli non troppo ampi di variazione di temperatura, assume la forma:

$$k_T = k_{20^\circ\text{C}} \times \theta^{(T-20)}$$

dove “ θ ” è il coefficiente di attività microbica e dipendente dal tipo di trattamento, e “ $k_{20^\circ\text{C}}$ ” è la costante di reazione alla temperatura di 20°C.

Facendo riferimento alle basse temperature (sotto i 10°C), si è riscontrato che i microrganismi presentano una minore facilità di adattamento a mutevoli condizioni al contorno (ad esempio, variazione dell'intensità della carica inquinante o alla variazione del tipo di inquinante); pertanto, i rendimenti depurativi tendono a diminuire. Notevoli temperature (superiori a 20°C) portano ad un aumento delle cinetiche metaboliche, aumentando l'assimilazione della sostanza organica





Processi biologici	θ
Fanghi attivi	1,00 ÷ 1,03
Letti percolatori	1,02 ÷ 1,04
Digestione aerobica	1,08 ÷ 1,10
Nitrificazione	1,08 ÷ 1,10
Denitrificazione	1,06 ÷ 1,1

Tabella 2.1 –
 Valori dei coefficienti di attività microbica per vari processi biologici.

(Nota) Dati presi dal testo: "Wastewater Engineering"; Metcalf & Eddy; McGraw-Hill.

degli organismi, ma contemporaneamente c'è una forte tendenza alla diminuzione dell'ossigeno disciolto nella miscela aerata, sia per l'elevata temperatura esterna che per l'accelerazione delle reazioni dei microrganismi che consumano O_2 . Ciò comporta un dispendio ulteriore di energia per mantenere costante il livello ottimale di concentrazione di ossigeno disciolto nella miscela aerata. Nella tabella 2.1 sono riportati i coefficienti "θ" per vari processi biologici.

2.4 RENDIMENTO DEPURATIVO

Per qualsiasi sostanza inquinante "S", si indica rendimento depurativo della generica sezione d'impianto "i" il seguente rapporto percentuale.

$$\eta_i(\%) = 100 \times \frac{[S]_e - [S]_u}{[S]_e} \quad [2.1]$$

dove:

- $[S]_e$ è la concentrazione dell'inquinante "S" in entrata alla sezione d'impianto "i-esima";
- $[S]_u$ è la concentrazione dell'inquinante "S" in uscita dalla sezione d'impianto "i-esima".

Nel caso di un processo depurativo a più stadi in serie, caratterizzati da singoli rendimenti depurativi $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_n$, il rendimento complessivo si calcola, come è facile verificare, tramite la formula:

$$\eta_{tot} = \eta_1 + \eta_2 \times (1 - \eta_1) + \eta_3 \times (1 - \eta_1) \times (1 - \eta_2) + \dots \quad [2.2]$$

ESEMPIO 2.3

Dimostrare la validità dell'espressione del rendimento totale riportata nell'equazione [2.2], applicandola al caso particolare di 2 stadi in serie. Si consideri un impianto di depurazione a fanghi attivi dotato di comparto di sedimentazione primaria. Determinare il rendimento depurativo del BOD_5 nel passaggio attraverso la sezione di sedimentazione pri-



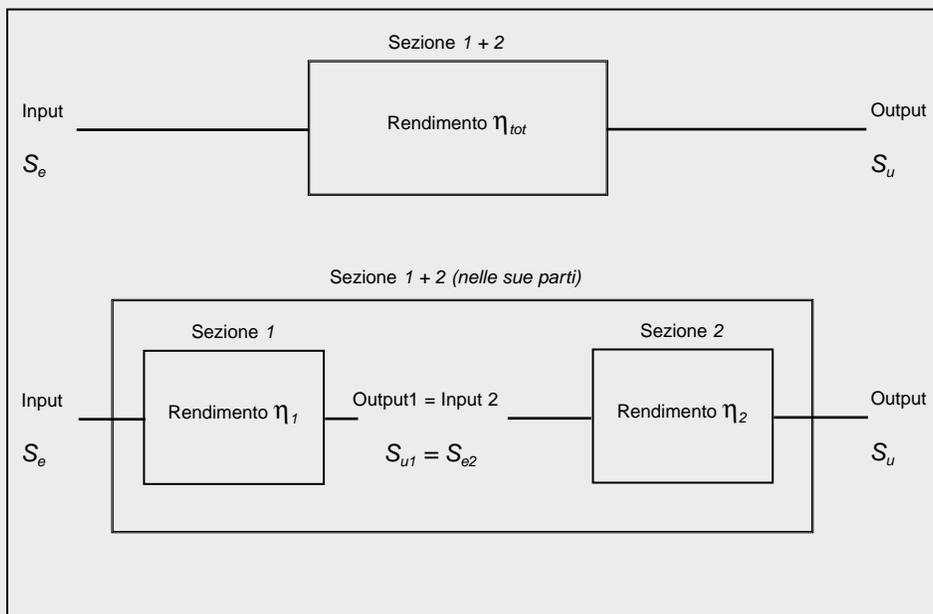


•PARTE II
 136 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

maria e il successivo trattamento biologico ossidativo. Si ipotizzi un rendimento di abbattimento del BOD_5 di circa il 30% ($\eta_1 = 0,3$) per la sezione di sedimentazione primaria, e un rendimento dell'80% ($\eta_2 = 0,8$) per il comparto biologico ossidativo.

Soluzione. Si conoscono i singoli rendimenti di rimozione del BOD_5 per le due sezioni. Si vuole valutare il rendimento complessivo della sezione "sedimentazione primaria" + "comparto biologico". Si consideri il seguente schema:

Illustrazione esempio 2.3



Mediante l'equazione [2.1] si calcoli il rendimento della "Sezione 1":

$$\eta_1(\%) = 100 \times \frac{[S]_e - [S]_{u1}}{[S]_e} ;$$

si calcoli ora, analogamente, il rendimento della "Sezione 2":

$$\eta_2(\%) = 100 \times \frac{[S]_{e2} - [S]_u}{[S]_{e2}} = 100 \times \frac{[S]_{u1} - [S]_u}{[S]_{u1}} .$$

Calcolando, invece, direttamente il rendimento totale della "Sezione 1 + 2" si ha:

$$\eta_{tot}(\%) = 100 \times \frac{[S]_e - [S]_u}{[S]_e} .$$





Ora, esprimendo S_e ed S_u in funzione, rispettivamente, dei rendimenti η_1 e η_2 (in forma non più percentuale ma normalizzata) si ottengono le seguenti espressioni:

$$S_e \eta_1 = S_e - S_{u1} ;$$

$$S_{12} \eta_2 = S_{12} - S_u .$$

A questo punto, basta esprimere le due precedenti equazioni nelle forme:

$$[S]_e = \frac{[S]_{u1}}{1 - \eta_1} ;$$

$$[S]_u = [S]_{u1} (1 - \eta_2) .$$

È facile riconoscere che l'espressione del rendimento η_{tot} della "Sezione 1 + 2" espressa tramite le espressioni appena calcolate per $[S]_e$ ed $[S]_u$ assume l'espressione:

$$\begin{aligned} \eta_{tot} &= 1 - [1 - \eta_1 - \eta_2 + \eta_1 \cdot \eta_2] = \eta_1 + \eta_2 - \eta_1 \cdot \eta_2 = \\ &= \eta_1 + \eta_2 \cdot (1 - \eta_1 \cdot \eta_2) . \end{aligned}$$

Si riconosce, quindi, l'equazione [2.2], calcolata per 2 sezioni depurative in serie. Infine, per valutare il rendimento depurativo della "Sezione 1 + 2" basta sostituire i valori dei rendimenti ipotizzati per le due sezioni d'impianto:

$$\eta_{tot} = \eta_1 + \eta_2 \cdot (1 - \eta_1 \cdot \eta_2) = 0,3 + 0,8 \cdot (1 - 0,3 \cdot 0,8) = 0,91 \quad (91\%) .$$

2.5 TENORE DI ACQUA IN UN FANGO

Si definisce "tenore in acqua di un fango" U_f (%) (o "umidità del fango") il rapporto percentuale tra il peso dell'acqua contenuto nel fango e il peso totale del fango stesso, compresa tutta la fase acquosa. Pertanto, detto P_{tot} il peso totale del fango, somma del peso della fase acquosa P_{H_2O} e del peso della parte solida P_s , si ha:

$$U_f (\%) = 100 \times \frac{P_{H_2O}}{P_{tot}} ; \quad [2.3]$$

ed, essendo $P_{tot} = P_{H_2O} + P_s$, si ha anche:

$$U_f (\%) = 100 \times \frac{P_{tot} - P_s}{P_{tot}} = \left(100 - 100 \times \frac{P_s}{P_{tot}} \right) = 100 - S ; \quad [2.4]$$





•PARTE II
138 •Parametri fondamentali di progetto

dove con “S” si è indicato quello che verrà poi, in seguito, definito come “*contenuto di solidi del fango*” (%):

$$S = 100 \times \frac{P_s}{P_{tot}} \quad [2.5]$$

ESEMPIO 2.4

Si abbia un impianto di depurazione che produce 12'000 litri di fango trattato (stabilizzato) ogni giorno, con un tenore di acqua del fango del 95%. Il fango viene successivamente pompato verso un'apposita sezione d'impianto (letti di essiccamento) che porta il tenore d'acqua del fango fino al valore 60%. Si calcoli quanto pesa il fango così essiccato.

Soluzione. Per una stima di massima, si cominci con l'assimilare i 12'000 litri di fango al 95% di umidità a 12'000 kg di fango allo stato liquido (1 litro di fango liquido pesa, infatti, circa 1 kg). Occorre, innanzitutto, osservare che durante il processo che fa variare il contenuto di acqua in un fango ciò che rimane costante è il peso delle sostanze solide che si vedono concentrate in un minore contenuto d'acqua. Pertanto, basta sfruttare l'equazione [2.4] che conviene porre nella forma:

$$U_f(\%) = 100 \cdot \left(1 - \frac{P_s}{P_{tot}} \right);$$

ovvero, in forma equivalente:

$$P_s = \left[1 - \frac{U_f(\%)}{100} \right] \cdot P_{tot}$$

Ora, in virtù della conservazione della massa solida presente nel fango, si può scrivere per il fango che passa dallo stato 1 (ad umidità U_{f1}) allo stato finale (ad umidità U_{f2}):

$$P_{s1} = P_{s2}$$

Sfruttando, quindi, l'espressione calcolata precedentemente che vede il peso della sostanza secca P_s nel fango in funzione dell'umidità U_f (%) e del peso totale P_{tot} del fango stesso, si ottiene:

$$P_{tot1} \cdot \left[1 - \frac{U_{f1}(\%)}{100} \right] = P_{s1} = P_{s2} = \left[1 - \frac{U_{f2}(\%)}{100} \right] \cdot P_{tot2}$$

Pertanto, è facile rendersi conto che si può anche scrivere:

$$P_{tot2} = P_{tot1} \cdot \left[\frac{100 - U_{f1}(\%)}{100 - U_{f2}(\%)} \right] = (12000 \text{ kg}) \cdot \left[\frac{100 - 95}{100 - 60} \right] = (12000 \text{ kg}) \cdot \left[\frac{5}{40} \right] = 1500 \text{ kg}$$





Osservazione. È opportuno sottolineare che nell'esempio appena riportato il peso del fango essiccato si riduce a $5/40$ ($= 1/8$) del peso iniziale. Generalmente, negli impianti di depurazione, passando sui letti di essiccamento il peso del fango essiccato si riduce attorno ad $1/10$ del peso iniziale.

Si intuisce, pertanto, l'elevatissima riduzione di peso (e quindi di volume) di un fango quando si provvede a ridurre l'umidità elevata iniziale. In virtù di questa osservazione, non è difficile accettare l'utilità di eventuali processi di "ispessimento del fango" in un impianto di depurazione.

2.6 CONTENUTO DI SOLIDI NEL FANGO

Il contenuto di solidi^(2.1) si definisce in termini percentuali come:

$$S = 100 \times \frac{P_s}{P_{tot}}; \quad [2.6]$$

dove, come visto precedentemente, si ha: $P_{tot} = P_{H_2O} + P_s$. Il peso di un fango, quindi, varia ogni volta che ad esso si sottrae o aggiunge acqua. Pertanto, se un fango passa da un contenuto di solidi del fango S_a ad un contenuto finale S_b , si può verificare che è possibile scrivere la seguente relazione:

$$P_{tot b} = (S_a / S_b) \times P_{tot a}. \quad [2.7]$$

La rimozione dell'acqua da un fango, nei processi di depurazione, presenta una grande importanza. Infatti, se il contenuto di solidi del fango raddoppia ($S_a/S_b = 1/2$) si ha una riduzione in peso del fango del 50%: $P_{tot b} = (1/2) \times P_{tot a}$. Il "contenuto di solidi del fango" è spesso semplicemente indicato, anche se in maniera non rigorosa, con la dizione: "concentrazione del fango".

^{2.1} Nel corso delle varie fasi di trattamento di un impianto di depurazione, risulta necessario provvedere al pompaggio dei fanghi che, per quanto visto, variano il loro contenuto d'acqua da una sezione all'altra. Pertanto, le concentrazioni dei fanghi lungo l'impianto sono variabilissime e con esse anche le caratteristiche idrauliche e viscosive. Ciò porta, come conseguenza, la necessità di particolare attenzione e cura nella scelta delle macchine predisposte al sollevamento. Si è visto che fanghi ad elevata umidità presentano basse concentrazioni di sostanze solide e quindi bassa viscosità; viceversa, fanghi a bassa umidità presentano sostanze solide ad alta concentrazione, parallelamente ad alta viscosità idraulica. Si conclude, quindi, che per fanghi ad alta umidità si possono impiegare gli stessi tipi di pompe centrifughe che generalmente si adottano per il sollevamento dei liquami; mentre, per i fanghi a bassa umidità è più opportuno utilizzare delle pompe di "tipo volumetrico". Infatti queste ultime, a differenza delle pompe centrifughe, sono dotate di opportune valvole di sicurezza che entrano in funzione in caso d'intasamento lungo la tubazione di mandata. Di conseguenza, con tali macchine si possono tranquillamente realizzare elevate prevalenze con fluidi molto viscosi.





•PARTE II
 140 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.5

In un impianto di depurazione nella sezione di sedimentazione primaria si producono 2500 litri di fango al giorno, con un tenore in acqua del 96% (stato iniziale). Mediante centrifugazione il fango arriva ad un tenore in acqua dell'80% (stato finale). Si calcoli il volume finale "V" del fango.

Soluzione. Per un fango che rimane allo stato liquido, un'espressione sufficientemente approssimata per calcolare il volume V del fango è esprimibile in funzione:

- 1) del peso P_s dei solidi nel fango (in kg);
- 2) del contenuto "S" dei solidi del fango (in %);
- 3) della densità ρ_{H_2O} dell'acqua a $4^\circ C$ ($1000 kg/m^3$);
- 4) del peso specifico relativo γ_{fango} del fango (rispetto all'acqua).

L'espressione è la seguente:

$$V = \frac{P_s \times 100}{S \times \rho_{H_2O} \times \gamma_{fango}} \quad [2.5.1]$$

Infatti, è facile riconoscere che la precedente relazione è ricavabile combinando tra loro le tre semplici relazioni:

$$P_s = \rho_s \times V_s ;$$

$$\rho_s = \rho_{H_2O} \times \gamma_{fango} ;$$

$$V_s = V \times \left(\frac{S}{100} \right) .$$

Nell'ultima espressione – ricordando l'equazione 2.6 che lega il rapporto $S/100$ al rapporto tra peso dei soli solidi nel fango e il peso totale del fango stesso – il volume V_s dei solidi è espresso semplicemente come frazione del volume totale V del fango.

In base all'equazione 2.5.1, applicata nei due stati iniziale e finale, si può scrivere:

$$\frac{V_{fin}}{V_{in}} = \frac{\gamma_{fango\ in}}{\gamma_{fango\ fin}} \times \frac{S_{in}}{S_{fin}} \quad [2.5.2]$$

Infatti, durante la centrifugazione del fango, il peso P_s dei solidi del fango rimane ovviamente invariato, mentre varia il contenuto d'acqua; in quanto la centrifugazione provoca l'allontanamento di parte della fase acquosa nel fango. Variando solo il contenuto d'acqua, varia conseguentemente il contenuto S di solidi del fango (variando $P_{tot} = P_{H_2O} + P_s$,





in base all'equazione 2.6). Si è notato sperimentalmente che, se il fango si mantiene allo stato liquido, ovvero se si può ritenere che i vuoti fra le particelle solide del fango siano riempiti di acqua, il peso specifico del fango, passando dallo stato iniziale a quello finale, conserva un peso specifico abbastanza vicino a quello dell'acqua; per cui si può assumere $\gamma_{fango\ in} \cong \gamma_{fango\ fin} \cong \gamma_{H_2O} = 1$. Pertanto, ricordando l'equazione 2.4, l'equazione 2.5.2 si può scrivere:

$$\frac{V_{fin}}{V_{in}} = \frac{\gamma_{fango\ in}}{\gamma_{fango\ fin}} \times \frac{S_{in}}{S_{fin}} \cong \frac{1}{1} \times \frac{S_{in}}{S_{fin}} = \frac{S_{in}}{S_{fin}} = \frac{100 - U_{in}}{100 - U_{fin}} \quad [2.5.3]$$

A questo punto, sostituendo i valori di umidità del fango ipotizzati per i due stati iniziale ($U_{in} = 96\%$) e finale ($U_{fin} = 80\%$), si può scrivere:

$$\frac{V_{fin}}{V_{in}} = \frac{100 - U_{in}}{100 - U_{fin}} = \frac{100 - 96}{100 - 80} = \frac{4}{20} = 0,2$$

e conoscendo il volume V_{in} iniziale del fango, si ha:

$$V_{fin} = 0,2 \times V_{in} = 0,2 \times (2500 \text{ litri}) = 500 \text{ litri}$$

Osservazioni. La centrifugazione del fango, portando il tenore in acqua dal valore 96 % al valore 80%, ha permesso di ridurre il volume finale del fango a ben $4/20 = 1/5$ del volume iniziale. L'equazione 2.5.3 è una relazione molto utilizzata per poter valutare le variazioni di volume del fango per effetto dei processi d'ispessimento. In letteratura sono reperibili opportuni abachi che riportano le variazioni dei volumi del fango per effetto di variazioni di contenuto dei solidi, conseguenti ai processi d'ispessimento.

Allorquando il fango, dopo il processo d'ispessimento, non risulti più allo stato liquido, non è più corretto utilizzare il procedimento ora esposto, e possono essere sfruttate solo espressioni scritte tramite relazioni fra i pesi del fango allo stato iniziale e finale. In particolare, applicando l'equazione 2.6 nei due stati iniziale e finale, con la condizione di conservazione del peso delle sostanze solide, si può scrivere:

$$S_{in} = 100 \times \frac{P_s}{P_{tot\ in}}; \quad S_{fin} = 100 \times \frac{P_s}{P_{tot\ fin}} \quad \Rightarrow \quad P_{tot\ fin} = \frac{S_{in}}{S_{fin}} \times P_{tot\ in} .$$

Pertanto, noti S_{in} ed S_{fin} ed il peso totale $P_{tot\ in}$ del fango allo stato iniziale, si può calcolare il peso $P_{tot\ fin}$ del fango allo stato finale.

Misurato poi il peso "p_{fin}" di fango per unità di volume allo stato finale S_{fin} (non liquido), si ricava il valore del volume finale del fango:

$$P_{tot\ fin} = p_{fin} \times V_{fin} \quad \Rightarrow \quad V_{fin} = P_{tot\ fin} / p_{fin} .$$





•PARTE II
 142 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.6

Si consideri un fango i cui solidi sospesi presentino le seguenti caratteristiche:

- frazione organica presente (sul totale solido) pari a circa il 75%;
- frazione organica con peso specifico relativo (rispetto all'acqua) pari a circa $\gamma_{org} = 1$;
- frazione non organica con peso specifico relativo pari a circa $\gamma_{min} = 2,5$;
- tenore in acqua del fango pari al 98%.

Si calcoli:

- 1) il peso specifico γ_s relativo (medio) dei solidi presenti nel fango;
- 2) il peso specifico γ_{fango} (medio) del fango rispetto all'acqua.

Soluzione. È immediato osservare che la somma del peso dei solidi organici " P_{org} " e del peso dei solidi non organici (o "*minerali*") " P_{min} " deve uguagliare il peso " P_s " di tutti i solidi presenti nel fango. Pertanto, deve essere $P_s = P_{org} + P_{min}$. Dividendo ambo i membri per " P_s " si ottiene la relazione:

$$1 = \frac{P_{org}}{P_s} + \frac{P_{min}}{P_s} = 0,75 + 0,25 \quad [2.6.1]$$

avendo, infatti, supposto una frazione organica presente (sul totale solido) pari al 75 % deve essere presente nei solidi un 25 % rimanente di frazione non organica.

Analogamente, è immediato riconoscere che la somma del volume " V_{org} " dei solidi organici con i solidi non organici " V_{min} " deve essere uguale al volume di tutti i solidi " V_s " presenti:

$$V_s = V_{org} + V_{min}$$

Esprimendo ora quest'ultima relazione in funzione dei pesi dei solidi del fango e in funzione dei relativi pesi specifici (rispetto all'acqua) si ottiene:

$$\frac{P_s}{\gamma_s} = \frac{P_{min}}{\gamma_{min}} + \frac{P_{org}}{\gamma_{org}} \quad [2.6.2]$$

essendo appunto:

$$\begin{aligned} P_s &= V_s \times \gamma_s && \text{per l'intera parte solida (organica + minerale);} \\ P_{org} &= V_{org} \times \gamma_{org} && \text{per la sola parte organica;} \\ P_{min} &= V_{min} \times \gamma_{min} && \text{per la sola parte non organica (parte minerale).} \end{aligned}$$

Dividendo ambo i membri dell'equazione 2.6.2 per " P_s ", tenendo conto dell'equazione





2.6.1, si può scrivere,

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{P_{\min}/P_s}{\gamma_{\min}} + \frac{P_{\text{org}}/P_s}{\gamma_{\text{org}}} \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{\gamma_s} = \frac{0,25}{2,5} + \frac{0,75}{1} \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{\gamma_s} = 0,85,$$

da cui si ricava il valore del peso specifico relativo (medio) di tutti i solidi presenti nel fango:

$$\gamma_s = 1,17.$$

Analogamente a quanto osservato per i volumi delle sole parti solide, è ovvio constatare che la somma del volume dell'acqua con il volume dei solidi deve coincidere con il volume di tutto il fango:

$$V_{\text{fango}} = V_{\text{acqua}} + V_s.$$

Esprimendo quest'ultima relazione in funzione dei pesi del fango e dei relativi pesi specifici medi relativi, si può scrivere:

$$\frac{P_{\text{fango}}}{\gamma_{\text{fango}}} = \frac{P_{\text{acqua}}}{\gamma_{\text{acqua}}} + \frac{P_s}{\gamma_s}.$$

Dividendo ambo i membri per il peso dell'intero fango " P_{fango} ", e tenendo conto del valore calcolato del peso specifico di tutti i solidi presenti ($\gamma_s = 1,17$), si ottiene la relazione:

$$\frac{1}{\gamma_{\text{fango}}} = \frac{P_{\text{acqua}}/P_{\text{fango}}}{\gamma_{\text{acqua}}} + \frac{P_s/P_{\text{fango}}}{\gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{\gamma_{\text{fango}}} = \frac{0,98}{1} + \frac{0,02}{1,17} \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{\gamma_{\text{fango}}} \cong 0,997;$$

ottenendo quindi il valore cercato del peso specifico relativo del fango: $\gamma_{\text{fango}} = 1,003$.

Avendo, infatti, ipotizzato un tenore in acqua del fango del 98 % risulta (vedere equazione 2.3):

$$U_f (\%) = 98\% = 100 \times P_{\text{acqua}}/P_{\text{fango}} \quad \Rightarrow \quad \frac{P_{\text{acqua}}}{P_{\text{fango}}} = \frac{U_f (\%)}{100} = 0,98.$$

Inoltre, poiché il peso del fango è dato dalla somma del peso dell'acqua con il peso delle sostanze solide presenti ($P_{\text{fango}} = P_{\text{acqua}} + P_s$), deve essere:

$$\begin{aligned} S/100 &= P_s/P_{\text{fango}} = 0,02 \text{ (2\%);} \\ U_f/100 &= P_{\text{acqua}}/P_{\text{fango}} = 0,98 \text{ (98\%);} \end{aligned}$$

infatti è $0,02 + 0,98 = 1$, ovvero risulta verificata la relazione $P_{\text{fango}} = P_{\text{acqua}} + P_s$.





•PARTE II
 144 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.7

Si consideri un fango che abbia le medesime caratteristiche ipotizzate nell'esempio 2.6. Il peso dei solidi nel fango prodotto giornalmente sia $P_s = 350 \text{ kg SS}$ (350 kg SS/d). In base ai dati relativi all'esempio 2.6, è stato calcolato:

- il peso specifico relativo del fango: $\gamma_{\text{fango}} = 1,003$;
- il contenuto di solidi nel fango: $S = 2\%$ (0,02).

Si calcoli il volume del fango tramite l'espressione 2.5.1:

$$V = \frac{P_s \times 100}{S\% \times \rho_{H_2O} \times \gamma_{\text{fango}}} \quad [2.7.1]$$

Soluzione. Sostituendo i valori nella formula si ha:

$$V = \frac{(350 \text{ kg SS} / d) \times 100}{2\% \times (1000 \text{ kg} / m^3) \times (1,003)} \approx 17,45 \text{ m}^3 / d.$$

Osservazione. In generale, i fanghi in un impianto di depurazione, siano essi dei fanghi provenienti da sedimentatori (linea acque) o fanghi stabilizzati da digestori (linea fanghi), presentano dei pesi specifici relativi con valori vicini a quello dell'acqua $\gamma_{\text{fango}} \cong 1,0$. In virtù di ciò, per una valutazione sufficientemente accurata del volume "V" del fango, può evitarsi il calcolo del peso specifico γ_{fango} , utilizzando la seguente formula approssimata che si ricava dall'espressione 2.7.1, ponendo praticamente $\gamma_{\text{fango}} = 1,0$:

$$V \cong \frac{P_s \times 100}{S\% \times \rho_{H_2O}} = \frac{(350 \text{ kg SS} / d) \times 100}{2\% \times (1000 \text{ kg} / m^3)} \approx 17,5 \text{ m}^3 / d. \quad [2.7.2]$$

Come si può notare, il risultato ottenuto mediante la formula approssimata 2.7.2 si discosta di circa lo 0,3% rispetto al valore calcolato con la formula "esatta" della 2.7.1. Pertanto, il procedimento approssimato dell'espressione 2.7.2 può considerarsi del tutto adeguato per le applicazioni pratiche.

Per un fango proveniente da sedimentatore primario si può ammettere che circa il 70% dei SS sia costituito da solidi organici (*solidi volatili*) e il restante 30% sia costituito da solidi non organici (*solidi minerali*).

Mentre, per un fango proveniente da sedimentatore secondario la parte solida organica risulta di circa il 75% e il restante 25% è costituito dalla parte non organica. Infine, un fango stabilizzato presenta una frazione organica attorno al 55 ÷ 60% e, conseguentemente, una restante parte minerale di circa il 45 ÷ 40%.





2.7 CONCENTRAZIONE DEL FANGO NELLA MISCELA AERATA

Nelle vasche di aerazione i processi biologici avvengono all'interno della miscela aerata. I solidi sospesi, presenti in vasca di aerazione, sono in parte costituiti da microrganismi vivi (**biomassa attiva**) ed in parte costituiti da una frazione "inattiva", formata da microrganismi morti e da sostanze organiche parte biodegradabile e parte non biodegradabile (**biomassa inattiva**). La biomassa attiva e la biomassa inattiva, considerate assieme, costituiscono la porzione dei solidi sospesi organici, chiamata precedentemente col nome di solidi sospesi volatili, la cui misura in laboratorio risulta relativamente agevole. Vista la facilità nel ricavare analiticamente la quantità delle sostanze organiche complessive, convenzionalmente, i microrganismi vivi vengono individuati – all'interno delle vasche di ossidazione – direttamente come coincidenti ai solidi sospesi volatili; cioè si conviene che i microrganismi vivi siano valutabili sempre misurando tutta la massa di sostanze organiche presenti in vasca di aerazione. Tale criterio risulta abbastanza discutibile se si pensa che la massa attiva non è altro che una frazione della massa totale delle sostanze organiche, come si può osservare dalla figura 2.1. Il criterio diventa ancora più discutibile negli impianti che sono progettati per accogliere grandi volumi di sostanza organica e per tempi lunghi di trattamento (**impianti ad aerazione prolungata** o a **basso carico**). Infatti, in tali impianti, rimanendo i microrganismi per lungo tempo in vasca di aerazione, tendono ad andare in competizione fino a cibarsi tra di loro una volta che il substrato inquinante entrato in vasca è stato quasi del tutto assimilato. In questa situazione, la miscela aerata è sicuramente più ricca di microrganismi morti e di sostanze organiche non ulteriormente degradabili piuttosto che di microrganismi vivi. Tali quantitativi possono anche raggiungere percentuali molto elevate dei

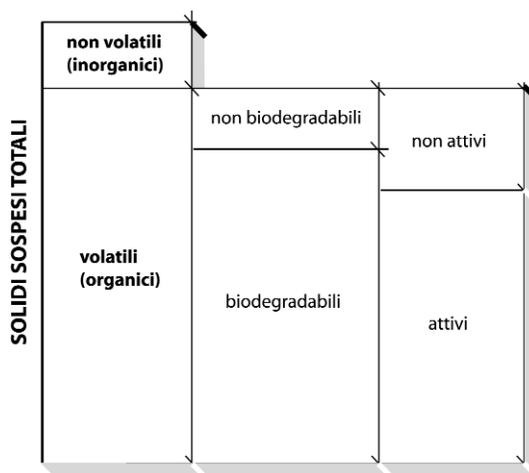


Figura 2.1 –
Classificazione qualitativa dei solidi sospesi totali come si presentano nella vasca di aerazione.





•PARTE II
146 •Parametri fondamentali di progetto

solidi volatili complessivi. Tuttavia, convenzionalmente, l'identificare i microrganismi vivi con i solidi sospesi volatili viene adottata come valida anche per questa particolare tipologia d'impianto. *Ciò perché risulta inutile cercare di affinare i calcoli su parametri affetti comunque da incertezze e da continui cambiamenti nel corso dell'esercizio dell'impianto e, in ogni caso, difficili da determinare in maniera agevole ed in tempi accettabili.*

Inoltre, in un reflujo di tipo civile i solidi sospesi volatili costituiscono, sempre, circa il 70% dei solidi sospesi totali. Perciò, data questa costanza dei rapporti, è giustificato per impianti reflui civili, assumere il criterio ulteriormente semplificativo di assumere la massa attiva di microrganismi non pari ai solidi sospesi volatili, ma pari direttamente ai solidi sospesi totali (i quali, nel prosieguo, verranno indicati sempre come *SS*). Questa approssimazione rende ancora più agevoli le indagini, in quanto l'operazione di determinazione in laboratorio dei solidi totali rimane particolarmente semplice.

In un impianto a fanghi attivi di tipo civile la concentrazione del fango C_a [$kg\ SS/m^3$] (in termini, quindi, di solidi sospesi totali) nella miscela aerata dipende, generalmente, dalle caratteristiche proprie del liquame da trattare, dalla tipologia e gestione dell'impianto.

All'atto della messa in funzione di un impianto depurativo, il valore di C_a praticamente non può che coincidere con la concentrazione dei solidi sospesi totali presenti nel liquame presente in arrivo all'impianto (circa $0,2 \div 0,6\ kg\ SS/m^3$ per un reflujo civile). Man mano che i microrganismi si sviluppano (sviluppo dei cosiddetti "fiocchi di fango") si assiste ad un progressivo aumento della concentrazione C_a , fino a raggiungere i valori "ottimali" per un buon rendimento depurativo, che risultano compresi nell'intervallo: $3 \div 5\ kg\ SS/m^3$ (senza mai scendere a $2\ kg\ SS/m^3$, per evitare formazione di schiume^(2.2) in vasca). Procedendo oltre con l'aerazione, la concentrazione C_a non resta inalterata ma aumenta nel tempo per la produzione continua di fango; pertanto, si ricorre a mantenere costante la concentrazione C_a entro i valori accettabili, "spillando" periodicamente, dalla sezione biologica-ossidativa, il fango in eccesso (**fango di supero**), inviandolo alla parallela sezione di smaltimento fanghi (**linea fanghi**).

A livello progettuale, una volta stabilito il volume della vasca di aerazione V e la quantità giornaliera di sostanze organiche biodegradabili (Q_{BOD5} [$kg\ BOD_5/d$])

^{2.2)} A causa dell'elevata concentrazione di saponi e altri tensioattivi nelle acque di scarico domestiche, durante il primo periodo di aerazione dei liquami, può accadere che si formino delle schiume; tuttavia, a mano a mano che la concentrazione dei solidi nella miscela aerata aumenta, le schiume tendono a diminuire. Fra gli impianti a fanghi attivi, si è notato che gli impianti ad aerazione prolungata sono quelli caratterizzati dalla più bassa quantità di schiume, in conseguenza proprio dell'elevata concentrazione del fango nella miscela aerata con cui operano questi impianti. Oltre a ciò, la limitata presenza di schiume negli impianti ad aerazione prolungata viene da Alcuni imputata all'elevata nitrificazione che si realizza in aerazione.





che si vogliono applicare per ciascun kg di massa attiva (solidi sospesi totali kg SS) presente in vasca (ovvero, fissato il fattore di carico organico dell'impianto: F_c [kg $BOD_5/d \times kg$ SS]), conviene operare con elevate concentrazioni del fango nella miscela aerata. Infatti, elevate concentrazioni di microrganismi vivi, quindi di solidi sospesi totali, (elevata concentrazione del fango nella miscela aerata) si ripercuotono in minori tempi di detenzione nella vasca di ossidazione; di conseguenza, l'entità dei volumi di vasca V possono scegliersi relativamente contenuti e con conseguente minore costo delle opere civili. Tuttavia, la concentrazione del fango C_a è opportuno che non sia eccessivamente elevata, in quanto l'adozione di elevate concentrazioni del fango in aerazione necessita una maggiore potenza specifica, da immettere dall'esterno, per mantenere la massa dei fiocchi di fango il più possibile uniformemente miscelata in tutto il volume della vasca. Questo, infatti, necessita di un'azione meccanica dall'esterno eccessivamente energica che finisce per ridurre la grandezza dei fiocchi di fango, con conseguenze negative a valle dell'impianto, soprattutto nella sezione dove si provvede a "spillare" il fango (**sedimentazione secondaria**) per mantenere la C_a costante al valore di progetto. Fissati i due parametri F_c e C_a , si può passare al dimensionamento geometrico e meccanico della fase di aerazione, salvo verificare che altri parametri fondamentali derivati, siano contenuti nei limiti che l'esperienza ha confermato validi. Infatti, è facile verificare che vale la relazione:

$$M [kg SS] = V [m^3] \times C_a [kg SS/m^3]; \quad [2.8]$$

dove:

- M è la massa complessivamente presente nella vasca di aerazione di solidi sospesi totali (SS);
- V è il volume della vasca di ossidazione;
- C_a la concentrazione dei solidi sospesi totali.

In base alla definizione di fattore di carico organico dell'impianto F_c , si può scrivere la relazione:

$$F_c = \frac{kg BOD_5 / giorno}{kg SS} = \frac{Q_{BOD_5}}{M} = \frac{Q_{BOD_5}}{V \times C_a}; \quad [2.9]$$

ed esprimendo la portata giornaliera della sostanza inquinante (Q_{BOD_5}) come prodotto della portata media idraulica in arrivo ($Q_n = V/t$) con la concentrazione media dell'inquinante da trattare [BOD_5], si ottiene:

ovvero:

$$F_c = \frac{Q_{BOD_5}}{V \times C_a} = \frac{Q_n \times [BOD_5]}{V \times C_a} = \frac{(V/t) \times [BOD_5]}{V \times C_a} \quad [2.9_a]$$

ovvero:





•PARTE II
 148 •Parametri fondamentali di progetto

$$t = \frac{[BOD_5]}{F_c \times C_a} \rightarrow \frac{kg BOD_5/m^3}{(kg BOD_5/d \times kg SS) \times (kg SS/m^3)} = d \quad [2.9_b]$$

Da quest'ultima espressione si deduce che si hanno maggiori tempi di detenzione (nominale) in vasca di aerazione quanto maggiore è la concentrazione in arrivo della carica inquinante $[BOD_5]$ e quanto minori sono il fattore di carico organico F_c e la concentrazione C_a del fango scelti. Molto semplicemente, il fattore di carico organico F_c fissa l'entità della massa di cibo giornaliera che si vuole sia somministrata al singolo kg di massa microbiologica viva presente; mentre, la concentrazione del fango C_a indica il numero di kg di microrganismi vivi disponibili, per singolo metro cubo di vasca. Pertanto, fissato un "range" di concentrazione del fango idoneo anche ad ottimizzare il rendimento del successivo comparto di sedimentazione finale, la scelta di valori relativamente bassi del fattore di carico organico determina elevati tempi di detenzione nominale e, come conseguenza, una maggiore "attitudine" dell'impianto ad assimilare relativamente grandi portate di sostanza organica inquinante. Pertanto, il fattore F_c si rivela un parametro che caratterizza completamente il tipo di impianto, individuando il tipo di trattamento che si intende realizzare.

ESEMPIO 2.8

Si debba valutare il volume necessario per la vasca di aerazione di un impianto di depurazione che presenta i seguenti dati di progetto:

- all'impianto sono convogliate solo acque nere (fognatura separata);
- carico idraulico massimo: $Q_{max} = 800 \text{ m}^3/d$;
- carico organico complessivo: $Q_{BOD_5} = 200 \text{ kg/d}$;
- abitanti fissi: 2000 ab;
- abitanti fluttuanti: 1000 ab.

La stima degli abitanti fluttuanti si ritenga molto incerta, in quanto si teme possano registrarsi incrementi maggiori di quelli fissati in sede di progetto. Si dimensiona un volume di aerazione tale da consentire all'impianto:

- 1) un esercizio che necessiti di un'assistenza molto limitata;
- 2) degli spillamenti di fango di supero molto distanziati nel tempo;
- 3) un fango con discrete caratteristiche di stabilizzazione, nonché
- 4) un elevato rendimento depurativo.

Soluzione. Come verrà meglio chiarito nel paragrafo 2.11, un impianto a fanghi attivi dimensionato per relativamente bassi valori del fattore di carico organico F_c presenta i





seguenti lati positivi:

- rendimenti nell'abbattimento del BOD_5 particolarmente elevati (oltre il 90%);
- quantità di fango di supero giornaliera particolarmente ridotta;
- fango di supero ben stabilizzato;
- effluente finale ben nitrificato;
- possibilità di "ammortizzare" sostanze organiche provenienti da scarichi industriali.

Inoltre, un valore basso del fattore di carico organico è opportuno quando l'impianto debba soddisfare un'utenza contenuta (qualche migliaio di abitanti), quando la gestione risulti precaria e quando siano reali i pericoli di ampie variazioni del carico idraulico e organico durante la vita dell'impianto. Pertanto, per ritenere sufficientemente soddisfatti i quattro punti elencati precedentemente, si adotta un fattore di carico organico molto basso, tipico di un impianto ad aerazione prolungata: $F_c = 0,07 \text{ kg } BOD_5/\text{kg } SS \times d$.

Un valore così contenuto del fattore di carico organico risulta opportuno vista anche l'ipotizzata incertezza sulla frazione di popolazione fluttuante che potrebbe comportare delle variazioni sui carichi idraulico e organico. Supponendo uno smaltimento separato del fango di supero, si suppone di poter mantenere una concentrazione media del fango, in vasca di aerazione, di circa:

$$C_a = 5 \text{ kg } SS/m^3 \cong 5 \text{ litri}/1000 \text{ litri} = 0,5\%$$

(si è considerato il fango allo stato liquido: $1 \text{ kg} \cong 1 \text{ litro}$).

La concentrazione media di BOD_5 nel liquame in arrivo alla vasca di aerazione si calcola sfruttando i seguenti dati:

$$\begin{aligned} \text{carico idraulico massimo: } Q_{\max} &= 800 \text{ m}^3/d; \\ \text{carico organico complessivo: } Q_{BOD_5} &= 200 \text{ kg/d}. \end{aligned}$$

In particolare, volendo trasformare in *milligrammi* i *kilogrammi*, si può scrivere per il carico organico complessivo:

$$\begin{aligned} Q_{BOD_5} &= 200 \text{ kg/d} = (200 \text{ kg/d}) \times (1000 \text{ g/kg}) \times (1000 \text{ mg/g}) = \\ &= (200 \times 1000 \times 1000) \text{ mg/d} = 200 \times 10^6 \text{ mg/d}. \end{aligned}$$

Per il carico idraulico massimo, passando da m^3/d a l/d , si può scrivere:

$$Q_{\max} = 800 \text{ m}^3/d = (800 \text{ m}^3/d) \times (1000 \text{ l/m}^3) = 800000 \text{ l/d}.$$

Pertanto, la concentrazione media (in termini di $\text{mg } BOD_5/\text{litro}$) del liquame in arrivo si calcola mediante il rapporto:





•PARTE II
150 •Parametri fondamentali di progetto

•
•

$$[BOD_5] = \frac{Q_{BOD_5}}{Q_{\max}} = \frac{(200 \times 10^6) \text{ mg/d}}{(800000) \text{ l/d}} = 250 \text{ mg BOD}_5/\text{l}$$

Ovvero, in termini di $\text{kg BOD}_5/\text{m}^3$, direttamente:

$$[BOD_5] = \frac{Q_{BOD_5}}{Q_{\max}} = \frac{200 \text{ kg BOD}_5/\text{d}}{800 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,25 \text{ kg BOD}_5/\text{m}^3.$$

Il tempo (nominale) di detenzione idraulica del refluo nella vasca di aerazione può essere calcolato sfruttando l'equazione 2.9_b:

$$t = \frac{[BOD_5]}{F_c \times C_a} = \frac{0,25 \text{ kg BOD}_5/\text{m}^3}{(0,07 \text{ kg BOD}_5/\text{d} \times \text{kg SS}) \times (5 \text{ kg SS}/\text{m}^3)} \cong 0,71 \text{ d} \quad [2.8.1]$$

che in termini di ore (h) risulta pari a: $(0,71 \text{ d}) \times (24 \text{ h/d}) = 17 \text{ h circa}$.

A questo punto, è immediato valutare il volume utile V occorrente per la vasca di aerazione. Infatti, in base alla relazione tra il tempo t (nominale) di detenzione idraulica e il carico idraulico complessivo Q , si ha:

$$t = \frac{V}{Q} \rightarrow \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3/\text{d}} = \text{d}.$$

Esplicitando quest'ultima relazione in funzione del volume V della vasca e trasformando le ore in giorni si ottiene:

$$V = t \times Q = [(17 \text{ h}) / (24 \text{ h/d})] \times (800 \text{ m}^3/\text{d}) \cong 567 \text{ m}^3. \quad [2.8.2]$$

Osservazioni. Innanzitutto si deduce che vale il seguente legame tra le concentrazioni:

$$\boxed{1000 \text{ mg/l} = 1 \text{ kg/m}^3}.$$

La concentrazione di un fango allo stato liquido può essere espressa in questi termini:

$$\boxed{C = 1 \text{ kg SS}/\text{m}^3 \cong 0,1\%}.$$

Il valore della concentrazione C_a del fango in aerazione è un dato di progetto che può fissarsi costante a priori (entro certi valori) perché direttamente dipendente dal dimensionamento del sedimentatore secondario e dal sistema di pompaggio del fango di ricircolo (vedere dettagli al paragrafo seguente 1.8). Pertanto, in virtù delle espressioni 2.8.1 e 2.8.2, si evince che relativi minori valori di F_c , fissati in sede di progetto, comportano relativamente maggiori tempi di detenzione nominali in aerazione e maggiori volumi utili messi a disposizione per l'ossidazione. Anche intuitivamente si comprende come un sif-





fatto provvedimento non può che aumentare il rendimento depurativo. Inoltre, come verrà descritto più in dettaglio nei paragrafi seguenti, si anticipa che adottando relativamente minori valori del fattore di carico organico F_c si aumenta la relativa quantità di ossigeno O_2 (per sigola quantità di BOD_5 abbattuto) da fornire in aerazione. Questo fatto può essere spiegato intuitivamente osservando l'equazione 2.8:

$$M[\text{kg SS}] = V[\text{m}^3] \times C_a[\text{kg SS}/\text{m}^3].$$

Si nota che la massa M di microrganismi presente nel volume utile V della vasca di ossidazione, una volta fissato il dato di progetto relativo alla concentrazione C_a , risulta direttamente proporzionale al volume utile assegnato alla vasca di ossidazione. Pertanto, masse relativamente maggiori si avranno per impianti che lavorano a relativamente minori valori del fattore di carico organico F_c . A bassi valori di F_c corrispondono, come si è visto, relativamente alti valori del volume utile V . Di conseguenza, in virtù dell'equazione 2.8, a bassi valori del fattore di carico organico corrispondono alti valori della massa biologica presente nella vasca di aerazione. Si deduce, intuitivamente, che l'apporto di ossigeno da fornire ai batteri presenti in aerazione, perché si compia il processo depurativo di biodegradazione, deve essere proporzionale alla quantità di massa batterica presente nella vasca di ossidazione.

2.8 CONCENTRAZIONE DEL FANGO DI RICIRCOLO

In un comparto di ossidazione, man mano che entra la sostanza nutriente (substrato carbonioso) e a patto che non ci sia uno sversamento di sostanze particolarmente tossiche e nocive per le biocenosi in aerazione, la quantità di microrganismi presenti tende ad aumentare progressivamente con il tempo. Pertanto, si è visto, che risulta necessario provvedere ad installare una opportuna sezione dove poter "spillare" il fango in eccesso sviluppatosi (fango di supero), in modo da mantenere la concentrazione del fango attorno a valori accettabili, in vasca di aerazione. Tale sezione d'impianto è il **sedimentatore secondario**; ovvero, un'unità la cui forma e geometria è progettata per far decantare e compattare, in maniera idonea, la massa di fiocchi di fango, in modo da poterla in parte allontanare definitivamente (alla linea fanghi) ed in parte da poterla ricircolare all'interno della vasca di aerazione, tramite pompaggio. Ovviamente, tale sezione provvederà anche ad inoltrare, alle successive sezioni depurative, l'effluente (depurato biologicamente) il più possibilmente in fase liquida (**effluente chiarificato**). Negli impianti a fanghi attivi, il fango raccolto nel comparto di sedimentazione primaria viene ricircolato nel comparto di aerazione, in modo che la concentrazione del fango, e quindi anche dei microrganismi attivi, è alquanto superiore di quella che si crea spontaneamente nella vasca di aerazione. Oltre a determinare un aumento della concentrazione del fango presente nella vasca di





•PARTE II
 152 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

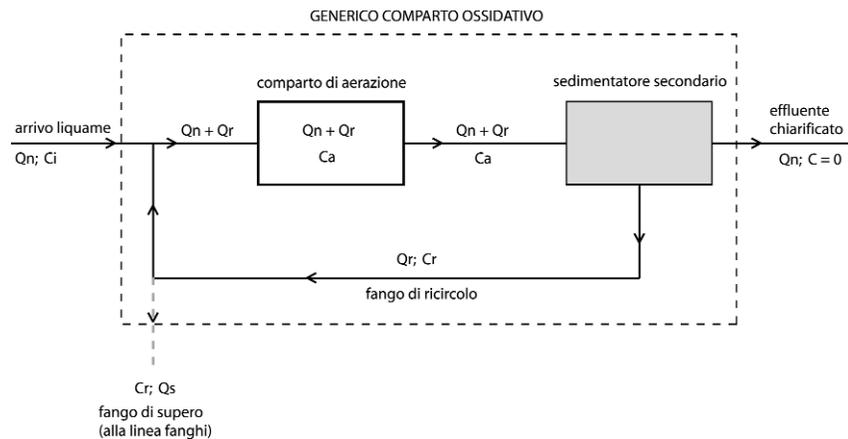


Figura 2.2 – Schema qualitativo delle varie grandezze fondamentali in un generico comparto ossidativo.

aerazione, il ricircolo del fango contribuisce ad agevolare le reazioni biologiche, in quanto sono reimmessi in circolo microrganismi già ben adattati ad operare nelle particolari condizioni ambientali, e ad assimilare il nutrimento in arrivo assieme ai liquami. Nella figura 2.2 è schematizzato il diagramma di flusso a blocchi di una generica unità ossidativa, considerata composta non solo dalla vasca di aerazione ma anche dal sedimentatore secondario, che, per quanto considerato a proposito della necessità di regolare la concentrazione del fango nella miscela aerata, si rivela un elemento fondamentale e quindi inscindibile dal comparto di aerazione vero e proprio.

Si sono indicate con Q_n la portata media entrante del refluo e con C_i la relativa concentrazione, in entrata al comparto biologico-ossidativo, dei solidi sospesi totali. Inoltre, si è indicato con Q_r la portata del fango ricircolato dentro la vasca di aerazione e con C_r la massima concentrazione del fango prelevabile dall'unità di sedimentazione (**fango di ricircolo**). Infine, con Q_s si è indicata la portata di fango di supero “spillata” dall'unità biologica ossidativa e allontanata verso la linea fanghi, per il suo successivo trattamento. Pertanto, fissato il tipo di trattamento che si vuole realizzare (fissato, quindi, F_c) e fissato un “range” di variazione della concentrazione del fango C_a nella miscela aerata, ed essendo nota la portata idraulica media Q_n del refluo (**portata nera** o **portata di tempo asciutto**), risulta noto il volume V necessario alla vasca di ossidazione per il trattamento voluto:





$$V = \frac{Q_n \times [BOD_5]}{F_c \times C_a} \quad [2.10]$$

A questo punto, se si ipotizza un regime di tipo stazionario per il movimento delle portate, è possibile, da un esame della figura 2.2, scrivere l'equazione di bilancio della massa solida relativamente al solo comparto di sedimentazione secondaria. In generale, il peso delle sostanze solide $(Q_n + Q_r) \times C_a$ che entrano nel comparto deve essere il medesimo di quelle che escono assieme all'effluente e al ricircolo $(Q_n \times C) + (Q_r \times C_r)$. Ma, dimensionando il sedimentatore in maniera tale che la sua geometria lasci "fuggire" quantitativi praticamente trascurabili nell'effluente ($C = 0$), il bilancio di massa si riduce all'equazione:

$$(Q_r + Q_i) \times C_a \cong Q_r \times C_r \quad [2.11]$$

Pertanto, chiamando con R il rapporto di ricircolo $R = Q_r/Q_n$, si ottiene la seguente espressione del bilancio delle masse dei solidi:

$$C_a = \frac{1}{[1 + (1/R)]} \times C_r \quad [2.12]$$

Da quest'ultima relazione, si evince che, fissato un valore ottimale di C_r , variando R è possibile variare direttamente C_a . Discende, quindi, l'importanza di poter dosare e controllare con sufficiente precisione la portata di ricircolo. Infatti, un minore rapporto di ricircolo può essere più adatto nei periodi iniziali di vita dell'impianto o, in generale, durante le ore notturne, nei quali la portata organica inquinante è minore del valore medio di progetto.

Infatti, diminuendo R , ed assumendo che C_r rimanga pressoché costante al variare di R stesso, diminuisce C_a nella vasca di aerazione. In tal modo, si impegna una minore massa microbica, un minore quantitativo di ossigeno disciolto da dosare; e l'effetto complessivo è un più elastico processo depurativo.

Viceversa, la possibilità di poter disporre di una maggiore capacità di ricircolo può essere indispensabile in periodo di pioggia. In questo caso, infatti, l'aumento della portata idraulica in arrivo al comparto biologico, dovuta principalmente dalle piogge, tende a diluire la massa di microrganismi, e quindi a diminuire il valore della concentrazione del fango C_a nella miscela aerata. Questo, provoca una minore omogeneità e addensamento dei microrganismi vivi all'interno del volume della vasca di ossidazione, che si riflette in un minore rendimento nell'assimilazione della sostanza organica. Pertanto, variando il fattore di ricircolo in maniera opportuna, è possibile "ammortizzare" e contenere le diminuzioni della concentrazione del fango durante il periodo di pioggia.

È poi opportuno che sia disponibile una capacità di ricircolo anche per poter far fronte ad eventuali **scarichi tossici** (non previsti in fase di progetto). Infatti, utilizzando al massimo la possibilità di ricircolare il fango dal sedimentatore, si

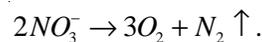




•PARTE II
 154 •Parametri fondamentali di progetto

•
 •
 •
 •
 possono impegnare tutti i microrganismi nel metabolizzare, immediatamente, le sostanze tossiche entrate, limitando i danni.

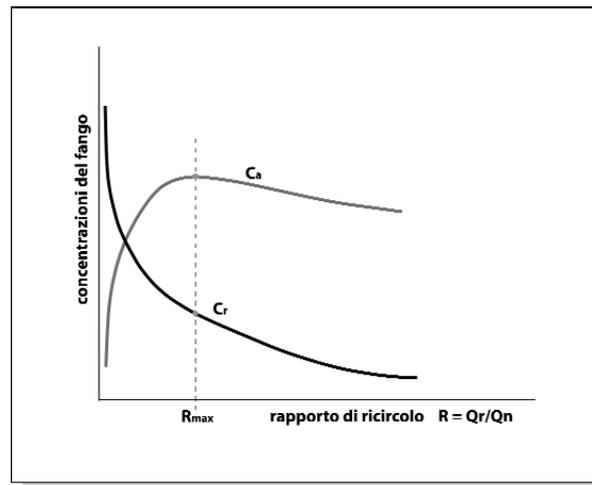
Una forte portata di ricircolo è poi indispensabile per limitare i fenomeni di **denitrificazione** che possono avvenire nei volumi più profondi del comparto di sedimentazione secondaria. Infatti, come accennato nei paragrafi precedenti, la denitrificazione può essere un fenomeno non voluto in fase di progetto, ma che tende a svilupparsi da sé nelle vasche di sedimentazione, sotto particolari condizioni. L'effetto è quello di sviluppo di minuscole bollicine di azoto durante le reazioni di denitrificazione:



Queste bollicine di azoto-gassoso si collegano alle particelle fioccosse di fango (che si sta accumulando sul fondo della vasca di sedimentazione) e, per effetto del fenomeno della **flottazione**, le sollevano fino alla superficie (**rising** del fango), dove poi riescono a “fuggire” con l'effluente che, invece, in un normale funzionamento, deve essere il più chiarificato possibile. Questo, ovviamente, porta due effetti negativi: una non chiarificazione dell'effluente dal sedimentatore secondario, con fuga di fango nel corpo idrico ricettore (aumento di **torbidità**), e diminuzione progressiva della concentrazione del fango nella miscela aerata, con conseguente diminuzione del rendimento depurativo.

Di conseguenza, potendo effettuare un energico ricircolo del fango dal fondo del sedimentatore, si possono ridurre i tempi di detenzione del fango stesso nel comparto di sedimentazione, in modo che gli strati di fango che decantano verso il fondo non siano eccessivamente compattati tra loro, creando zone eccessivamente anossiche. Inoltre, con il ricircolo si riduce la concentrazione del fango ispessito e quindi c'è sicuramente maggiore quantità di ossigeno a disposizione. Occorre, comunque, notare che un'eccessivo rapporto di ricircolo comporta l'in-

Figura 2.3 – Relazione qualitativa tra le concentrazioni del fango in aerazione e quella ispessita del ricircolo.





conveniente di aumentare la turbolenza idraulica nelle zone prossime ai volumi richiesti dall'ispessimento che risollevarono il fango, inficiando così lo scopo stesso del comparto di sedimentazione nell'ispessimento. Inoltre, aumentando il rapporto di ricircolo, la concentrazione C_r non rimane costante ma, a causa della turbolenza che risollewa i fiocchi di fango compattati, tende a diminuire.

Da prove eseguite su impianti esistenti, infatti, è risultato che, fino a certi limiti, è indispensabile che sia assicurata un'efficiente capacità di ricircolo dei fanghi, ma che, al tempo stesso, è assolutamente inutile dimensionare l'impianto con rapporti di ricircolo superiori a certi valori. Si è, infatti, riscontrato che, supposto di trovarsi in presenza di un fango dotato di buone caratteristiche intrinseche di sedimentabilità^(2,3), apportando incrementi limitati della portata di ricircolo, si registrano incrementi della concentrazione C_a molto sensibili. Viceversa, oltre certi limiti, i vantaggi conseguenti ad un'elevata portata di ricircolo non sono più apprezzabili (vedere, infatti, andamento del grafico in figura 2.3).

È, quindi, chiaro come un efficiente ricircolo costituisca un vero e proprio "ammortizzatore" per le situazioni di emergenza o di scostamento dalle condizioni fissate in sede di progetto. Pertanto, non conviene né lesinare né tantomeno eccedere sulla capacità dell'impianto di poter disporre di una portata di ricircolo dei fanghi. Infatti, un dispositivo di pompaggio in più, o dotato di maggiore potenza, non incide in misura sensibile sul costo complessivo dell'impianto. In linea di massima, si può dire che in impianti ad *aerazione prolungata* un sistema di ricircolo progettato in maniera tale da poter fornire una portata minima normale e massima pari rispettivamente al 50, 100 fino al 200% della portata media giornaliera Q_n di acque nere sia da ritenersi sufficientemente cautelativa. Mentre, negli altri tipi di impianti a fanghi attivi, viste le minori concentrazioni del fango nella vasca di ossidazione (nella miscela aerata) risultano sicuramente cautelative delle portate di ricircolo pari fino al 100% della portata Q_n .

Valori precisi della concentrazione del fango di ricircolo C_r , non sono facilmente prevedibili a priori, dipendendo da molti fattori. Comunque, in normali impianti di depurazione delle acque reflue civili si misurano concentrazioni dell'ordine di $8 \div 12 \text{ kg SS/m}^3$.

Il ricircolo viene effettuato o con pompe centrifughe, o con coclee, o con eiettori idropneumatici. Nel caso di adozione di pompe o eiettori, la scelta delle macchine viene effettuata, come noto, utilizzando le curve caratteristiche fornite dai Costruttori, una volta noti le portate di ricircolo e le prevalenze.

^{2,3} Un fango si considera intrinsecamente dotato di buone caratteristiche di sedimentabilità quando 1 grammo di sostanze secche del fango, lasciato decantare per 30 minuti, occupa un volume contenuto e quindi ritenuto relativamente accettabile. Tale valore del volume di sostanze secche viene denominato **SVI** (dalle sigle inglesi: **Sludge Volume Index**).





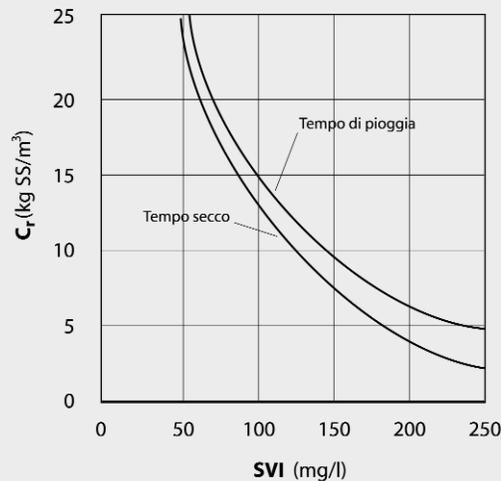
•PARTE II
 156 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.9

Dimensionare il ricircolo del fango e il sollevamento del fango di supero che viene prodotto giornalmente nella linea acque di un impianto a fanghi attivi dalle seguenti caratteristiche (per ulteriori dettagli vedere paragrafo 4.5 ed esempi 4.4 e 4.5):

- impianto che tratta solo acque nere (fognatura separata);
- impianto dotato di sedimentatore primario e secondario;
- concentrazione del fango nella miscela aerata: $C_a = 5 \text{ kg SS/m}^3 \cong 0,5\%$;
- produzione giornaliera di fango di supero (primario + secondario): $20 \text{ m}^3/\text{d}$;
- contenuto di solidi del fango di supero: 4% ;
- fango di cattiva qualità in termini di sedimentazione: indice $SVI = 120 \text{ mg/l}$.
- portata nera affluente in depurazione: $Q_n = 35 \text{ m}^3/\text{h}$.

Soluzione1: dimensionamento impianto di ricircolo. Per prima cosa è possibile sfruttare il legame esistente tra concentrazione del fango di ricircolo C_r e valore dello SVI . A tal proposito si riporta un particolare grafico, tratto dalle Raccomandazioni dell'ATV tedesca, che riporta qualitativamente i valori prevedibili della concentrazione C_r del fango di ricircolo (in tempo secco e di pioggia) in funzione dei valori dello SVI del fango:



In base al suddetto grafico, si può notare che ad uno $SVI = 120 \text{ mg/l}$ corrisponde, in tempo secco, una concentrazione del fango di ricircolo di circa $C_r = 10 \text{ kg SS/m}^3$. Pertanto, in virtù dell'equazione 2.12, si può scrivere:

$$\frac{C_a}{C_r} = \frac{5 \text{ kg SS/m}^3}{10 \text{ kg SS/m}^3} = \frac{1}{2} = \frac{1}{1+(1/R)} \Rightarrow R = 1 \quad [2.9.1]$$





Ovvero, è necessario un rapporto di ricircolo $R = 1$, quindi pari al 100% della portata nera Q_n ; infatti, essendo: $R = Q_r/Q_n$, si ha: $Q_r = R \times Q_n$. A scopo prudenziale, per poter intervenire con efficacia in ogni caso di emergenza, si progetta un'impianto di ricircolo che sia in grado di convogliare una portata di fango ricircolato pari al 150% ($R = 1,5$) della portata nera Q_n . Pertanto, la sezione di pompaggio del fango deve essere in grado di veicolare le seguenti portate di fango di supero:

- portata media $Q_{rm} = 1,0 \times Q_n = 35 \text{ m}^3/\text{h}$;
- portata di punta $Q_{rmax} = 1,5 \times Q_n = 1,5 \times (35 \text{ m}^3/\text{h}) = 52,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

Si suppone una prevalenza manometrica dell'impianto di sollevamento di $\Delta H = 2,5 \text{ m}$, in termini di metri di colonna d'acqua (vedere più avanti); inoltre, un rendimento complessivo del gruppo di sollevamento pari a: $\eta = 0,40$.

La potenza massima complessivamente assorbita dal gruppo di sollevamento si può calcolare con la relazione (vedere **Appendice-R**, eq. R.12_c):

$$P = \frac{Q \times \Delta H}{\eta \times 366} = \frac{Q \times (2,5 \text{ m})}{0,40 \times 366}; \quad [2.9.2]$$

dove:

- P è la potenza del motore che aziona la girante della pompa (in kW);
- Q è la portata del fango che la pompa deve veicolare (m^3/h);
- ΔH è l'altezza totale di sollevamento statico (m);
- η è il rendimento complessivo del gruppo pompa-motore.

In particolare, l'altezza totale di sollevamento statico ΔH (prevalenza manometrica) è data dalla somma di due altezze liquide:

$$\Delta H = H + h$$

1) H dislivello lungo la verticale (dislivello geodetico) tra l'altezza del pelo libero del fango nella vasca dove il fango viene sollevato H_v , e il pelo libero del fango H_m nel pozzetto dove "pesca" la tubazione di aspirazione della pompa:

$$H = H_v - H_m > 0;$$

2) h somma di tutte le perdite di carico distribuite lungo le tubazioni di aspirazione e di mandata e di tutte le perdite di carico concentrate dovute alla presenza di cambi di direzione e valvole presenti lungo la linea di pompaggio. Tutte le perdite di carico espresse in termini di altezza di colonna d'acqua.

Il rendimento complessivo η della pompa è dato, come noto dalla Meccanica, dal prodotto di tre differenti rendimenti:





•PARTE II
 158 •Parametri fondamentali di progetto



- rendimento idraulico: per la presenza di perdite idrodinamiche;
- rendimento volumetrico: per la presenza di perdite per trafileamento della portata;
- rendimento meccanico: per la presenza di perdite per attrito nei cuscinetti, supporti e tenute, oltre che a perdite per trascinamento del fluido tra girante e cassa della pompa.

Sostituendo i valori nell'espressione 2.9.2 si ottiene:

- per la portata media di fango:

$$P = \frac{Q \times \Delta H}{\eta \times 366} = \frac{Q \times (2,5 m)}{0,40 \times 366} = \frac{(35 m^3/h) \times (2,5 m)}{0,40 \times 366} = 0,60 kW;$$

- per la portata di punta del fango:

$$P = \frac{Q \times \Delta H}{\eta \times 366} = \frac{Q \times (2,5 m)}{0,40 \times 366} = \frac{(52,5 m^3/h) \times (2,5 m)}{0,40 \times 366} = 0,90 kW;$$

La potenza da installare viene computata in funzione di quella massima, incrementando quest'ultima del 30%, in modo da garantire un adeguato margine di sicurezza per assorbire i sovraccarichi di avviamento e condizioni di esercizio più pesanti di quelle normali. Pertanto, una potenza installata di $P_{inst} = 1,3 \times (0,90 kW) = 1,17 kW$ rende anche disponibile una sufficiente energia per vincere le perdite di carico che si possono avere in fase di avviamento, dopo un arresto prolungato del fango in condotta.

Osservazioni. Nel calcolare il valore della concentrazione del fango di ricircolo C , in funzione dello SVI si è fatto riferimento alla curva relativa al tempo secco, vista l'ipotesi di fognatura separata. Nel caso di fognatura mista, in presenza anche di acque di pioggia, si deve fare riferimento all'altra curva. Essendo l'impianto dotato di sedimentazione primaria per ipotesi, si sono eseguite le calcolazioni facendo riferimento ad un impianto a fanghi attivi non ad aerazione prolungata. Pertanto, se l'impianto fosse stato ad aerazione prolungata sarebbe stato sufficientemente cautelativo dimensionare il ricircolo in maniera tale da consentire una portata pari fino al 200% della portata media giornaliera. Nel caso in oggetto, l'aver assunto un rapporto di ricircolo pari al 150% risulta oltremodo prudenziale, non essendo l'impianto del tipo ad aerazione prolungata.

Soluzione2: dimensionamento impianto di pompaggio fango di supero. La produzione giornaliera di fango di supero è di $20 m^3/d$ con contenuto in solidi del 4%. Adottando una tubazione $DN80$ (80 mm), collegante il pozzetto di aspirazione dei fanghi di supero con il digestore della linea fanghi, e imponendo una velocità media in condotta





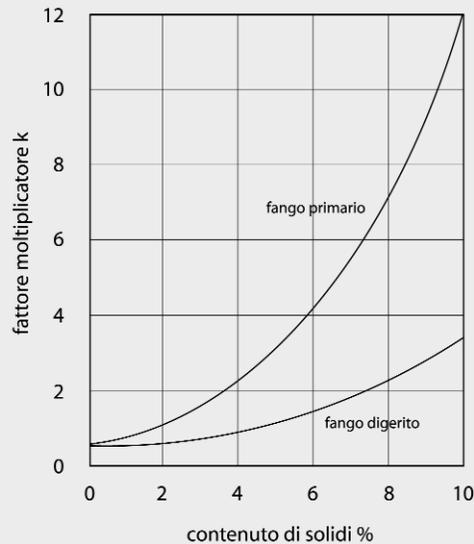
di circa $1,50 \text{ m/s}$, si riesce a pompare circa $7,5 \text{ litri/s}$ di fango di supero, pari a circa $27 \text{ m}^3/\text{h}$. Pertanto, una siffatta tubazione è in grado di trasportare in una sola ora tutto il fango di supero prodotto giornalmente: 20 m^3 . La perdita di carico unitaria ($i = \text{mm/m}$) con acqua pulita e con tubo incrostato ($\varepsilon = 2 \text{ mm}$), calcolata con la formula di *Colebrook-White* per una tubazione $DN80$, risulta di circa 75 mm/m (vedere equazione nell'**Appendice-O**). Ovvero, in termini di metri di colonna d'acqua:

$$i_{\text{acqua}} = 0,075 \text{ m/m};$$

cui corrisponde, se si suppone una lunghezza totale effettiva di $L = 8,0 \text{ m}$ della linea di pompaggio, una perdita distribuita di carico totale pari a:

$$J_{\text{acqua}} = i_{\text{acqua}} \times L = (0,075 \text{ m/m}) \times (8,0 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}.$$

Questa perdita di carico distribuita è relativa all'acqua pulita. Invece, trovandoci di fronte ad un fluido con viscosità alquanto maggiore di quella dell'acqua pulita, risulta necessario rapportare il valore della perdita di carico relativa all'acqua alla reale perdita di carico relativa ad un fango di supero. Per fare ciò, si utilizza il grafico seguente (da *Metcalfe & Eddy*):



In base al suddetto grafico, in funzione del contenuto di solidi (%) di un fango ed in funzione del tipo di fango, si calcola il fattore moltiplicatore k che indica di quante volte moltiplicare la perdita di carico valutata per acqua pulita per ottenere la relativa perdita di carico del fango di ricircolo. Considerando, per sicurezza, un fango simile a quello primario si ottiene per un contenuto dei solidi del 4% un valore orientativo di $k = 2,4$ circa. Pertanto, la relativa perdita di carico del fango è:





•PARTE II
160 •Parametri fondamentali di progetto
•
•

$$J_{fango} = k \times J_{acqua} = 2,4 \times (0,6 \text{ m}) = 1,5 \text{ m circa.}$$

Il dislivello geodetico tra il livello del fango nel pozzetto di aspirazione e la quota liquida del digestore sia di $H = 3,0 \text{ m}$. Inoltre, si ipotizzi che le perdite di carico concentrate siano state direttamente computate tra le perdite di carico distribuite, avendo incrementato a priori la lunghezza reale della tubazione da $L_{reale} = 6,0 \text{ metri}$ ad $L = 8,0 \text{ metri}$ ($L_{virtuale}$).

Pertanto, l'impianto di pompaggio del fango deve presentare una prevalenza manometrica pari a: $\Delta H = 3,0 \text{ m} + 1,5 \text{ m} = 4,5 \text{ m}$.

Ovviamente, nello scegliere la particolare pompa di sollevamento, è necessario che la "curva caratteristica" della pompa ($\Delta H = f(Q)$), in corrispondenza del valore $\Delta H = 4,5 \text{ m}$, presenti un valore della portata Q non minore della portata $Q = 27 \text{ m}^3/\text{h}$, necessaria per trasportare, in meno di un'ora, tutta la quantità di fango di supero prodotta giornalmente. Per l'impianto di sollevamento in questione si possono prevedere 2 pompe (1 + 1 di riserva) asservite ad un temporizzatore adeguatamente programmato, in maniera tale che il tempo complessivo di funzionamento giornaliero risulti di almeno 1 ora. La scelta della particolare pompa deve anche essere condizionata dal fatto che il fango, essendo pompato in modo intermittente nell'arco della giornata, staziona nelle tubazioni per un tempo abbastanza lungo. Pertanto, le pressioni iniziali che la pompa deve essere in grado di imprimere (per vincere l'elevata "inerzia" del fango per la sua elevata viscosità "di avviamento") devono essere sufficientemente elevate.

Di conseguenza, è opportuno orientarsi verso pompe che presentino delle curve caratteristiche con valori della prevalenza a "mandata chiusa" (prevalenza massima) pari a circa il doppio della prevalenza necessaria calcolata per veicolare la portata giornaliera di fango di supero ($Q = 27 \text{ m}^3/\text{h}$). Infine, l'aver scelto un diametro nominale della tubazione tale che la velocità media del fango in condotta sia attorno a $1,5 \text{ m/s}$ risponde ai noti criteri di scelta del "diametro economico" dei tubi negli impianti di sollevamento.

2.9 ETÀ DEL FANGO

In tutti gli impianti di depurazione, per l'impossibilità dei microrganismi di degradare completamente la sostanza organica, e per la presenza di sostanze inorganiche non biodegradabili, si ha un accumulo graduale di sostanze secche, che contribuiscono alla formazione di fango di supero, che è sempre necessario provvedere ad allontanare per il normale esercizio dell'impianto. Le due sezioni principali in cui c'è produzione di fango di supero sono:

- la sezione **biologico-ossidativa** (nella **linea acque**);
- la sezione (eventuale) di **digestione aerobica** o **anaerobica** del fango (nella **linea fanghi**).





In ogni caso, la grandezza che meglio caratterizza la produzione giornaliera di fango di supero è il **tasso di crescita** del fango k_f , definito come l'aumento percentuale di peso del fango presente nella sezione impiantistica cui si sta facendo riferimento. Il tasso di crescita, quindi, è esprimibile come rapporto fra la quantità, in peso, del fango di supero che si deve estrarre giornalmente ΔM , e la quantità di fango, in peso, M esistente e mantenuta costante nella sezione impiantistica studiata:

$$k_f = \frac{\Delta M}{M} = \frac{\text{kg SS}/d}{\text{kg SS}}; \quad [2.13]$$

dove, più in dettaglio, ΔM è la quantità di fango di supero prodotta giornalmente, e quindi giornalmente spurgata, per mantenere sempre costante la concentrazione C della massa di fango M presente nel reattore della sezione considerata. Ovviamente, quanto detto è tanto più esatto quanto minori sono le quantità di fango di supero che riescono a “fuggire” nell'effluente per carenza di rendimento della sezione di sedimentazione secondaria.

Altra grandezza estremamente significativa è la cosiddetta **età del fango**, che risulta l'esatto reciproco del **tasso di crescita** k_f . Infatti, in una sezione d'impianto (quale che sia il comparto di ossidazione nella linea acque o il comparto di digestione nella linea fanghi), se il peso del fango aumenta, nell'arco di un solo giorno, della quantità ΔM , allora significa che il fango di supero da estrarre giornalmente è pari, percentualmente, al valore $\Delta M/M$. Infatti, se ad esempio $(\Delta M/M)\% = 25\%$ (quindi ΔM pari al 25% del valore della massa M totale presente) allora si può scrivere $\Delta M/M = 25/100$. Di conseguenza, il numero $\Delta M/M = 100/25 = 4$, che dal punto di vista delle dimensioni è un tempo (ad esempio: giorni), rappresenta il tempo necessario al fango per rinnovarsi completamente all'interno della sezione: nel caso particolare riportato, sono necessari, mediamente, 4 giorni (a patto di mantenere la continuità del ricircolo) per ricambiare tutto il fango presente nella sezione considerata. Da qui, la dizione di “età del fango”. In termini matematici, l'età del fango viene definita dal reciproco del tasso di crescita k_f del fango stesso:

$$\Theta = \frac{1}{k_f} = \frac{M}{\Delta M}. \quad [2.14]$$

In particolare, l'età del fango indica, anche, il tempo complessivo (in giorni) che un fango, in una sezione d'impianto di trattamento (con continuità di ricircolo giornaliero), impiega per soggiornare complessivamente nella sezione d'impianto medesima. Riferendoci alla sezione biologico-ossidativa, è estremamente importante osservare che la presenza di un ricircolo rende il tempo Θ di soggiorno del fango, nella sezione ossidativa, “slegato” dal tempo impiegato dalla portata idraulica $t = V/Q_n$ nel veicolare i fanghi. Infatti, il tempo idraulico, una





•PARTE II
162 •Parametri fondamentali di progetto

volta fissato il volume V della vasca del reattore biologico, rimane dipendente solo dal valore di Q_n che non può essere modificato visto che, dipendendo da condizioni esterne non gestibili, risulta un dato di progetto. Viceversa, potendo gestire il tempo di permanenza del fango, – variando a piacimento la quantità di fango di supero tramite spillamento della massa giornaliera ΔM – è possibile far soggiornare il fango all'interno dell'unità biologica-ossidativa per un tempo maggiore di quello che coinciderebbe, nell'assenza di un ricircolo, con il solo tempo idraulico; ovvero è: $\Theta > t$.

In sostanza, questo beneficio si traduce nel fatto che la massa di fango M è come se potesse agire, sul carico inquinante presente nella vasca di volume V , per un tempo Θ maggiore di quello $t = V/Q_n$ che permetterebbe il solo flusso idraulico nell'attraversamento del volume V . Il concetto di età del fango viene anche utilizzato in fase di dimensionamento della sezione di digestione del fango, nella relativa linea fanghi. Infatti, ogni impianto di depurazione composto da una fase biologica nella linea acque e da una fase di digestione nella linea fanghi, attua complessivamente una permanenza del fango di supero, nell'intero impianto (linea acque + linea fanghi) data dalla somma dell'età del fango nella linea acque Θ_a , con l'età del fango della linea fanghi Θ_f . Pertanto, l'età del fango complessiva, per le sostanze secche uscenti dall'impianto, ammonta a:

$$\Theta_{tot} = \Theta_a + \Theta_f. \quad [2.15]$$

In generale, maggiore è l'età del fango maggiore risulta il **grado di stabilizzazione** del fango stesso; ovvero, minore è la sua capacità di sottrarre ossigeno all'ambiente in cui viene immesso. Infatti, se un fango viene portato in digestione, dopo essere stato trattato in aerazione a fanghi attivi, le sostanze organiche presenti nel fango, e sintetizzate dai microrganismi, si trasformano in polisaccaridi praticamente inerti o ossidabili soltanto in tempi lunghissimi. Elevati valori dell'età complessiva del fango comportano un'elaborazione molto spinta delle sostanze organiche presenti nei fanghi. Negli impianti di depurazione, il fine da raggiungere è ciò che si chiama **digestione tecnica**, cioè una digestione, anche non completa, ma tale che il fango risulti effettivamente ad un grado di **mineralizzazione**^(2.4) tale da poter essere facilmente separato dalla rimanente fase acquosa (quindi, **disidratato**) e smaltito esternamente, senza lo sviluppo di cattivi odori.

^(2.4) Un processo di mineralizzazione porta un fango in uno stato in cui risultano praticamente assenti reazioni di assimilazione e degradazione biologica di sostanza organica: assenza di sostanze organiche biodegradabili ($BOD_5 = 0$). Pertanto, mineralizzazione completa, teoricamente, significa: assenza di solidi sospesi presenti inizialmente nel fango, assenza di putrescibilità e anche assenza di carica batterica.





Dipendendo fortemente le cinetiche di ossidazione e di digestione aerobica dalla temperatura, una volta fissata la temperatura di progetto, tramite opportuni abachi disponibili in letteratura, è possibile risalire all'età del fango complessiva cui deve essere sottoposto un fango all'interno dell'impianto di depurazione, per arrivare allo stato di **tecnicamente digerito**. A questo proposito, perché un fango possa essere considerato tecnicamente digerito per via **aerobica** (o **anaerobica**), occorre che il processo determini una riduzione di almeno il 40% (50%) dei solidi sospesi volatili (SSV). Appositi abachi riportano il valore della riduzione % dei solidi sospesi volatili in funzione del prodotto della temperatura del fango ($^{\circ}\text{C}$) con l'età del fango complessiva $\Theta_a + \Theta_f$, nell'intero impianto. Per avere un ordine di grandezza, in un **digestore aerobico** con condizioni invernali sfavorevoli (sotto i 10°C), per raggiungere diminuzioni del 40% dei SSV, occorrono età del fango $\Theta_{tot} = 45 \div 60$ giorni. Con temperature del fango maggiori, l'età del fango complessiva diminuisce molto; infatti, con 20°C bastano $\Theta_{tot} = 20 \div 30$ giorni; con 30°C bastano $\Theta_{tot} = 15 \div 20$ giorni. Viceversa, in un **digestore anaerobico**, se *non riscaldato*, per temperature minime del fango di $8 \div 10^{\circ}\text{C}$, per raggiungere diminuzioni del 50% dei SSV, corrispondono età del fango di circa $150 \div 200$ giorni; mentre, per un digestore anaerobico *riscaldato* a temperature comprese tra i $30 \div 40^{\circ}\text{C}$ corrispondono età del fango variabili tra i $15 \div 40$ giorni. Sulla scorta di queste indicazioni, è agevole il dimensionamento del digestore (aerobico o anaerobico) della linea fanghi. Infatti, nota la temperatura T ($^{\circ}\text{C}$) del fango in esercizio – dipendente ovviamente dalla temperatura esterna – e letto, da opportuni abachi, il valore del prodotto T ($^{\circ}\text{C}$) $\times \Theta_{tot}$ cui corrisponde una riduzione del 40% (50%) dei SSV, si deduce il valore dell'età del fango complessivo nell'intero impianto: Θ_{tot} . A questo punto, nota l'età del fango Θ_a nella linea acque^(2.5), per differenza si calcola il valore dell'età del fango che deve fornire il volume del digestore (aerobico o anaerobico):

$$\Theta_f = \Theta_{tot} - \Theta_a. \quad [2.16]$$

Nel caso in cui il fango di supero venga estratto direttamente dalla vasca di aerazione alla concentrazione C_a , se si ammette che la concentrazione C_{eff} di solidi sospesi che sfugge nell'effluente sia trascurabile, l'età del fango può essere calcolata semplicemente come rapporto tra il volume V della vasca di aerazione e la portata Q_w del fango di supero estratto. Infatti, in virtù della definizione di età del fango, si può scrivere:

^{2.5} L'età del fango nella linea acque è direttamente ricavabile una volta fissato il fattore di carico organico. Opportuni abachi disponibili in Letteratura, permettono di determinare l'età del fango del comparto a fanghi attivi in maniera agevole e veloce (vedere esempi 2.10 e 2.11).





•PARTE II
 164 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

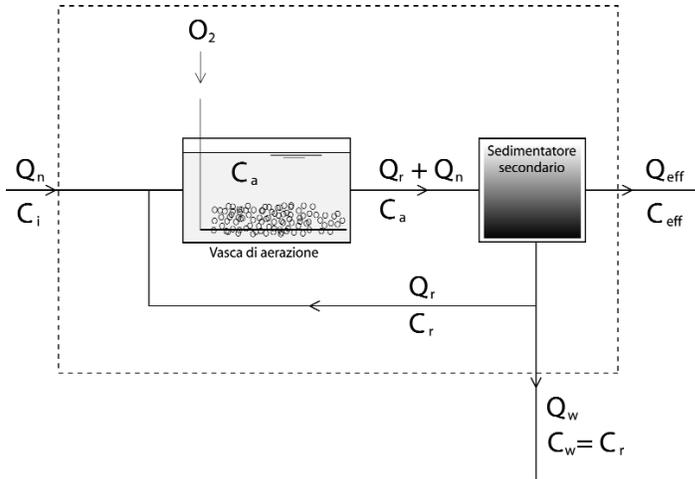


Figura 2.4 – Schema a blocchi di un comparto biologico ossidativo a fanghi attivi: vasca di aerazione + sedimentatore secondario con sistema di ricircolo e spurgo del fango di supero. Flusso delle portate e valori delle concentrazioni del fango.

$$\Theta = \frac{1}{k_f} = \frac{M}{\Delta M} = \frac{V \times C_a}{Q_w \times C_a} = \frac{V}{Q_w}$$

Nel caso in cui, invece, il fango di supero venga prelevato da un apposito *sistema di ricircolo*, sempre ammettendo che sia trascurabile la concentrazione dei solidi del fango che sfugge nell’effluente ($C_{eff} \cong 0$), l’espressione dell’età del fango viene calcolata sempre sfruttando la nota definizione:

$$\Theta = \frac{1}{k_f} = \frac{M}{\Delta M} \tag{2.17}$$

A tal proposito si consideri lo schema di un generico comparto biologico a fanghi attivi (vasca di aerazione + sedimentatore secondario + ricircolo e smaltimento fango di supero) riportato nella figura 2.4. Considerando il volume di controllo tratteggiato in figura, si riconosce che la quantità totale di fango estratto dal comparto biologico ossidativo, per mezzo delle portate Q_w e Q_{eff} , è dato da:

$$\Delta M = Q_w \times C_r + Q_{eff} \times C_{eff}; \tag{2.18}$$

mentre, la quantità totale di fango presente nel comparto biologico ossidativo, trascurando quello all’interno delle tubazioni di collegamento tra i vari comparti e quello rimanente nel fondo della tramoggia del sedimentatore secondario, coincide praticamente con la quantità di fango presente nella vasca di aerazione:





$$M = V \times C_a. \quad [2.19]$$

Sfruttando la definizione di età del fango data dall'equazione 2.17 e utilizzando le espressioni riportate dalle equazioni 2.18 e 2.19 si ottiene la seguente espressione:

$$\Theta = \frac{M}{\Delta M} = \frac{V \times C_a}{Q_{eff} \times C_{eff} + Q_w \times C_r} \cong \frac{V \times C_a}{Q_w \times C_r}. \quad [2.20]$$

Nell'ultimo passaggio si è ipotizzato, infatti, che la concentrazione del fango che fugge nell'effluente risulta trascurabile: $C_{eff} \cong 0$.

ESEMPIO 2.10

Un impianto a fanghi attivi è stato progettato e costruito per trattare un liquame di origine civile. L'impianto ha un'utenza di 2000 abitanti equivalenti ed è alimentato da una fognatura mista. Non è stato possibile consultare la relazione tecnica e i calcoli di dimensionamento dell'impianto. Siete stati chiamati come tecnici consulenti per esprimere un giudizio sull'effettiva qualità dell'esercizio dell'impianto. Potete disporre delle seguenti misurazioni, effettuate direttamente sull'impianto in questione:

- portata idraulica media in arrivo all'impianto: $Q_n = 320 \text{ m}^3/\text{d}$;
- concentrazione media di BOD5 nel refluo in arrivo: $[BOD_5] = 380 \text{ mg/l}$;
- volume della vasca di aerazione. $V = 300 \text{ m}^3$;
- concentrazione media del fango nella vasca di ossidazione: $C_a = 3 \text{ kg SS/m}^3$;
- portata di fango di supero spurgata fuori dal comparto biologico: $Q_w = 10 \text{ m}^3/\text{d}$;
- portata di fango spillata dalla tramoggia del sedimentatore secondario: $Q_u = 170 \text{ m}^3/\text{d}$;
- concentrazione media del fango nell'effluente: $C_{eff} = 40 \text{ mg SS/l}$.

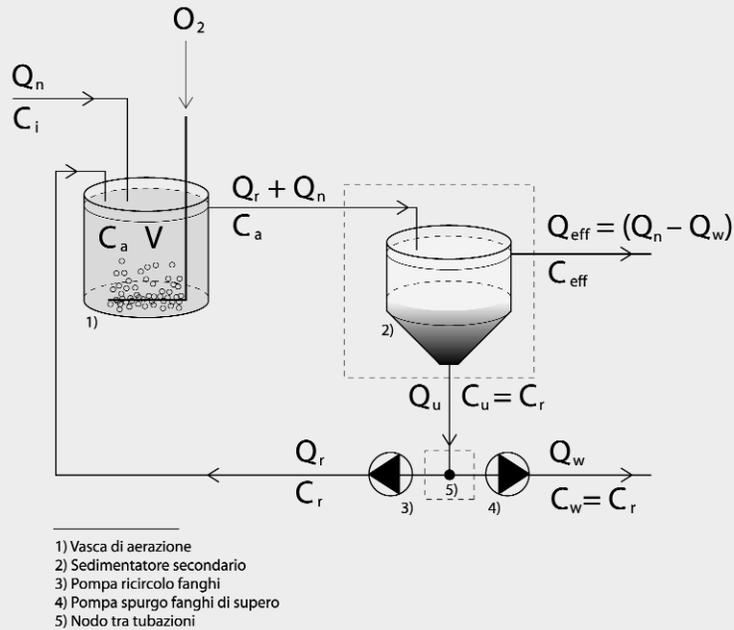
Soluzione. Per poter esprimere un giudizio di massima sull'andamento dell'impianto, è necessario valutare alcuni parametri fondamentali. In particolare, si vuole calcolare: il valore dell'età del fango Θ effettivo dell'impianto; il fattore di carico organico F_c con cui lavora effettivamente l'impianto; un valore orientativo del rendimento depurativo del BOD_5 . L'impianto riceve le acque da trattare in un pozzetto di presa e scolmatura che ha la funzione di addurre al trattamento una fissata quantità di liquame; mentre, in caso di abbondanti precipitazioni, la portata idraulica in eccesso viene sfiorata e avviata direttamente verso il corpo idrico ricettore. La portata di liquame trattata nell'impianto passa per un primo trattamento di grigliatura meccanica, dove le sostanze grossolane vengono immediatamente catturate ed eliminate come rifiuto solido urbano. Poi, proseguendo, passano per un trattamento di dissabbiatura e disoleatura che contribuisce ad eliminare gran parte





•PARTE II
 166 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

delle sostanze "sabbiose" e "oleose" che provocherebbero problemi al trattamento biologico ossidativo. Infine, passano per la sezione a fanghi attivi vera e propria, costituita da una vasca di aerazione seguita da una vasca di sedimentazione (sedimentazione secondaria) dove si provvede a mantenere la concentrazione del fango in aerazione a valori costanti tramite prelievo, ricircolo e spurgo della quantità di fango che si forma in eccesso. I fanghi di supero spurgati vengono, quindi, disposti su appositi "letti di essiccamento" per permettere l'evaporazione della fase liquida rimanente. A fine trattamento, completamente mineralizzati, i fanghi di supero vengono rimossi periodicamente e smaltiti. Nella figura che segue si riporta, per agio di lettura, uno schema a blocchi della sezione biologica ossidativa dell'impianto in questione:



Dall'esame della figura e dai dati in possesso, si evince che tutte le variabili sono note ad eccezione della concentrazione del fango ricircolato C_r . Facendo un semplice bilancio della massa di fango che entra ed esce dal sedimentatore secondario (vedere volume di controllo tratteggiato in figura) si può scrivere:

$$(Q_n + Q_r) \times C_a = Q_{eff} \times C_{eff} + Q_u \times C_u; \quad [2.10.1]$$

Inoltre, eseguendo un semplice bilancio di massa delle portate idrauliche confluenti nel nodo 5 (vedere nodo tratteggiato in figura), si può scrivere:

$$Q_u = Q_w + Q_r \Rightarrow Q_r = Q_u - Q_w; \quad [2.10.2]$$





sempre in virtù di un bilancio di massa della portata idraulica, applicato questa volta all'intero complesso biologico ossidativo, è facile vedere che la portata idraulica entrante Q_n deve eguagliare la somma delle portate idrauliche uscenti:

$$Q_n = Q_{eff} + Q_w \quad \Rightarrow \quad Q_{eff} = Q_n - Q_w \quad [2.10.3]$$

Pertanto, sostituendo nell'equazione 2.10.1 l'espressione di Q_r data dall'equazione 2.10.2 e tenendo conto dell'equazione 2.10.3, si ottiene l'espressione del bilancio delle masse dei fanghi per il sedimentatore secondario, scritta in termini di parametri noti ed in funzione dell'unica incognita $C_r = C_u$:

$$[Q_n + (Q_u - Q_w)] \times C_a = (Q_n - Q_w) \times C_{eff} + Q_u \times C_u \quad [2.10.1_a]$$

Risolviendo quest'ultima equazione in funzione della concentrazione de fango ricircolato ($C_r = C_u$), si ottiene:

$$C_r = \frac{[Q_n + (Q_u - Q_w)] \times C_a - [(Q_n - Q_w) \times C_{eff}]}{Q_u} \quad [2.10.1_b]$$

Sostituendo ai parametri i valori numerici a disposizione, e trasformando la concentrazione C_{eff} del fango nell'effluente da mg/l a kg/m^3 , si ottiene:

$$\begin{aligned} C_r &= (170 \text{ m}^3/d)^{-1} \times \{[(320 \text{ m}^3/d) + (170 \text{ m}^3/d - 10 \text{ m}^3/d)] \times \\ &\quad \times (3 \text{ kg SS/m}^3) - [(320 \text{ m}^3/d - 10 \text{ m}^3/d) \times (0,04 \text{ kg SS/m}^3)]\} = \\ &= 8,4 \text{ kg SS/m}^3. \end{aligned}$$

avendo infatti considerato che è: $40 \text{ mg SS/l} = 0,04 \text{ kg SS/m}^3$ (vedere osservazioni nell'esempio 2.8).

A questo punto, in virtù dell'equazione 2.20 considerata per il caso reale $C_{eff} \neq 0$, si ha:

$$\Theta_a = \frac{M}{\Delta M} = \frac{V \times C_a}{Q_{eff} \times C_{eff} + Q_w \times C_w} = \frac{V \times C_a}{(Q_n - Q_w) \times C_{eff} + Q_w \times C_r}; \quad [2.10.4]$$

Sostituendo ai parametri i valori numerici a disposizione si ottiene:

$$\begin{aligned} \Theta_a &= \{[(320 \text{ m}^3/d - 10 \text{ m}^3/d) \times (0,04 \text{ kg SS/m}^3)] + [(10 \text{ m}^3/d) \times (8,4 \text{ kg SS/m}^3)]\}^{-1} \times \\ &\quad \times [(300 \text{ m}^3) \times (3 \text{ kg SS/m}^3)] = \\ &= 9 \text{ giorni circa.} \end{aligned}$$

Nota il valore Θ_a effettivo dell'età del fango (in aerazione nella linea acque) è possibile risalire al valore del fattore di carico organico F_c con cui lavora effettivamente l'impianto. Infatti, per acque di rifiuto domestiche, sono numerosi i dati sperimentali elaborati da parecchi Ricercatori (*Hopwood, Downing, Wuhrmann...*) che mettono in evidenza una





•PARTE II
 168 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

diretta dipendenza del tasso k_r di crescita del fango, e quindi anche dell'età del fango Θ , dal fattore di carico organico F_c . A tal proposito, per avere un ordine di grandezza del legame esistente tra l'età del fango e il fattore di carico organico, si riporta la tabella:

Tabella 2.10.1 –
 Tabella riportante l'andamento dell'età del fango in funzione del fattore di carico organico, e del rendimento nella rimozione del BOD_5 nella linea acque. (Dati relativi a 20 °C)

Età del fango (giorni)	Rendimento η_{BOD5} (%)	Fattore di carico organico F_c (kg BOD_5 /kg SS x d)
1	75	1,00
2	85	0,50
3	86	0,40
4	89	0,35
5	90	0,27
6	90	0,24
7	90	0,20
8	91	0,17
9	91	0,16
10	91	0,15
15	92	0,12
20	92	0,08
25	92	0,07
30	95	0,06
35	95	0,05
40	95	0,04
45	95	0,04
50	95	0,03
60	95	0,03
70	95	0,02
80	95	0,02
90	95	0,02
100	95	0,02

(Nota) I dati riportati si riferiscono ad impianti di depurazione di tipo domestico con sedimentatore primario.

(Fonte) I valori riportati nella presente tabella sono stati ricavati dai dati riportati nel seguente testo: "Some factors relating to the design of activated sludge plants". (VOSLOO P.B.B.; Water Pollution Control, 1970; alle pagine 486 - 495). I valori riportati si intendono orientativi.

Si può notare che per un'età del fango Θ_a di circa 9 giorni corrisponde un valore del fattore di carico organico di circa $F_c = 0,16 \text{ kg } BOD_5/\text{kg SS} \times d$. Come verrà meglio precisato più avanti, per valori del fattore del carico organico da $0,02 \text{ kg } BOD_5/\text{kg SS} \times d$ a $0,15 \text{ kg } BOD_5/\text{kg SS} \times d$ circa, il tipo di impianto è detto ad *aerazione prolungata*.
 Noto il valore orientativo del fattore di carico organico con cui lavora l'impianto, si deve risalire ad un valore probabile del rendimento depurativo η_{BOD5} attuato dall'impianto.
 È opportuno anticipare che la quantità di BOD_5 allo stato disciolto e colloidale che sfug-





ge nell'effluente di un impianto a fanghi attivi risulta tanto contenuto quanto minore è il valore del fattore di carico organico con cui opera l'impianto. Quanto detto è immediatamente riscontrabile, anche matematicamente, se si osserva la forma dell'equazione 2.20:

$$\Theta = \frac{M}{\Delta M} = \frac{V \times C_a}{Q_{eff} \times C_{eff} + Q_w \times C_r} \approx \frac{V \times C_a}{Q_w \times C_r} \quad [2.10.5]$$

Dall'esame del denominatore di questa equazione, si riconosce che quando C_{eff} non è trascurabile il valore effettivo di Θ tende a diminuire; viceversa, quando il valore di C_{eff} è trascurabile, il valore di Θ risulta relativamente maggiore. Pertanto, in virtù dei dati riassunti nella tabella 2.10.1, si deduce immediatamente che quando c'è una "fuga" di fango con l'effluente l'impianto tende a lavorare sempre più con maggiori valori del fattore di carico organico F_c , ovvero l'impianto tende a scostarsi dai valori di progetto.

Analogamente, si conclude che quando un impianto lavora con relativamente minori valori del fattore di carico organico, il rendimento di abbattimento del BOD_5 tende ad aumentare. Dall'esame dei dati riportati nella tabella 2.10.1, si riconosce che per valori dell'età del fango (in aerazione) pari a circa 9 giorni il rendimento di abbattimento del BOD_5 è grosso modo da intendersi pari al 90%. Pertanto, nell'effluente ci si può aspettare delle concentrazioni di BOD_5 pari a circa:

$$[BOD_5]_{eff} = [BOD_5] \times \frac{100 - \eta_{BOD_5}}{100} = (380 \text{ mg/l}) \times \frac{100 - 90}{100} = 38 \text{ mg/l}.$$

Tenendo conto che le calcolazioni eseguite sono affette da approssimazioni, in quanto gli stessi dati tabellati sono frutto anche di formule teoriche, si può affermare che la concentrazione di BOD_5 nell'effluente è prossima a quella limite di Legge: 40 mg BOD_5 /l.

Osservazioni. Uno dei provvedimenti per abbassare ulteriormente la concentrazione in uscita di BOD_5 (in un impianto già esistente non è ovviamente possibile variare il volume della vasca di aerazione) è quello di aumentare la concentrazione del fango C_a nella vasca di ossidazione (nella miscela aerata). Infatti, in virtù dell'equazione 2.10.5, aumentando la concentrazione C_a si aumenta l'età del fango Θ_a in aerazione e quindi anche il rendimento di abbattimento del BOD_5 . Per poter aumentare la concentrazione C_a del fango in aerazione è necessario, ovviamente, pompare in vasca di aerazione un fango ricircolato con una maggiore concentrazione C_r . Infatti, come noto dalla forma dell'equazione 2.12, che qui si riporta:

$$C_a = \frac{1}{1 + (1/R)} \times C_r \quad [2.10.6]$$

umentando C_r aumenta proporzionalmente (anche se entro certi limiti: vedere figura 2.3 al paragrafo 2.8) la concentrazione C_a . Inoltre, mantenendo costante C_r , è possibile aumentare C_a aumentando il rapporto di ricircolo $R = Q_r/Q_n$.



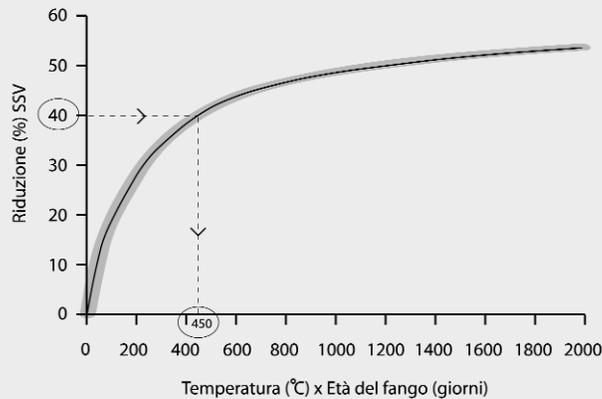


•PARTE II
 170 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.11

Si abbia il medesimo impianto di depurazione riportato nell'esempio 2.10. Si voglia valutare l'età del fango Θ , di dimensionamento del digestore aerobico perché si abbia, in uscita dall'intero impianto, un fango che possa essere considerato "tecnicamente digerito". Tenere presente che l'impianto deve lavorare, durante il periodo invernale, con temperature esterne anche al di sotto dei 10 °C. Pertanto, considerare il fatto che le basse temperature risultano sfavorevoli ai processi depurativi dei microrganismi; in quanto, rallentano le velocità dei metabolismi cellulari. Ipotizzando, infine, che l'impianto in oggetto risulti privo di sedimentatore primario, stimare la portata media giornaliera minima di solidi nel fango stabilizzato uscente dal digestore.

Soluzione. Un fango si può considerare *tecnicamente digerito* per via aerobica quando il processo depurativo nell'impianto di depurazione (linea acque + linea fanghi) determina una riduzione dei solidi sospesi volatili (SSV) di circa il 40%. Dove, si ricorda, i SSV possono considerarsi circa il 70% dei solidi sospesi totali (SS), e corrispondono praticamente alla parte "viva" del fango (microrganismi). Si assume, per ipotesi, che la temperatura minima prevedibile per il fango, durante l'inverno all'interno del digestore, sia di 10°C.



(Fonte) Il grafico riportato – relativo ad una digestione aerobica – è stato disegnato in base ai dati raccolti nel seguente testo: "Simplex Sludge Digestion Plants"; Ames Crosta Mills & Co. Ltd, Heywood, U.K.

Sfruttando quanto riportato nel grafico soprastante, si deduce che per avere un fango tecnicamente digerito per via aerobica (ovvero ottenere una riduzione dei SSV di almeno il 40%) il prodotto dell'età del fango totale Θ_{tot} (dato dalla somma dell'età del fango in aerazione Θ_a e dell'età del fango nel digestore Θ_r) per la sua temperatura T (°C) deve essere pari a circa 450. Si deduce che, per una temperatura minima di progetto pari a 10 °C, l'età del fango totale Θ_{tot} deve essere di circa 45 giorni: $450 \text{ °C} \times d = 10 \text{ °C} \times 45 \text{ d}$.





Ritornando all'esempio 2.10, si nota che l'età del fango in aerazione era di circa 9 giorni: $\Theta_a = 9 d$. Pertanto, per differenza si può stimare l'età del fango di dimensionamento del digestore:

$$\Theta_f = \Theta_{tot} - \Theta_a = 45d - 9d = 36d. \quad [2.11.1]$$

Per valutare la quantità minima giornaliera di fango stabilizzato $\Delta M_{f, min}$ uscente dal digestore della linea fanghi, si ricorre alla relazione esistente tra l'età totale Θ_{tot} del fango e l'indice I_f di produzione del fango (kg di SS prodotti per ogni kg di BOD_5 abbattuto nella linea acque). A tal proposito, si ritiene utile riportare la seguente tabella:

Dalla tabella 2.10.2, si può vedere che per un'età del fango complessiva di circa 45 gior-

Età del fango (giorni)	Indice di produzione del fango (I_f) (kg SS/ BOD_5 rimosso)	Fattore di carico organico F_c (kg BOD_5 /kg SS x d)
1	1,10	1,00
2	0,90	0,50
3	0,90	0,40
4	0,85	0,35
5	0,80	0,27
6	0,80	0,24
7	0,80	0,20
8	0,75	0,17
9	0,75	0,16
10	0,70	0,15
15	0,70	0,12
20	0,65	0,08
25	0,60	0,07
30	0,60	0,06
35	0,60	0,05
40	0,55	0,04
45	0,50	0,04
50	0,50	0,03
60	0,50	0,03
70	0,40	0,02
80	0,40	0,02
90	0,40	0,02
100	0,40	0,02

Tabella 2.10.2 –
Tabella riportante l'andamento dell'età del fango in funzione del fattore di carico organico, e della produzione di fango per ogni kg di BOD_5 abbattuto nella linea acque.
(Dati relativi a 20 °C)

(Nota) I dati riportati si riferiscono ad impianti di depurazione di tipo domestico con sedimentatore primario.

(Fonte) I valori riportati nella presente tabella sono stati ricavati dai dati riportati nel seguente testo: "Some factors relating to the design of activated sludge plants". (Vosloo P.B.B.; Water Pollution Control, 1970; alle pagine 486 - 495). I valori riportati si intendono orientativi.





•PARTE II
 172 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ni corrisponde il seguente indice di produzione del fango:

$$I_f = 0,50 \text{ kg SS/kg } BOD_5 \text{ rimosso.}$$

Supponendo che il BOD_5 abbattuto nell'impianto ($\eta_{BOD_5} \times Q_{BOD_5}$) sia stato precedentemente calcolato essere dell'ordine dei $110 \text{ kg } BOD_5/d$, la quantità giornaliera minima di solidi del fango stabilizzato $\Delta M_{f_{min}}$ uscente dal digestore si valuta semplicemente come:

$$\begin{aligned} \Delta M_{f_{min}} &= I_f \times (\eta_{BOD_5} \times Q_{BOD_5}) = \\ &= (0,50 \text{ kg SS/kg } BOD_5 \text{ rimosso}) \times (110 \text{ kg } BOD_5/d) = \\ &= 55 \text{ kg SS/d.} \end{aligned}$$

Osservazioni. L'età del fango Θ_f di progetto del digestore è opportuno che sia calcolata in funzione della minima temperatura prevista per il fango all'interno del digestore. In questa maniera, infatti, si tiene conto del fatto che alle basse temperature la "digestione" dei microrganismi è più lenta che a temperature maggiori. Pertanto, a parità di grado di stabilizzazione, tanto maggiore deve essere l'età complessiva del fango.

Il calcolo della minima temperatura raggiunta dal fango all'interno del digestore presuppone un calcolo termotecnico per valutare (nota la minima temperatura esterna dell'ambiente nell'arco dell'inverno) l'entità delle dispersioni di calore del fango nel digestore. In linea di massima, per un calcolo di prima approssimazione, si ritiene che come temperatura minima del fango su cui può dimensionarsi il digestore può assumersi la temperatura media dell'aria del mese più freddo dell'anno.

Ovviamente, la procedura di calcolo proposta può applicarsi anche ad un digestore anaerobico, con l'accortezza di considerare il fango tecnicamente solo digerito quando di determini una riduzione di circa il 50% dei solidi sospesi volatili (SSV).

Si vuole qui anticipare che un altro criterio per poter stimare il raggiungimento della digestione "tecnica" di un fango è, per il *digestore aerobico*, quello di valutare il *consumo* minimo di ossigeno; mentre, per il *digestore anaerobico*, quello di valutare la produzione di *gas biologico* che viene prodotto quando il fango viene fatto metabolizzare dai microrganismi in ambienti privi di ossigeno.

In particolare, un fango si può considerare tecnicamente digerito anaerobicamente quando esso non è più in grado di produrre più del 10 - 15% del gas che produrrebbe allo stato "fresco"; mentre, può considerarsi tecnicamente digerito aerobicamente quando il fango consuma un tasso minimo di ossigeno dell'ordine di $0,10 \div 0,15 \text{ kg } O_2/\text{kg SSV} \times d$.

L'età del fango Θ_f nel digestore, parallelamente alla quantità giornaliera ΔM_f di fango stabilizzato uscente dal digestore stesso, risulta parametro fondamentale di progetto per il dimensionare del volume utile del digestore.

Maggiori dettagli nell'esempio seguente 2.12.





2.10 CONCENTRAZIONE DEL FANGO NEI DIGESTORI

Sia per i digestori aerobici che per quelli anaerobici, un parametro fondamentale di progetto è la concentrazione del fango presente al loro interno. In seno al fango vivono, infatti, particolari biocenosi che, tramite il loro metabolismo cellulare, contribuiscono alla stabilizzazione biologica del fango stesso. La stabilizzazione biologica di un fango può essere effettuata o per via *aerobica* (sfruttando dei microrganismi aerobi che vivono e si sviluppano in un fango con sufficiente presenza di ossigeno disciolto), o per via *anaerobica* (cioè sfruttando microrganismi che vivono e si sviluppano in un fango privo di ossigeno disciolto). Tramite la stabilizzazione biologica si ottiene non soltanto una riduzione della putrescibilità del fango e della carica batterica, ma anche una riduzione della quantità dei solidi sospesi presenti nel fango all'entrata del digestore.

Una tale riduzione dei solidi sospesi, presenti inizialmente nel fango, è da considerarsi in senso positivo, in quanto ciò comporta una notevole diminuzione (circa $1/3$) della quantità di fango che deve essere manipolata a valle del comparto di digestione, contrariamente a quanto avviene adottando una stabilizzazione di tipo chimico, in cui non solo non c'è diminuzione dei solidi, ma anzi aumenta il peso, e quindi la massa di fango trattato per effetto dell'aggiunta dei reagenti chimici. Generalmente, la concentrazione dei solidi volatili (*SSV*) presenti in un liquame grezzo è di circa il 70% dei solidi totali (*SS*). All'entrata del digestore, il fango entra con la medesima percentuale di *SSV* sui totali *SS* ($SSV/SS = 70\%$), e ne esce con rapporti *SSV/SS* di circa il $55 \div 65\%$.

I digestori anaerobici, generalmente, si fanno lavorare nel campo cosiddetto "*mesofilo*" (riscaldati per temperature costanti e controllate attorno ai $32 \div 38$ °C); lavorando, invece, in campo "*criofilo*" (temperature sotto i 10 °C) solo in inverno e quando non è previsto il riscaldamento durante l'esercizio.

Per un comparto di digestione, se si indica con M_f la massa totale di fango costante all'interno del digestore, e con ΔM_f la quantità^(2.6) di fango estratta mediamente ogni giorno dalla vasca di digestione (coincidente con la massa di tutto il fango che giornalmente viene allontanata dall'impianto), noto Θ_f , è possibile risalire alla massa di fango che deve contenere il digestore:

$$M_f = \Theta_f \times \Delta M_f. \quad [2.21]$$

^{2.6} Analogamente all'età del fango nella linea acque, mediante opportuni abachi disponibili in Letteratura, noto il valore del fattore di carico organico di progetto e noto il BOD_5 che è possibile rimuovere dall'impianto è possibile risalire facilmente al quantitativo totale di fango prodotto giornalmente da tutto l'impianto (fango della linea acque + fango della linea fanghi). Vedere, in particolare, tabella 2.10.2 dell'esempio 2.10.





•PARTE II
174 •Parametri fondamentali di progetto

Fissato un opportuno valore della concentrazione C_f che deve avere il fango nel digestore, rimane immediato risalire al valore del volume V_d di dimensionamento del digestore (invece, per i digestori anaerobici a basso carico, V_d risulta uguale al solo volume necessario per l'ispessimento: vedere esempio 11.1). Quindi:

$$V_d = \frac{M_f}{C_f} = \frac{\Theta_f \times \Delta M_f}{C_f}. \quad [2.22]$$

È possibile fissare a priori il valore della concentrazione del fango C_f nel digestore solo quando il digestore viene fatto funzionare da ispessitore (**ispessitore contemporaneo**). Nel caso, invece, non venga effettuato un ispessimento contemporaneo all'interno della vasca di digestione, la concentrazione C_f risulta sempre inferiore a quella in entrata, in virtù della riduzione dei SSV che si registra dentro il digestore, per via della digestione (vedere esempio 11.2).

Tale valore di concentrazione può essere calcolato in funzione del:

- tempo di detenzione idraulico;
- dell'età del fango necessaria, nel digestore, per la digestione tecnica;
- e infine dal relativo valore di riduzione percentuale nel digestore dei SSV, che risultano sempre pari al 70% dei solidi sospesi totali SS presenti.

Per i **digestori aerobici**, valori del tutto orientativi delle concentrazioni C_f all'interno della vasca di digestione sono, a seconda della provenienza dei fanghi, i seguenti:

- fango non sottoposto ad un preispessimento, o ad un ispessimento contemporaneo: concentrazioni C_f dell'ordine di (2,5 ÷ 3,5%) 25 ÷ 35 kg SS/m³ (fanghi da sedimentazione primaria e secondaria); C_f dell'ordine di (8,0 ÷ 1,2%) 8 ÷ 12 kg SS/m³ (solo fanghi da sedimentatore secondario);
- fango sottoposto a preispessimento o ispessimento contemporaneo: concentrazioni C_f dell'ordine di (2,0 ÷ 3,0%) 20 ÷ 30 kg SS/m³ (solo fanghi da sedimentatore secondario);
- per fanghi da sedimentazione primaria e secondaria: C_f non oltre i 40 kg SS/m³ (4,0%).

Per quanto riguarda invece i **digestori anaerobici**, di regola, sono previsti fanghi sia dalla sedimentazione primaria che secondaria. Pertanto, valori orientativi per la concentrazione dei fanghi nel digestore sono:

- fango non sottoposto ad un preispessimento, o ad un ispessimento contemporaneo: concentrazioni C_f dell'ordine di (3,5 ÷ 4,5%) 35 ÷ 45 kg SS/m³ (fanghi da sedimentazione primaria e secondaria);
- fango sottoposto a preispessimento o ispessimento contemporaneo: concentrazioni C_f dell'ordine di (8,0 ÷ 10,0%) 80 ÷ 100 kg SS/m³ (fanghi da sedimentazione primaria e secondaria).




ESEMPIO 2.12

Considerare il medesimo impianto descritto nell'esempio 2.11. Ammesso di voler effettuare nella vasca di digestione un ispessimento contemporaneo, ottenendo una concentrazione C_d dell'1,5%, valutare il volume utile necessario al digestore tenendo conto, prudenzialmente, delle punte massime prevedibili di portata del fango in entrata al digestore. Valutare, inoltre, il volume utile del digestore senza l'ispessimento contemporaneo.

Soluzione. Nell'esempio precedente 2.11, è stata valutata la quantità minima giornaliera di solidi prevedibile nel fango stabilizzato uscente dal digestore:

$$\Delta M_{f \min} = I_f \times (\eta_{BOD_5} \times Q_{BOD_5}) = 55 \text{ kg SS/d.}$$

Tuttavia, per un corretto dimensionamento, si deve tenere conto di due fattori:

- 1) l'impianto in questione è privo di sedimentazione primaria; pertanto, tutti gli inerti sedimentabili si ritrovano direttamente "gravanti" sul digestore;
- 2) i dati di riferimento per il calcolo dell'indice di produzione del fango (riportati nella tabella 2.10.2) fanno riferimento alla temperatura di 20°C e si riferiscono ad impianti provvisti di sedimentazione primaria. (In questo esempio, invece, la temperatura di progetto è di 10 °C e l'impianto non è provvisto di sedimentazione primaria).

Per temperature minori dei 20 °C la produzione specifica di fango (*kg SS/kg BOD₅ abbattuto*) risulta maggiore. Questo può essere spiegato intuitivamente osservando che, alle temperature relativamente minori, la "capacità" dei microrganismi di metabolizzare la parte organica dei fanghi risulta rallentata: la diminuzione della sostanza biodegradabile è più lenta, per cui ne risulta un accumulo. Prudenzialmente, si può tenere conto di questo "aggravio" di fanghi introducendo un coefficiente moltiplicatore correttivo della portata minima giornaliera di fango stabilizzato. In prima approssimazione, adottare un coefficiente correttivo dell'ordine di 1,6 ÷ 1,7 volte la portata minima risulta ampiamente cautelativo. La portata di solidi nel fango stabilizzato uscente è:

$$\Delta M_{f \max} = 1,7 \times \Delta M_{f \min} = 1,7 \times 55 \text{ kg SS/d} = 93,5 \text{ kg SS/d.}$$

Sempre dall'esempio precedente, è stata calcolata un'età del fango Θ_f nel solo digestore di circa 36 giorni (vedere equazione 2.11.1). Pertanto, il peso complessivo di solidi nel fango di supero, all'interno dell'intero digestore, si calcola semplicemente:

$$M_f = \Delta M_{f \max} \times \Theta_f = (93,5 \text{ kg SS/d}) \times (36 \text{ d}) = 3366 \text{ kg SS.}$$





•PARTE II
 176 •Parametri fondamentali di progetto

Avendo ammesso di voler attuare all'interno della vasca di digestione un contemporaneo ispessimento, ottenendo una concentrazione dell'1,5% (15 kg SS/m^3), il volume utile necessario al digestore si valuta come:

$$V_d = M_f / C_f = (3366 \text{ kg SS}) / (15 \text{ kg SS/m}^3) = 225 \text{ m}^3.$$

In base ai dati forniti nell'esempio 2.10, gli abitanti equivalenti serviti dall'impianto sono $Eq = 2000 \text{ ab}$. Pertanto, il volume utile necessario alla digestione per abitante equivalente si valuta come:

$$v_{d \text{ eq}} = V_d / Eq = [(225 \text{ m}^3) \times (1000 \text{ l/m}^3)] / (2000 \text{ ab}) = 113 \text{ litri/ab eq.}$$

(valore considerevole in funzione della bassa temperatura di progetto).

Nel caso in cui non sia previsto internamente al digestore un contemporaneo ispessimento del fango, il volume di fango di supero estratto giornalmente dal digestore corrisponde esattamente al volume di fango da stabilizzare che viene pompato dentro il digestore; ovvero, coincide con il volume di fango di supero ΔV_a estratto giornalmente (e quindi prodotto) dalla linea acque dell'impianto. Pertanto, non essendoci alcun ispessimento, l'età del fango Θ_f nel volume V_d del digestore deve coincidere con il tempo di detenzione idraulica t del fango nel digestore stesso. Ovvero, deve risultare:

$$\Theta_f = t = \frac{V_d}{\Delta V_a} \Rightarrow \boxed{V_d = \Theta_f \times \Delta V_a} \quad [2.12.1]$$

Pertanto, occorre ora valutare il volume di fango di supero ΔV_a prodotto dalla linea acque. La procedura di calcolo poggia sempre sulla valutazione dell'indice di produzione del fango. Questa volta, però, è necessario fare riferimento alla sola età del fango Θ_a nella linea acque (in aerazione). A tal proposito, torna utile la tabella 2.10.2 (riportata per comodità di lettura nella pagina seguente). Infatti, ricordando che l'età del fango in aerazione è pari a $\Theta_a = 9$ giorni (vedere esempio 2.10), corrisponde un indice di produzione del fango I_{fa} nella linea acque pari a: $0,75 \text{ kg SS/kg BOD}_5 \text{ rimosso}$. Tenendo conto di un coefficiente correttivo di $1,6$ per le portate di punta del fango, si ha:

$$I_{fa} = 1,6 \times (0,75 \text{ kg SS/kg BOD}_5 \text{ rimosso}) = 1,2 \text{ kg SS/kg BOD}_5 \text{ rimosso}.$$

Ricordando che la quantità di BOD_5 rimosso nell'impianto è pari a $110 \text{ kg BOD}_5/d$, si deduce che la quantità di solidi nel fango di supero ΔX_a prodotto nella sola linea acque è:

$$\begin{aligned} \Delta X_a &= I_{fa} \times (\eta_{BOD_5} \times Q_{BOD_5}) \\ &= (1,2 \text{ kg SS/kg BOD}_5 \text{ rimosso}) \times (110 \text{ kg BOD}_5/d) = \\ &= 132 \text{ kg SS/d.} \end{aligned}$$





TEORIA E PRATICA DELLA DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE
2.10 Concentrazione del fango nei digestori

Ora, ammettendo per il fango uscente dalla linea acque un'umidità di circa il 99%, e quindi di un contenuto di sostanze solide dell'1% ($C_{fa} = 10 \text{ kg SS/m}^3$), la relativa portata idraulica di fango in entrata al digestore della linea fanghi si calcola come:

$$\Delta V_a = \frac{\Delta X_a}{C_{fa}} = \frac{132 \text{ kg SS/d}}{10 \text{ kg SS/m}^3} \cong 13,2 \text{ m}^3/\text{d}. \quad [2.12.2]$$

Pertanto, in virtù della relazione 2.12.1, si può valutare il volume utile del digestore, nel caso di assenza di contemporaneo ispessimento del fango:

$$V_d = \Theta_f \times \Delta V_a = (36 \text{ d}) \times (13,2 \text{ m}^3/\text{d}) = 476 \text{ m}^3 \text{ circa}.$$

Età del fango (giorni)	Indice di produzione del fango (<i>I</i>) (kg SS/BOD ₅ rimosso)	Fattore di carico organico <i>F_c</i> (kg BOD ₅ /kg SS x d)
1	1,10	1,00
2	0,90	0,50
3	0,90	0,40
4	0,85	0,35
5	0,80	0,27
6	0,80	0,24
7	0,80	0,20
8	0,75	0,17
9	0,75	0,16
10	0,70	0,15
15	0,70	0,12
20	0,65	0,08
25	0,60	0,07
30	0,60	0,06
35	0,60	0,05
40	0,55	0,04
45	0,50	0,04
50	0,50	0,03
60	0,50	0,03
70	0,40	0,02
80	0,40	0,02
90	0,40	0,02
100	0,40	0,02

Tabella 2.10.3 –
 Tabella riportante l'andamento dell'età del fango in funzione del fattore di carico organico, e della produzione di fango per ogni kg di BOD₅ abbattuto nella linea acque.
 (Dati relativi a 20 °C)

(Nota) I dati riportati si riferiscono ad impianti di depurazione di tipo domestico con sedimentatore primario.

(Fonte) I valori riportati nella presente tabella sono stati ricavati dai dati riportati nel seguente testo: "Some factors relating to the design of activated sludge plants". (VOSLOO P.B.B.; Water Pollution Control, 1970; alle pagine 486 - 495). I valori riportati si intendono orientativi.





•PARTE II
 178 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

Avendo tenuto in conto la temperatura minima di progetto cui sono sottoposti i fanghi nel digestore ($10\text{ }^{\circ}\text{C}$) e avendo calcolato l'età del fango totale $\Theta_{tot} = \Theta_a + \Theta_r$ in modo che sia garantita nel digestore, per la temperatura di progetto fissata, una riduzione dei solidi sospesi volatili (SSV) di circa il 40%, risulta possibile calcolare la concentrazione del fango nel digestore privo di ispessimento contemporaneo.

Infatti, ammettendo che il rapporto SSV/SS sia pari al 70%, ed essendo $C_{fa} = 10\text{ kg SS/m}^3$, si ha che per ogni m^3 di fango immesso all'interno della vasca di digestione risultano presenti 10 kg SS così ripartiti:

- solidi volatili SSV (organici): $0,70 \times (10\text{ kg SS/m}^3) = 7\text{ kg SSV/m}^3$;
- solidi inerti SS (minerali): $0,30 \times (10\text{ kg SS/m}^3) = 3\text{ kg SSI/m}^3$;

Dopo la stabilizzazione si ha, almeno teoricamente, una riduzione di circa il 40% dei SSV. Pertanto, volendo valutare la quantità di fango stabilizzato uscente dal digestore senza contemporaneo ispessimento, si può ipotizzare (a favore di sicurezza per le eventuali sezioni a valle del digestore) una riduzione percentuale dei SSV almeno del 35%. In questo modo, si può scrivere:

- | | |
|----------------------------|--|
| – solidi volatili SSV con: | $(1 - 0,35) \times (7\text{ kg SSV/m}^3) = 4,55\text{ kg SSV/m}^3$ |
| – solidi inerti SS con: | 3 kg SSI/m^3 |
| | |
| – Totale SSV + SSI | $7,55\text{ kg SSI/m}^3$ |

Nel digestore la concentrazione media del fango è di circa il 0,76% ($C_f = 7,6\text{ kg SS/m}^3$). Pertanto, con un volume utile di $V_d = 476\text{ m}^3$, la massa di solidi totali presenti nel digestore si valuta come:

$$M_f = C_f \times V_d = (7,6\text{ kg SS/m}^3) \times (476\text{ m}^3) = 3618\text{ kg SS.}$$

La produzione giornaliera di solidi nel fango stabilizzato, uscente dal digestore privo di ispessimento contemporaneo, è:

$$\Delta M_f = \Delta V_a \times C_f = (13,2\text{ m}^3/\text{d}) \times (7,6\text{ kg SS/m}^3) = 100\text{ kg SS/d circa.}$$

Osservazioni. Da questo esempio emergono alcuni fatti importanti riguardo il modo di progettare il volume del digestore. La concentrazione C_f del fango nel digestore può essere fissata dal Progettista solo qualora egli intenda far operare il digestore anche da ispessitore (ispessimento contemporaneo). Valori di riferimento per la concentrazione da adottare sono riportati in letteratura. Nel caso il Progettista non optasse per un digestore





con ispessimento, la concentrazione C_f dipenderà dalla concentrazione del fango C_{fa} proveniente dalla linea acque e dalla riduzione percentuale dei SSV operata per raggiungere il grado di digestione desiderato. Infatti, la concentrazione C_f del fango nel digestore senza ispessimento è sempre inferiore alla concentrazione iniziale C_{fa} , per effetto della riduzione dei SSV operata dalla digestione.

Dall'esempio emerge chiaramente che quando il digestore non attua alcun ispessimento, il tempo di ritenzione idraulica coincide con l'età del fango nel digestore. Viceversa, nel caso di digestore con ispessimento contemporaneo, l'età del fango deve risultare maggiore del tempo di residenza idraulico, per via della compattazione del fango (ispessimento) attuata in seno alla vasca del digestore.

Da ciò risulta chiaro come il tempo di residenza idraulico non possa essere parametro di progetto fondamentale per il dimensionamento del volume utile del digestore. Infatti, è l'età del fango e non il tempo di residenza idraulico il vero tempo di stazionamento del fango all'interno del digestore.

Quando si attua l'ispessimento del fango, la fase liquida separata (*supernatante*) viene ricircolata in testa alla sezione biologica ossidativa. Pur ammettendo, prudenzialmente, concentrazioni di BOD_5 nel supernatante di circa 500 mg/l , il relativo carico organico ($\text{kg } BOD_5/d$) risulta attorno al $2 \div 4\%$ del carico organico in entrata all'impianto. Pertanto, per una stima di massima, può essere trascurato.

Per concludere, si riporta qui di seguito uno schema riassuntivo di tutti i parametri che distinguono i due tipi di digestori in questo esempio analizzati:

Dati di progetto comuni:

Abitanti equivalenti impianto:	$E_q = 2000 \text{ ab}$
Solidi nel fango prodotto dalla linea acque:	$\Delta X_a = 132 \text{ kg SS/d}$
Concentrazione del fango dalla linea acque:	$C_{fa} = 10 \text{ kg SS/m}^3 (1,0\%)$
Volume fanghi dalla linea acque:	$\Delta V_a = 13,2 \text{ m}^3/d$
Età del fango linea acque:	$\Theta_a = 9 \text{ d}$
Età del fango linea fanghi:	$\Theta_f = 36 \text{ d}$
Età del fango totale:	$\Theta_{tot} = 45 \text{ d}$
Riduzione SSV:	$\Delta SSV = 40\%$
Temperatura minima dei fanghi:	$T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$

Digestore con ispessimento

Solidi nel fango stabilizzato uscente dal digestore:	$\Delta M_{f,max} = 93,5 \text{ kg SS/d}$
Massa di solidi nel fango nel digestore:	$M_f = 3366 \text{ kg SS}$
Concentrazione del fango nel digestore:	$C_f = 15 \text{ kg SS/m}^3 (1,5\%)$
Volume utile digestore:	$V_d = 225 \text{ m}^3$

Digestore senza ispessimento

Fango stabilizzato uscente dal digestore:	$\Delta M_{f,max} = 100 \text{ kg SS/d}$
Massa di solidi nel fango nel digestore:	$M_f = 3618 \text{ kg SS}$
Concentrazione del fango nel digestore:	$C_f = 7,6 \text{ kg SS/m}^3 (0,76\%)$
Volume utile digestore:	$V_d = 476 \text{ m}^3$



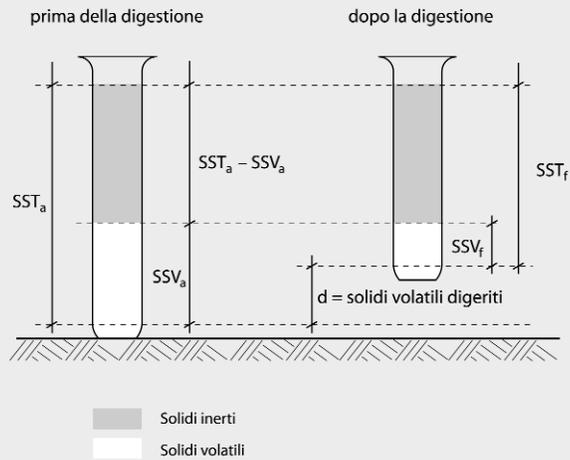


•PARTE II
 180 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

ESEMPIO 2.13

In un impianto a fanghi attivi viene prelevato dalla linea acque un fango con una concentrazione di solidi sospesi volatili pari a $SSV_a = 70\%$. Successivamente tali fanghi vengono sottoposti a stabilizzazione anaerobica con una riduzione R di circa il 50% ($\Delta SSV = 50\%$). Valutare la concentrazione finale SSV_f dei solidi sospesi volatili nel fango stabilizzato.

Soluzione. I processi di ossidazione biologica e di stabilizzazione biologica aerobica e anaerobica, come noto, inducono variazioni della percentuale dei SSV. Il calcolo da effettuare è quello di risalire alla percentuale finale SSV_f di solidi sospesi, nota la percentuale iniziale SSV_a e la percentuale R di riduzione degli stessi, attuata in digestione. A tale scopo esistono in letteratura svariati abachi che, nota la quantità dei solidi volatili nel fango fresco e nota la percentuale di riduzione R prevedibile in digestione, forniscono la percentuale dei solidi volatili nel fango digerito. Qui si vuole ricavare la formula analitica cui detti abachi fanno riferimento.



Sia data una quantità nota di fango proveniente dalla linea acque. Si indichi con:

- SST_a la quantità di solidi sospesi totali del fango prima della digestione;
- SSV_a la quantità di solidi sospesi volatili del fango prima della digestione;
- SST_f la quantità di solidi sospesi totali del fango dopo la digestione;
- SSV_f la quantità di solidi sospesi volatili del fango dopo la digestione.





Si definisca con "d" la riduzione dei solidi sospesi volatili, conseguente alla riduzione percentuale R del processo di digestione:

$$d = SSV_a \times R(\%)/100. \quad [2.13.1]$$

Inoltre, in termini di somme, dalla figura, si deduce la seguente relazione:

$$SST_a = (SST_a - SSV_a) + d + SSV_f. \quad [2.13.2]$$

Sostituendo l'espressione 2.13.1 nell'equazione 2.13.2, si ottiene:

$$SST_a = (SST_a - SSV_a) + SSV_a \times R(\%)/100 + SSV_f. \quad [2.13.2_b]$$

Passando ora dalle quantità alle concentrazioni percentuali si può scrivere:

$$SST_a : 100 = SSV_a : SSV_a(\%) \quad \rightarrow \quad SSV_a = \frac{SST_a \times SSV_a(\%)}{100};$$

$$SST_f : 100 = SSV_f : SSV_f(\%) \quad \rightarrow \quad SSV_f = \frac{SST_f \times SSV_f(\%)}{100};$$

Sostituendo queste ultime due espressioni nell'equazione 2.13.2_b e riordinando opportunamente si ottiene l'espressione:

$$R(\%) = \left(1 - \frac{SSV_f(\%)}{SSV_a(\%)} \times \left[\frac{SST_f}{SST_a} \right] \right) \times 100. \quad [2.13.3]$$

Sfruttando ora il fatto che, dopo la digestione, i solidi inerti rimangono pressoché inalterati, e quindi risultano praticamente inalterate le relative quantità prima e dopo la digestione, si può scrivere:

$$\text{Solidi inerti iniziale} = SST_a - SSV_a = SST_f - SSV_f = \text{solidi inerti finale}. \quad [2.13.4]$$

Ragionando anche in questo caso in termini di per cento sulle quantità totali, si può scrivere:

$$SSV_a = \frac{SSV_a(\%)}{100} \times SST_a; \quad [2.13.5]$$

$$SSV_f = \frac{SSV_f(\%)}{100} \times SST_f; \quad [2.13.6]$$

Sostituendo le espressioni 2.13.5 e 2.13.6 nell'equazione 2.13.4 si ottiene, riordinando opportunamente:





•PARTE II
 182 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

$$\left[\frac{SST_f}{SST_a} \right] = \frac{100 - SSV_a(\%)}{100 - SSV_f(\%)} \quad [2.13.7]$$

che sostituita nell'equazione 2.13.3 fornisce l'equazione:

$$R(\%) = \left\{ 1 - \frac{SSV_f(\%)}{SSV_a(\%)} \times \left[\frac{100 - SSV_a(\%)}{100 - SSV_f(\%)} \right] \right\} \times 100. \quad [2.13.8]$$

A questo punto abbiamo ottenuto una relazione che lega la riduzione percentuale R solamente alle concentrazioni percentuali dei solidi sospesi volatili prima e dopo la digestione. Pertanto, sostituendo i valori numerici, si ha:

$$50(\%) = \left\{ 1 - \frac{SSV_f(\%)}{70} \times \left[\frac{100 - 70}{100 - SSV_f(\%)} \right] \right\} \times 100.$$

Risolta per tentativi, fornisce: $SSV_f = 53\%$. Si può notare che anche con un grado di stabilizzazione piuttosto elevato ($R = 50\%$), la concentrazione finale dei solidi sospesi volatili nel fango digerito è sempre molto alta. Un fango stabilizzato biologicamente presenta un grado di stabilizzazione tanto più spinto quanto maggiore è la riduzione operata sulla quantità di solidi sospesi volatili originariamente presenti nel fango, in quanto i solidi sospesi biodegradabili sono una quota parte consistente dei solidi sospesi volatili (o organici). Si riporta, per comodità di lettura, alcuni risultati dedotti dall'espressione 2.13.8:

Tabella 2.13.1 –
 Relazione tra riduzione percentuale R dei solidi sospesi volatili in funzione delle concentrazioni percentuali iniziali e finali degli stessi.

SSV_a (%)	SSV_f (%)	Riduzione R (%)
70	60	35
75	64	35
70	58	40
75	64	40
70	56	45
75	61	45
70	53	50
75	56	50

(Nota) I valori dei solidi sospesi volatili digeriti (SSV_f) sono stati calcolati tramite l'equazione 2.13.8. I valori si devono intendere come valori di riferimento.



**ESEMPIO** 2.14

Supponendo che, prima di avviare il fango di supero alla stabilizzazione aerobica, sia opportuno provvedere ad un preispessimento, tramite un ispessitore che funzioni a ciclo continuo. Valutare le dimensioni della vasca di preispessimento, supponendo che il valore più indicato per il carico dei solidi sospesi totali, gravanti per unità di superficie in pianta della vasca, sia di circa $30 \text{ kg SS/d} \times \text{m}^2$ (carico specifico dei solidi).

Si assumano i seguenti dati di progetto:

- portata idraulica del fango di supero dalla linea acque: $Q_{fin} = 85 \text{ m}^3/\text{d}$;
- contenuto in solidi del fango di supero dalla linea acque: $C_{sa} = 1\%$ (10 kg SS/m^3);
- contenuto in solidi del fango dopo l'ispessimento: $C_{sf} = 3\%$ (30 kg SS/m^3);
- altezza utile della vasca compresa tra i 3 e i 5 metri;

Soluzione. La prima osservazione da fare è che la stabilizzazione è di tipo aerobica; pertanto, con molta probabilità si deve trattare di un impianto ad “aerazione prolungata” o a “basso carico” a schema semplificato. Ovvero, come verrà meglio chiarito più avanti, un impianto privo di sedimentazione primaria che lavora con relativamente bassi valori del fattore di carico organico F_c .

Inoltre, si può dire che il valore della portata di solidi totali, gravanti sull'unità di superficie in pianta della vasca di ispessimento, è da considerarsi prudenzialmente basso rispetto ai valori di progetto generalmente assunti nel caso di ispessimento di fanghi primari (attorno a $140 \text{ kg SS/d} \times \text{m}^2$) e misti (attorno a $80 \text{ kg SS/d} \times \text{m}^2$) per impianti che lavorano a “medio” o ad “alto carico”. Infatti, per impianti lavoranti con bassi valori del fattore di carico organico è più opportuno adottare valori relativamente bassi del carico specifico dei solidi, in quanto è molto probabile che nella fase di ispessimento si inneschino dei fenomeni di denitrificazione che, come noto, portano alla risalita del fango dal fondo della vasca (“rising” del fango) a causa di sviluppo di bollicine di azoto in ascensione.

In base alla portata idraulica del fango e alla concentrazione di solidi in seno al fango stesso, si può ricavare la quantità giornaliera ΔX_a in massa dei solidi totali trasportati:

$$\Delta X_a = Q_{fin} \times C_{sa} = (85 \text{ m}^3/\text{d}) \times (10 \text{ kg SS/m}^3) = 850 \text{ kg SS/d}.$$

Assumendo un tempo di detenzione idraulico (valutato sulla quantità di fango che giornalmente arriva in vasca) pari a circa $t = 1$ giorno, si ha il volume utile dell'ispessitore:

$$V_{isp} = t \times Q_{fin} = (1 \text{ d}) \times (85 \text{ m}^3/\text{d}) = 85 \text{ m}^3.$$

Assunto il valore consigliato del carico specifico dei solidi di $C_{SST} = 30 \text{ kg SS/d} \times \text{m}^2$, si può calcolare la superficie in pianta necessaria per la vasca di ispessimento. Infatti,





•PARTE II
 184 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

facendo il rapporto tra la quantità calcolata ΔX_a (kg SS/d) e il valore C_{SST} (kg SS/d \times m²) ci si accorge che la dimensione del rapporto è una superficie (m²). Pertanto, si ha:

$$S_{isp} = \Delta X_a / C_{SST} = (850 \text{ kg SS/d}) / (30 \text{ kg SS/d} \times \text{m}^2) = 28,4 \text{ m}^2 \text{ circa.}$$

Facendo il rapporto tra il volume calcolato e la superficie in pianta si deduce l'altezza utile dell'ispessitore (altezza liquida):

$$h = V_{isp} / S_{isp} = (85 \text{ m}^3) / (28,4 \text{ m}^2) = 3,0 \text{ m circa.}$$

L'altezza rientra nei limiti consigliati.

La concentrazione C_{sf} del fango all'uscita dell'ispessitore è del 3% (30 kg SS/m³). Pertanto, la portata idraulica giornaliera $Q_{f, out}$ uscente come fango ispessito si calcola dal rapporto tra la portata ΔX_a di solidi transitante (medesimo valore all'entrata e all'uscita dell'ispessitore, perché compito dell'ispessitore è quello di ridurre il volume del fango espellendo solo parte dell'acqua presente) e la concentrazione del fango ispessito C_{sf} :

$$Q_{f, out} = \Delta X_a / C_{sf} = (850 \text{ kg SS/d}) / (30 \text{ kg SS/m}^3) = 28,4 \text{ m}^3/\text{d.}$$

La quantità di acqua giornalmente allontanata ΔQ_{sf} (che l'ispessitore riesce a separare dal fango) è ovviamente data dalla differenza tra la quantità idraulica entrante col fango da ispessire $Q_{f, in}$ e quella uscente col fango ispessito $Q_{f, out}$:

$$\Delta Q_{sf} = Q_{f, in} - Q_{f, out} = (85 \text{ m}^3/\text{d}) - (28,4 \text{ m}^3/\text{d}) = 57 \text{ m}^3/\text{d circa.}$$

(con una riduzione di volume del fango ispessito di ben il 66%).

La quantità ΔQ_{sf} viene poi allontanata facendola sfiorare dalla vasca di ispessimento e quindi reinviata in testa alla sezione biologica ossidativa della linea acque.

Osservazioni. L'ispessimento del fango libera il fango di buona parte della fase liquida che viene ricircolata in depurazione. Il grande vantaggio dell'ispessimento è quello di attuare una notevole riduzione di volume e quindi del peso del fango stesso. Ciò, indubbiamente, risulta favorevole per le economie attuabili nelle sezioni successive di trattamento del fango (sollevamento, digestione, condizionamento chimico, disidratazione, ecc.). L'operazione di ispessimento, perché sia efficace richiede dei tempi di permanenza in vasca abbastanza prolungati (1 ÷ 2 giorni misurati sulla portata idraulica media di fango immessa in vasca). Pertanto, almeno nei piccoli e medi impianti, per evitare che si inneschino fenomeni di putrefazione è opportuno inviare all'ispessitore solo fanghi che siano stati sufficientemente stabilizzati.





2.11 FATTORE DI CARICO ORGANICO

La quantità di fango presente nel comparto di aerazione di un impianto a fanghi attivi con ricircolo è proporzionale alla massa M di microrganismi presenti in vasca di aerazione ed è un parametro che può essere variato entro ampi limiti durante la gestione dell'impianto. Infatti, la massa di microrganismi dipende dalla concentrazione C_a di fango in vasca la quale, a sua volta, è regolabile in base alla portata Q_r di fango ricircolato.

Conseguenza di ciò è che il tempo di permanenza del refluo nella vasca di aerazione (“*tempo di aerazione*”) nei processi a fanghi attivi non può essere considerato come parametro di progetto univoco per il dimensionamento del comparto di ossidazione biologica. Si è visto, infatti, che, a parità di cibo che è sottoposto ad aerazione in un certo lasso di tempo, il grado di assimilazione ed elaborazione del cibo risulterà tanto maggiore quanto più elevata è la quantità della massa di microrganismi presenti in vasca e, quindi, quanto più è elevata la concentrazione di microrganismi in vasca di aerazione.

Un parametro che tiene conto di quanto appena detto è il **fattore di carico organico** F_c , definito in modo da caratterizzare bene il grado di sviluppo dei microrganismi e quindi il grado di elaborazione delle sostanze nutritizie che arrivano con i liquami.

Tale fattore può essere espresso in termini di concentrazione di cibo ($[BOD_5]$) che è possibile fornire alla massa M di microrganismi per un ipotetico impianto caratterizzato da un tempo di detenzione unitario del refluo in vasca e con concentrazione unitaria C_a di microrganismi presenti in aerazione. Una tale definizione implica che il prodotto “**tempo**” per “**concentrazione**” assuma la caratteristica di una grandezza significativa indipendente. Infatti, due impianti dotati della medesima concentrazione inquinante in ingresso nel comparto di aerazione possono presentare il medesimo grado di abbattimento della sostanza organica pur presentando un tempo di detenzione e una concentrazione di microrganismi diversa l'uno dall'altro. Ovviamente, l'uno dovrà presentare un tempo di detenzione minore associato ad una maggiore concentrazione di microrganismi; mentre l'altro dovrà presentare una concentrazione minore ma con tempi di detenzione maggiori. In sostanza, i due impianti dovranno presentare un medesimo prodotto $t \times C_a$. Pertanto, i due impianti, essendo caratterizzati dalla stessa concentrazione inquinante, saranno perfettamente uguali dal punto di vista del rendimento depurativo, se saranno uguali i relativi valori del fattore di carico organico F_c :

$$F_c = \frac{[BOD_5]}{t \times C_a} \quad [2.11]$$

Anche dal punto di vista dimensionale, si può dedurre che, quanto più basso risulta il valore del fattore di carico organico:





•PARTE II
 186 •Parametri fondamentali di progetto
 •
 •

$$[F_c] = \frac{[\text{kg inquinante}/m^3]}{[\text{tempo di detenzione}] \times [\text{kg microrganismi}/m^3]}$$

tanto maggiore devono risultare:

- la quantità di microrganismi presenti in vasca (correlabile alla concentrazione dei microrganismi) e
- il tempo di detenzione; quest'ultimo, infatti, dipendente dall'entità della portata di inquinante interessata.

In definitiva, per diminuzioni del valore di F_c , maggiore risulta il relativo grado di ossidazione ed elaborazione cui sono sottoposte le sostanze organiche per via biologica. A questo punto si può osservare che impianti ad aerazione continua, del tipo dei **lagoons aerati**, senza ricircolo del fango, sono da considerarsi come casi particolari, in cui la concentrazione dei microrganismi è praticamente uguale per i vari tipi (dipendendo essenzialmente dalla concentrazione del liquame in arrivo), e quindi il tempo di detenzione è un parametro in grado di caratterizzare sufficientemente il grado di sviluppo delle reazioni biologiche, e quindi può essere assunto come parametro di progetto; ma quando la concentrazione dei microrganismi può essere facilmente variata, come negli impianti a fanghi attivi con ricircolo, occorre tenere conto della suddetta concentrazione, cioè occorre fare riferimento ai valori che assume il fattore di carico organico, e quindi considerare tale parametro (e non il tempo di detenzione idraulica in vasca di aerazione) come parametro di progetto. Si comprende, quindi, quanto accennato nei paragrafi precedenti, e cioè che il valore del fattore di carico organico è un parametro univoco che individua molto significativamente i vari tipi d'impianti a fanghi attivi e il loro rendimento depurativo. Maggiori rendimenti depurativi si registrano, generalmente^(2.7), per minori valori del fattore di carico organico. Il fattore di carico organico, quindi, condiziona le caratteristiche di funzionamento di un impianto a fanghi attivi; la concentrazione del fango nella miscela aerata, a sua volta, fissato il valore del fattore di carico organico, determina le caratteristiche dimensionali del comparto di aerazione.

^{2.7)} Le buone caratteristiche di sedimentabilità di un fango (basso valore dello *Sludge Volume Index*: *SVI*) tendono a diminuire in alcune fasce di valori di F_c (grosso modo per $F_c = 0,3 \div 0,5 \text{ kg } BOD_5/\text{kg } SS \times d$). Generalmente, queste zone "svaforevoli" non risultano mai bene individuabili, infatti lo *SVI* è influenzato da una varietà di fattori e non solo dal valore assunto per il fattore di carico organico. Infatti, un fango può virare su peggiori caratteristiche di sedimentabilità in funzione di variazioni di temperatura, delle caratteristiche dei liquami e delle particolari modalità di esercizio dell'impianto. In ogni caso, un buon sistema di ricircolo è sempre in grado di indurre nella vasca di aerazione le concentrazioni del fango più opportune, cioè in definitiva riportare F_c a valori cui corrispondono fanghi con migliori caratteristiche di sedimentabilità.





Valori di puro riferimento per i valori del fattore di carico organico sono riportati nella tabella 2.2. Nel dimensionamento del comparto di ossidazione biologica, si assumeranno valori relativamente bassi del fattore di carico organico quando si vuole:

- un rendimento nell’abbattimento del BOD_5 particolarmente elevato;
- diminuire notevolmente la quantità di fango di supero;
- produrre un fango di supero ben stabilizzato (fango mineralizzato);
- ottenere un effluente ben nitrificato;
- “ammortizzare” eventuali scarichi saltuari di sostanze organiche provenienti da impianti industriali;
- quando l’impianto deve soddisfare un’utenza limitata e, quindi, quanto più sensibili sono le variazioni di carico idraulico e organico;
- quando i liquami sono sottoposti a basse temperature, per cui, per ottenere un sufficiente grado di stabilizzazione nel fango, occorrono tempi di detenzione particolarmente lunghi;
- quando ci sia la possibilità che, in futuro, l’impianto possa essere soggetto a sovraccarichi non prevedibili in sede di progetto.

Pertanto, relativamente alti valori del fattore di carico organico possono essere adottati quando interessa, invece, la massima economia nella costruzione dell’impianto, quindi più ridotti volumi delle vasche e contenute aree di terreno occupate, nonché più ridotti consumi di energia.

Inoltre, l’assumere relativamente alti valori del fattore di carico organico risulta necessario quando non si intende provvedere alla nitrificazione dell’ammoniaca presente nei liquami grezzi, se si prevedono a valle dell’impianto opportuni trattamenti fisico-chimici.

Esperienze su **impianti pilota** hanno dimostrato che impianti *ad aerazione prolungata* operanti con fattore di carico organico F_c compreso fra 0,05 e 0,08 kg BOD_5 /kg $SS \times d$ (corrispondenti ad età del fango di circa $\Theta_a = 30 \div 15$ giorni) producono un fango il cui grado di stabilizzazione è molto variabile in funzione della temperatura con cui opera l’impianto. Infatti, si è visto che con temperature della miscela aerata variabili da 25°C fino a 10°C il fango risulta “*tecnica-*

Tabella 2.2 – Valori indicativi del fattore di carico organico e relativa tipologia di impianto.

Tipo d’impianto	Fattore di carico organico kg BOD_5 /kg $SS \times d$
<i>Aerazione prolungata</i>	da 0,02 ÷ 0,05 a 0,10 ÷ 0,15
<i>basso carico</i>	da 0,2 a 0,3
<i>medio carico</i>	da 0,3 a 0,5
<i>Alto carico</i>	da 0,5 a 0,8 ed oltre

(Fonte) Dati presi dal testo: “*Depurazione delle acque*” di LUIGI MASOTTI.

