

La fitodepurazione: applicazioni e prospettive

LA FITODEPURAZIONE: APPLICAZIONI E PROSPETTIVE

**Constructed wetlands:
application and prospects**

**Atti del Convegno
Volterra (PI)
17-19 giugno 2003**



COMUNITA'
MONTANA
DELLA
VAL DI CECINA



ARPAT

La fitodepurazione:
applicazioni e prospettive

Constructed wetlands:
application and prospects

Organizzazione convegno: IRIDRA s.r.l.

Segreteria scientifica:
Raffaello Nottoli, ARPAT
Raimund Haberl, IWA – Università di Vienna
Fabio Masi, IWA
Beatrice Pucci, IRIDRA s.r.l.

© ARPAT 2003

Coordinamento editoriale: Silvia Angiolucci, ARPAT

Redazione: Gabriele Rossi, ARPAT

Progetto grafico copertina: Simone Bencini, IRIDRA s.r.l.

Realizzazione editoriale: Litografia I.P., Firenze, giugno 2003

PREMESSA

ARPAT ha, fin dalla sua nascita, sostenuto e creduto nello sviluppo delle tecniche di fitodepurazione come trattamenti innovativi rispetto alle tipologie classiche di depurazione delle acque, conosciute ormai da molti decenni.

Abbiamo sostenuto tale attività, con il consolidato rapporto di collaborazione con IRIDRA, partecipando attivamente alla redazione di progetti-studi sull'applicabilità per la realizzazione di impianti di fitodepurazione, fin dal 1997, e di progetti comunitari, nonché al monitoraggio di numerosi impianti toscani.

E' per questo motivo che, quando IRIDRA ci ha proposto l'organizzazione di un momento di studio, riflessione, e scambio di esperienze a livello internazionale, abbiamo aderito con entusiasmo certi dell'importanza di fornire ampia risonanza ad un argomento di così grande attualità, e nel quale crediamo fermamente.

L'obiettivo che ci siamo proposti nell'organizzazione di questo convegno sulle zone umide costruite, ed utilizzate per il trattamento di acque inquinate nelle loro svariate applicazioni, è stato quello di riunire scienziati nazionali ed internazionali, ingegneri, operatori del settore acque, personale tecnico-amministrativo, soggetti politici e decision-makers per riassumere, rivedere in modo critico e valutare l'applicabilità dei sistemi estensivi a basso costo ed a bassa tecnologia in un approccio olistico di sostenibilità nell'utilizzo della risorsa idrica.

Gli indirizzi europei e nazionali sulle risorse idriche spingono infatti all'adozione di sistemi naturali o seminaturali come strategia per la riduzione dell'inquinamento diffuso, comprendendo in esso le utenze civili non collettabili, il runoff agricolo, i sovrafflussi idraulici non trattati dagli impianti di depurazione tecnologici durante le piogge intense ecc..

Le più recenti normative di settore, insieme alle sempre più stringenti crisi idriche che si verificano nel nostro paese, specialmente nelle regioni del sud e nelle isole, identificano, inoltre, nel riuso delle acque reflue una delle principali soluzioni per la razionalizzazione sostenibile del ciclo delle acque, e anche in questo caso i sistemi a bassa tecnologia possono essere ben integrati e utilizzati a tal fine.

Riteniamo, come abbiamo più volte sottolineato, che uno dei compiti principali dell'Agenzia sia proprio quello di creare occasioni per la diffusione della conoscenza e di tutte quelle strategie che concorrono alla salvaguardia dell'ambiente.

Alessandro Lippi
Direttore generale ARPAT

17 giugno 2003, Sessione I- Il progetto della Val di Cecina

Fitodepurazione e normativa sulle acque (D.Lgs. 152/99)	19
<i>Alessandro Lippi</i>	
Premessa	19
Il quadro normativo vigente	20
L'esperienza di ARPAT	22
Il bacino del Cecina – Una gestione sostenibile del sistema idrico	26
<i>Raffaello Nottoli</i>	
Introduzione	26
Riferimenti normativi	30
Studio di fattibilità sull'applicabilità della fitodepurazione al territorio della Val di Cecina	32
<i>Beatrice Pucci, Vanessa Greco, Eleonora Raddi</i>	
Introduzione	32
Articolazione dello studio	33
Inquadramento territoriale	33
Le ipotesi progettuali	42
Conclusioni	49
La fitodepurazione nel contesto dell'implementazione della Direttiva quadro 2000/60/CE nel bacino pilota del fiume Cecina	52
<i>Giorgio Pineschi, Sergio Sgroi</i>	
Linee Guida CTN-AIM (Centro Tematico Nazionale Acque Interne e Marino Costiere) per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui	58
<i>Marco Mazzoni</i>	
Premessa	58
Obiettivi	59
Localizzazione degli impianti di fitodepurazione: la scelta	60
Modalità costruttive degli impianti di fitodepurazione: indicazioni di massima	63
Indicazioni sulle modalità di costruzione degli impianti di fitodepurazione	65

Indicazioni sulle modalità di manutenzione degli impianti di fitodepurazione	67
Indicazioni per il controllo del corretto funzionamento degli impianti di fitodepurazione	68

Sessione 2 – Esperienze europee

Constructed wetlands – A solution in the sustainable sanitation approach	
General remarks and significant case-studies	71
<i>Raimund Haberl</i>	
Introduction	71
Wetlands for wastewater treatment	71
Removal mechanisms in constructed wetlands	72
Types of constructed wetlands	74
Applications	78
References	87
 Indagine preliminare sui rendimenti degli impianti italiani di fitodepurazione per fonti di inquinamento puntuale	90
<i>Fabio Masi</i>	
Lo sviluppo della fitodepurazione in Italia	90
Trattamento di fonti di inquinamento puntuale	97
Sistemi a flusso sommerso orizzontale (HF)	99
Sistemi a flusso sommerso verticale (VF)	102
Zone umide artificiali per il trattamento terziario	103
Conclusioni	104
Bibliografia	105
 Danish guidelines for small constructed wetland systems	109
<i>Hans Brix</i>	
Introduction	109
Environmental guidelines for root-zone systems	110
Proposed guidelines for a compact vertical flow constructed wetland system	112
Proposed guidelines for willow systems	114
 Constructed Wetland (CW) experiences in Slovenia (Limnos Ltd): development and application	118
<i>Tjasa Bulc, Maja Zupancic, Danijel Vrhovsek</i>	
Introduction	118

History of the use of CW in Slovenia	118
Design and construction of CW	120
Efficiency evaluation	123
Four examples of the CW performance	124
Conclusion	129
References	130

Ten years experience from using constructed wetlands in Norway 132
Petter D. Jenssen, Trond Mæhlum

Introduction	132
Treatment requirements	132
Design and performance	133
Reuse	144
Conclusions	146
References	146

18 giugno 2003, Sessione I – Esperienze europee

**Applicazioni di sistemi a flusso sommerso orizzontale
per trattamento secondario di reflui civili e agro-industriali in Italia** 153
Giulio Conte, Riccardo Bresciani, Beatrice Pucci, Nicola Martinuzzi

Introduzione	153
L'efficacia degli impianti IRIDRA: alcuni risultati	155
Conclusioni	161
Bibliografia	162

Fitodepurazione: l'esperienza apuana 163
Bruno Borghini

Premessa	163
Fitodepuratore di Filattiera	164
Commenti	166
Conclusioni	169

**Analisi di composti naturali e sintetici modificatori del sistema
endocrino in impianti di fitodepurazione: gli ottitfenoli polietossilati** 182
Massimo Del Bubba, Leonardo Checchini, Luciano Lepri

Introduzione	182
--------------	-----

Materiali e metodi	183
Risultati e discussione	184
Bibliografia	190
Constructed wetlands in Germany. Technology and experiences	192
<i>Heribert Rustige</i>	
Technologies and its use	192
Advantages of sand as substrate	194
Investigations on treatment efficiency	194
Recommendations on design and operation	197
Conclusions	199
Sistemi a flusso verticale per applicazioni industriali	200
<i>Massimo Vecchiet</i>	
Premessa	200
La fitodepurazione a flusso verticale	200
Le esperienze svolte dal CETA	201
Descrizione delle esperienze e risultati ottenuti	201
Conclusioni	216
Confronto tra le capacità fitodepurative di diversi sistemi acquatici a flusso superficiale	217
<i>Paolo Mannini, Stefano Anconelli, Giorgio Guidoboni</i>	
Introduzione	217
Materiali e metodi	218
Discussione dei risultati	222
Conclusioni	231
Bibliografia	231
Hybrid systems and VF systems for nitrogen removal	233
<i>Christoph Platzer</i>	
Introduction	233
Database for nitrification and denitrification	233
Nitrification experiments in VFBs	234
Denitrification experiments in VFBs	238
Hybrid systems	240
Alternative nitrogen transformations	242
Conclusions	244
References	244

Constructed wetlands for wastewater treatment and sludge dewatering: the french experience	249
<i>Alain Liénard, Catherine Boutin</i>	
Introduction	249
Brief history	249
Reed bed filters's configuration for raw domestic wastewater	254
Sludge dewatering with reed bed filters	263
Research	266
References	268
 Sessione 2 – Soluzioni per il risparmio idrico e l'inquinamento diffuso	
SWAMP project, an approach to sustainable water management and sanitation	273
<i>Martin Regelsberger</i>	
Objectives	273
Approach to achieve sustainability	275
Activities of the project	275
Karawankenblick hotel and dairy farm	278
Consortium	282
Preliminary results	283
 Esperienze di fitodepurazione per il trattamento terziario delle acque reflue finalizzato al riutilizzo irriguo	288
<i>Giuseppe Luigi Cirelli, Attilio Toscano</i>	
Introduzione	288
Descrizione dell'impianto	289
Metodologia	291
Risultati	292
Conclusioni	296
Bibliografia	297
 Agricultural reuse of wastewater in the Mediterranean region – Opportunities and challenges	300
<i>Akissa Bahri</i>	
Introduction	300
The current state of water reuse in the Mediterranean region	301
Challenges facing agricultural water reuse	304
Sustainable approaches and technologies	307
Case study: Tunisia	311
Conclusion	313
References	314

Gli ecotoni ripari come depuratori naturali e corridoi ecologici:	
esperienze italiane	319
<i>Bruna Gumiero</i>	
I fiumi e i loro bacini	319
Gli ecotoni ripari	320
Funzioni degli ecotoni ripari	322
Appendice	328
Il controllo dell'azoto diffuso mediante fasce riparie: esperienze europee	331
<i>Gilles Pinay</i>	
La funzione tampone degli ecotoni ripari	331
Conclusioni	335
Constructed wetlands for urban and highway runoff treatment	337
<i>Brian Shutes, Bryan Ellis, Michael Revitt, Maxine Forshaw, Barry Winter</i>	
Constructed wetland types and flow system	337
Experimental constructed wetland studies	343
Urban wetland design	348
Conclusion	355
References	356
Esperienza con impianti pilota di fitodepurazione per l'affinamento dell'effluente di un depuratore del comprensorio tessile pratese	361
<i>Ester Coppini, Claudio Bassetti, Fabio Borchi</i>	
Premessa	361
Introduzione	362
Risultati	363
Conclusioni	374
Bibliografia	374
Sessione Poster	
L'area umida di Monselice (PD)	377
<i>Marco Carrer, Luigino Pretto, Margherita Rimbano</i>	
Chiusura del ciclo depurativo mediante fitodepurazione, mineralizzazione "on-line" dei fanghi e riciclo dell'acqua	379
<i>Brunello Ceccanti, Grazia Masciandaro, Giorgio Poggio, Daniele Innamorati</i>	
Introduzione	379
Bibliografia	383

Efficacia delle fasce tampone forestali. Monitoraggio e sperimentazione presso Az. Ag. Diana nell'ambito del progetto Ue-NICOLAS	385
<i>Bruna Gumiero, Paolo Cornelio, Bruno Boz</i>	
Introduzione	385
Primo e secondo anno	385
Terzo anno	386
Potenzialità del processo di denitrificazione	386
Fitodepurazione: i verticali a sabbia per le piccole comunità non allacciabili alla fognatura pubblica	387
<i>Floriana Romagnolli, Paolo Burani</i>	
La fitoessiccazione: scenari alternativi per lo smaltimento dei fanghi nei piccoli agglomerati urbani	392
<i>Antonia Barbieri, Silvano Bruni, Francesco Avolio, Gilberto Garuti, Gianpaolo Salmoiraghi</i>	
Sommario	392
Indagine sperimentale	392
Risultati e discussione	394
Conclusioni	398
Bibliografia	399
Gestione del ciclo delle acque e del verde con tecnologie auto-sostenibili	400
<i>Erich Roberto Trevisiol</i>	
Inquadramento generale del caso-studio ATER	400
Ciclo dell'acqua e verde in ambiente urbano	401
Il Quartiere Savonarola e il ciclo dell'acqua	401
Gli interventi specifici sul ciclo dell'acqua nel Quartiere ATER e "Martiri della Resistenza"	403
Il Lazzaretto Nuovo (scheda)	405
Trattamento di acque di vegetazione mediante una zona umida costruita di tipo pilota a flusso sommerso orizzontale	407
<i>Massimo Del Bubba, Leonardo Checchini, Luciano Lepri</i>	
Introduzione	407
Materiali e metodi	408
Risultati e discussione	409
Bibliografia	411

Trattamento di reflui ad alto contenuto organico provenienti da aziende vinicole nell'area del Mediterraneo attraverso sistemi di fitodepurazione	413
<i>Nicola Martinuzzi, Beatrice Pucci, Riccardo Bresciani</i>	
Casa Vinicola Cecchi	415
Tenuta dell'Ornellaia	417
Azienda Agricola La Croce	419
Conclusioni	420
Bibliografia	420

AUTORI

Anconelli Stefano

Consorzio di Bonifica di secondo grado per il Canale Emiliano Romagnolo, Bologna

Avolio Francesco

Spin-off ENEA, Bologna

Bahri Akissa

National Research Institute for Agricultural Engineering, Water, and Forestry, Ariana (Tunisia)

Barbieri Antonia

Spin-off ENEA, Bologna

Bassetti Claudio

GIDA – Gestione Impianti Depurazione Acque, Prato

Borchi Fabio

GIDA – Gestione Impianti Depurazione Acque, Prato

Borghini Bruno

ARPAT, Dipartimento provinciale Massa e Carrara

Boutin Catherine

Cemagref, Water Quality Research Unit Lyon (Francia)

Boz Bruno

Università degli Studi di Bologna

Bresciani Riccardo

IRIDRA s.r.l., Firenze

Brix Hans

University of Aarhus (Danimarca)

Bruni Silvano

Spin-off ENEA, Bologna

Bulc Tjasa

Limnos, Water Ecology Group, Ljubljana (Slovenia)

Burani Paolo

Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia

Carrer Marco

Università degli Studi di Padova

Ceccanti Brunello

Istituto per lo Studio degli Ecosistemi (ISE), CNR, Pisa

Cecchini Leonardo

Università degli Studi di Firenze

Cirelli Luigi

Università degli Studi di Catania

Conte Giulio

IRIDRA s.r.l., Firenze

Coppini Ester

GIDA – Gestione Impianti Depurazione Acque, Prato

Cornelio Paolo

Consorzio di Bonifica Dese Sile, Mestre (VE)

Del Bubba Massimo

Università degli Studi di Firenze

Ellis Bryan

Middlesex University, London (Gran Bretagna)

Forshaw Maxine

Environment Agency, Wallingford (Gran Bretagna)

Garuti Gilberto

ENEA, Bologna

Greco Vanessa

GEO-SYSTEM, Viareggio (LU)

Guidoboni Giorgio

Consorzio di Bonifica di secondo grado per il Canale Emiliano Romagnolo, Bologna

Gumiero Bruna

Università degli Studi di Bologna

Haberl Raimund

IWGA, BOKU-University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna (Austria)

Innamorati Daniele

Provincia di Pisa

Jenssen Petter D.

Agricultural University of Norway, Ås
(Norvegia)

Lepri Luciano

Università degli Studi di Firenze

Liénard Alain

Cemagref, Water Quality Research Unit,
Lyon (Francia)

Lippi Alessandro

ARPAT, Direzione generale

Mæhlum Trond

Norwegian Centre for Soil and Environmental Research (Jordforsk), Ås (Norvegia)

Mannini Paolo

Consorzio di Bonifica di secondo grado per
il Canale Emiliano Romagnolo, Bologna

Martinuzzi Nicola

IRIDRA s.r.l., Firenze

Masciandaro Grazia

Istituto per lo Studio degli Ecosistemi (ISE),
CNR, Pisa

Masi Fabio

IWA, International Water Association,
Firenze

Mazzoni Marco

ARPAT, Direzione tecnica

Nottoli Raffaello

ARPAT, Direzione tecnica

Pinay Gilles

Centre d'Ecologie Fonctionnelle &
Evolutive, Montpellier (Francia)

Pineschi Giorgio

Ministero dell'Ambiente e della Tutela del
Territorio

Platzer Christoph

COBAS Consultoria Brasil Alemanha de
Saneamento Ltda,
Florianópolis (SC) (Brasile)

Poggio Giorgio

Istituto per lo Studio degli Ecosistemi (ISE),
CNR, Pisa

Pretto Luigi

Università degli Studi di Padova

Pucci Beatrice

IRIDRA s.r.l., Firenze

Raddi Eleonora

IRIDRA s.r.l., Firenze

Regelsberger Martin

AEE INTEC - Arbeitsgemeinschaft
ERNEUERBARE ENERGIE, Gleisdorf (Austria)

Revitt Michael

Middlesex University, London (Gran
Bretagna)

Rimbano Margherita

Università degli Studi di Padova

Romagnoli Floriana

Naturalista, consulente ambientale, Reggio
Emilia

Rustige Heribert

AKUT, Biesenthal (Germania) - IWA

Salmoiraghi Gianpaolo

Università degli Studi di Bologna

Sgroi Sergio

Ministero dell'Ambiente e della Tutela del
Territorio

Shutes Brian

Middlesex University, London (Gran
Bretagna)

Toscano Attilio

Università degli Studi di Catania

Trevisiol Erich Roberto

DP-IUAV, Istituto Universitario di
Architettura di Venezia

Vecchiet Massimo

C.E.T.A. Centro di Ecologia Teorica ed
Applicata, Gorizia

Vrhovsek Danijel

Limnos, Water Ecology Group, Ljubljana
(Slovenia)

Winter Barry

Environment Agency, Wallingford (Gran
Bretagna)

Zupancic Maja

Limnos, Water Ecology Group, Ljubljana
(Slovenia)

17 giugno 2003

SESSIONE 1

IL PROGETTO DELLA VAL DI CECINA

FITODEPURAZIONE E NORMATIVA SULLE ACQUE (D.LGS. 152/99)

Alessandro Lippi

Premessa

L'uso di tecniche di fitodepurazione per la depurazione dei liquami è molto antico ed è stato diffuso nelle comunità rurali fin dal secolo scorso; tuttavia, la moderna accezione del termine “impianti di fitodepurazione” vede la sua origine, negli anni '80, negli Stati Uniti e nel Centro Europa.

La fitodepurazione può essere definita come “un processo naturale per depurare le acque reflue che utilizza le piante come filtri biologici in grado di ridurre le sostanze inquinanti in esse presenti”.

I trattamenti di fitodepurazione sono trattamenti biologici secondari (che necessitano di un trattamento primario di sedimentazione come una fossa settica) e/o terziari (di affinamento) che sfruttano la capacità di autodepurazione degli ambienti acquatici.

In questi ambienti gli inquinanti vengono rimossi attraverso processi fisici, chimici e biologici tra cui filtrazione, adsorbimento, assimilazione da parte degli organismi vegetali, degradazione batterica ecc.

La normativa italiana ha preso atto di questa tecnologia depurativa con l'emanazione del D.Lgs n.152/99. In esso, infatti, gli impianti di fitodepurazione cominciano ad essere esplicitamente citati ed indicati come idonei a fornire un “trattamento appropriato”, soprattutto per le piccole e medie comunità (inferiori a 10000 A.E.), suscitando un notevole interesse negli operatori e negli addetti ai lavori.

Voglio ricordare in via preliminare, e avrò modo di esemplificare nel corso della mia relazione, che ARPAT ha, fin dalla sua nascita, sostenuto e creduto nello sviluppo di questa tecnica di trattamento delle acque, partecipando attivamente alla redazione di progetti per la realizzazione di impianti di fitodepurazione, fin dal 1997.

Anche con il rinnovato incarico ad ARPAT, per il triennio 2002-2004, della leadership del Centro Tematico Nazionale Acque Interne e Marino Costiere (CTN_AIM), si è potuta dimostrare la grande attenzione che la nostra Agenzia pone al tema della fitodepurazione, con l'inserimento nel programma operativo dell'ambizioso progetto, di cui riferirà in dettaglio più avanti Marco Mazzoni, Responsabile del CTN_AIM, che prevede la realizzazione di una Linea Guida italiana per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui.

Il quadro normativo vigente

Il D.Lgs. 152/99 all'articolo 2 (Definizioni), punto dd) definisce il "trattamento appropriato" come *il trattamento delle acque reflue urbane mediante un processo ovvero un sistema di smaltimento che dopo lo scarico garantisca la conformità dei corpi idrici recettori ai relativi obiettivi di qualità ovvero sia conforme alle disposizioni del presente decreto.*

All'articolo 31 (scarichi in acque superficiali), comma 2, viene poi indicato quali siano i reflui per i quali è previsto il trattamento appropriato ed i tempi per la sua realizzazione: *Gli scarichi di acque reflue urbane che confluiscono nelle reti fognarie provenienti da agglomerati con meno di 2.000 abitanti equivalenti e recapitanti in acque dolci ed in acque di transizione e gli scarichi provenienti da agglomerati con meno di 10.000 abitanti equivalenti, recapitanti in acque marino-costiere, sono sottoposti ad un trattamento appropriato in conformità con le indicazioni dell'allegato 5, entro il 31 dicembre 2005.*

Fermi restando i termini di tempo per l'adeguamento, vengono accorpate due situazioni diverse: sono cioè messe sullo stesso piano, ai fini del trattamento appropriato, le capacità autodepurative dei corpi recettori costituiti da acque dolci e di transizione in cui recapitano reflui urbani di consistenza < 2000 abitanti equivalenti e di quelli marino-costieri, riceventi reflui urbani di consistenza < 10000 abitanti equivalenti.

Rilevanti risultano essere alcune puntualizzazioni sui trattamenti appropriati riportate nelle Indicazioni generali dell'Allegato 5, 4° capoverso:

I trattamenti appropriati devono essere individuati con l'obiettivo di:

- a) rendere semplice la manutenzione e la gestione*
- b) essere in grado di sopportare adeguatamente forti variazioni orarie del carico idraulico e organico*
- c) minimizzare i costi gestionali*

Questa tipologia di trattamento può equivalere ad un trattamento primario o ad un trattamento secondario a seconda della soluzione tecnica adottata e dei risultati depurativi raggiunti.

In particolare, i punti a) e c) evidenziano l'esigenza, nell'individuazione dei trattamenti appropriati, di prevedere tecnologie depurative dalle quali non necessariamente si dovranno attendere alte performance, ma comunque adeguate al contesto ambientale dove essi trovano riferimento. Da ciò non è assolutamente pensabile l'applicazione di limiti tabellari, tanto più se restrittivi come quelli previsti dalla tabella 4, per gli scarichi a suolo. Si ritiene, in parte in contraddi-

zione, su alcuni aspetti, al D.Lgs 152, addirittura più appropriato, prevedere lo scarico diretto nel suolo per le piccole comunità rurali, collinari, montane a forte vocazione turistica. Ciò, ovviamente, attraverso opportuni accorgimenti che sfruttino i naturali processi biologici, chimici e fisici che accompagnano i moti di filtrazione e percolazione dei liquami scaricati, nonché le conseguenti ridistribuzioni di umidità nel suolo, e in modo da apportare una progressiva attenuazione della loro dannosità attraverso il contatto con la biosfera e gli strati superficiali del suolo. Sotto i 2000 abitanti equivalenti, il D.Lgs., infatti, non individua il numero minimo di controlli, non prevede il “sistema degli abbuoni”, secondo il quale è consentito un numero massimo di campioni non conformi ai limiti, numero che varia in funzione di quello dei controlli/anno dovuti e non prevede il rispetto di limiti tabellari.

Con l’emanazione della nuova Direttiva Comunitaria n.2000/60/CE, viene inoltre rinnovata profondamente la “filosofia” della pianificazione degli interventi per la prevenzione dell’inquinamento. In passato, si è puntato principalmente alla realizzazione di opere di collettamento e depurazione che garantissero il rispetto degli standard allo scarico: si è cercato, in buona sostanza, di individuare gli scarichi, colletterli e trattarli in modo che rispettassero i limiti delle tabelle. Ben più complesso è l’approccio della 2000/60 (in parte già recepito nel D.Lgs 152/99 e successive modificazioni). Secondo tale approccio, per ogni bacino idrografico è necessario fissare obiettivi di qualità, individuare i corpi idrici che non li rispettano, comprenderne le cause, ipotizzare gli interventi che consentano il raggiungimento degli obiettivi di qualità, dosando, da un lato, le risorse disponibili, dall’altro i limiti agli scarichi, che non sono più fissi ma possono essere resi più restrittivi in ragione del loro potenziale impatto.

Anche in termini di possibili interventi gli strumenti a disposizione non sono più, come in passato, limitati a fognature e depuratori, ma è possibile agire sui diversi fattori di impatto che insistono sul bacino, intervenendo sulle derivazioni (minimi deflussi vitali), sulle capacità “tampone” del territorio (modifiche dell’uso del suolo, diffusione di siepi, filari, strisce erbacee), sulla capacità auto-depurativa dei corsi d’acqua (rinaturalizzazione, creazione di wetlands in alveo) con opere pubbliche e prescrizioni, ma anche con accordi, raccomandazioni, incentivi, e ricorrendo, quando possibile, a risorse private (project financing).

Questo nuovo approccio richiede nuovi metodi di analisi ed una grande capacità di coordinamento tra i diversi attori che insistono sul bacino idrografico: è necessario infatti interfacciarsi, da un lato, con i titolari di concessioni di derivazione, dall’altro con i “responsabili” dei carichi inquinanti: le ATO e gli enti gestori del servizio idrico integrato, responsabili dei carichi di origine civile, ma anche i “gestori” dei carichi industriali e agricoli (imprese, associazioni di cate-

goria, e ancora enti di sviluppo, consorzi di bonifica e irrigazione, uffici regionali responsabili ecc.). Perché questo sia possibile, è necessario concepire strumenti di analisi e programmazione completamente nuovi: non più un piano classico (cartaceo), che prevede interventi, cerca finanziamenti e li realizza, ma un vero e proprio processo concertato tra più attori, ciascuno dei quali deve fare la propria parte per raggiungere un obiettivo comune.

L'esperienza di ARPAT

Come precedentemente accennato, ARPAT ha collaborato alla fase di progettazione di vari programmi di trattamento delle acque tramite fitodepurazione, credendo, fin dalla sua istituzione, nella validità di tali tecniche depurative, ed iniziando tali collaborazioni antecedentemente all'uscita del D.Lgs n.152/99, che ha esplicitamente indirizzato verso questa tecnica per il trattamento di reflui derivanti da agglomerati con dimensioni fino a 2000 A.E., come già detto.

I principali progetti a cui ARPAT ha collaborato sono:

1. progetto esecutivo dell'impianto di fitodepurazione a flusso sub-superficiale orizzontale per il trattamento di acque reflue civili (150 A.E.) del complesso agrituristico di Moscheta, Comune di Firenzuola (FI), eseguito nel 1997 per conto della Comunità Montana Mugello, Alto Mugello e Val di Sieve in collaborazione con esperti di settore;
2. "Studio di fattibilità per il trattamento delle acque reflue civili con tecnologie alternative (wetlands) ai metodi tradizionali più comunemente usati"- Progetto di fattibilità per reflui provenienti dagli abitati di Dicomano (3.500 A.E.), La Nave - Dicomano (400 A.E.), Rufina (4.500 A.E.), Contea - frazione di Rufina e Dicomano (1500 A.E.), Montebonello - frazione di Pontassieve (2000 A.E.), Scopeti - Comune di Rufina (800 A.E.), Londa (1200), Castagno D'Andrea - Comune di S.Godenzo (800 A.E.). Lo studio, realizzato nel 1997, è stato svolto in collaborazione con la biologa Beatrice Pucci;
3. realizzazione del Progetto di fattibilità per il trattamento di reflui civili mediante sistemi di depurazione naturale su n. 7 siti nel territorio della Comunità Montana dell'Amiata Senese in collaborazione con la società IRI-DRA ed il geologo Alessandro Castaldi (anno 1999);
4. progettazione di un impianto pilota di fitodepurazione dell'effluente di Baciacavallo (anno 1999).

Vediamo nel dettaglio cosa prevedevano alcuni dei progetti suddetti:

Studio di fattibilità per il trattamento delle acque reflue civili con tecnologie alternative (wetlands) ai metodi tradizionali più comunemente usati

Tale studio fu commissionato dalla Comunità Montana del Mugello, Alto Mugello, Val di Sieve ad ARPAT, nel 1997. Lo scopo principale dello studio di fattibilità era quello di individuare e selezionare nuove tecnologie per la depurazione delle acque reflue, diverse da quelle comunemente usate, da applicare all'interno del contesto sociale e territoriale della Comunità Montana stessa. La richiesta della Comunità Montana era focalizzata sulla necessità di realizzare impianti di depurazione di semplice esercizio, con costo non particolarmente elevato, sia per la gestione che per la manutenzione, con particolare attenzione, vista la zona oggetto di studio, a tenere minimo l'impatto ambientale. Ad oggi l'impianto di Dicomano da 3500 A.E., che è in fase di collaudo, è il più grande impianto italiano come trattamento secondario delle acque mediante sistemi di depurazione naturale, ed è stato realizzato con il finanziamento europeo ottenuto grazie all'iniziativa comunitaria LEADER II, che ha finanziato per il periodo 1994-1999 programmi per la valorizzazione e lo sviluppo del territorio.

Realizzazione del Progetto di fattibilità per il trattamento di reflui civili mediante sistemi di depurazione naturale su n. 7 siti nel territorio della Comunità Montana dell'Amiata Senese

Il progetto, commissionato ad ARPAT dalla Comunità Montana dell'Amiata Senese, è finalizzato a verificare la possibilità di ricorrere a sistemi depurativi naturali per il trattamento degli scarichi civili provenienti dalla Frazione di Saragiolo (Comune di Piancastagnaio), da Radicofani capoluogo, dalla Frazione di Contignano (Comune di Radicofani), da Castiglione d'Orcia capoluogo e dalle Frazioni di Campiglia d'Orcia, Vivo d'Orcia e Bagni S. Filippo (Comune di Castiglione d'Orcia). Anche in questo caso la Comunità Europea ha finanziato, nell'ambito del LEADER II, un impianto dello Studio di Fattibilità: l'impianto di Saragiolo di utenza massima prevista 500 A.E.

Progettazione di un impianto pilota di fitodepurazione dell'effluente di Baciacavallo

Il Dipartimento provinciale ARPAT di Prato è stato incaricato, nel 1999, di progettare un impianto pilota di fitodepurazione dell'effluente dell'impianto di depurazione di Baciacavallo, a Prato, gestito dalla società GIDA Spa. L'impianto è funzionante dalla primavera del 2001. Il progetto ha previsto la realizzazione di una serie di trattamenti depurativi di finissaggio, a basso impatto ambientale, ed a carattere sperimentale, delle acque reflue in uscita dell'impianto di depurazione. L'impianto di fitodepurazione è stato realizzato in un'area di proprietà del Comune di Prato, in una zona attigua all'impianto e nelle immediate vicinanze

del punto di scarico. La realizzazione di questo impianto pilota è stata voluta al fine di avere una base di dati da studiare per valutare una eventuale realizzazione, su scala reale, di un post-trattamento da aggiungere all'impianto di depurazione di Baciacavallo. A tale scopo, nel marzo del 2001, ARPAT ha instaurato un rapporto convenzionale con GIDA Spa, che dovrebbe concludersi nel giugno di quest'anno, anche per la realizzazione di studi riguardanti problematiche biologiche, chimiche e di impatto ambientale connesse con la sperimentazione di un trattamento delle acque reflue con sistemi di fitodepurazione.

Da ultimo, a conferma di un impegno continuo di ARPAT nel settore delle nuove strategie per la riduzione dell'inquinamento delle acque, dobbiamo ricordare lo

Studio di prefattibilità dell'efficacia di strategie per la riduzione dell'inquinamento diffuso sul bacino del fiume Cecina, presentato al Ministero dell'Ambiente.

Tale progetto si pone i seguenti obiettivi:

- contribuire alla definizione di un quadro logico entro cui sistematizzare le informazioni esistenti e valutare l'efficacia degli interventi di riduzione dei carichi (inclusi quelli diffusi);
- individuare possibili interventi innovativi particolarmente efficaci sull'inquinamento di origine diffusa, finalizzati ad aumentare la capacità autodepurativa del territorio e dei corsi d'acqua che possano integrare gli interventi già programmati;
- sperimentare un modello di simulazione della qualità dell'acqua, innovativo e facilmente applicabile alla realtà italiana, che permetta di predire gli effetti dei diversi interventi (depurazione di fonti puntiformi, riduzione di carichi diffusi, aumento della capacità autodepurativa del territorio ecc.) sulla qualità complessiva del corso d'acqua;
- valutare l'effetto dei diversi interventi programmati o prevedibili in futuro sulla qualità del corso d'acqua.

Il progetto prevede la realizzazione di 3 attività principali

1. *Costituzione del Sistema Informativo Territoriale del Bacino del Cecina*: in questa fase sarà sistematizzata in un GIS l'informazione disponibile (presso ARPAT, Regione, Province, Autorità di Bacino ecc.) e non ancora georiferita, utile per stabilire lo stato del corso d'acqua e i fattori di impatto (carichi puntiformi e diffusi). In particolare si provvederà ad integrare l'informazione sulla qualità delle acque già esistente con una stima dei carichi diffusi, determinata in base all'uso del suolo.
2. *Individuazione di possibili interventi alternativi*: di fognatura e depurazione, anche riduzioni dei prelievi idrici e azioni per ridurre i carichi di origine dif-

fusa: fasce tampone boscate o erbacee, wetland localizzate sulla, o in frangia alla rete idrografica minore dei fossi campestri ecc.. E' anche possibile ipotizzare interventi che aumentino la capacità di autopurificazione del corso d'acqua stesso (aumento del tempo di ritenzione in alveo attraverso modifiche della sezione e/o la creazione di zone umide in alveo o fuori alveo). Scopo di questa fase del lavoro sarà l'individuazione di tali sistemi e la verifica preliminare della loro potenzialità rispetto alla riduzione dei carichi inquinanti.

3. *Sperimentazione del modello "quali-logico" e previsione degli effetti sulla qualità del Cecina di almeno due alternative di intervento*: per stabilire il "carico ammissibile" per il raggiungimento degli obiettivi di qualità di un corpo idrico e decidere quali interventi di riduzione dei carichi inquinanti effettuare prioritariamente sarebbe ideale disporre di un modello matematico. Il modello è infatti uno strumento di indagine quantitativa capace di simulare a priori gli effetti che le diverse azioni da mettere in campo potrebbero indurre sulla qualità dell'acqua. Purtroppo, l'applicazione di modelli matematici "ortodossi", cioè basati su un bilancio di massa e sulla conoscenza dei processi bio-fisici, incontra difficoltà tali da inficiarne il reale utilizzo, almeno a livello territoriale esteso (Intero Bacino Idrografico) e con tempi e costi ragionevoli. Il modello quali-logico assegna un ruolo dominante all'informazione relativa allo stato di qualità dell'acqua rilevato (contrariamente ai modelli ortodossi, che la utilizzano prioritariamente nella fase di calibrazione), ma senza pretendere protocolli di monitoraggio pensati appositamente per fini modellistici. Non richiede la quantificazione dei carichi inquinanti, ma solo una valutazione qualitativa di come il carico totale in ogni tronco si ripartisce tra carico veicolato dal tronco di monte, dall'eventuale affluente, da fonti diffuse (non collettibili), e da fonti puntiformi (scarichi urbani o industriali). Non richiede la conoscenza delle portate. Non è nemmeno necessario calibrarlo, anche se è possibile farlo. E non assume che i composti inquinanti siano conservativi. Infine, essendo semplicissimo, è facilmente implementabile. L'attività 3 prevede di applicare il modello "quali-logico" per prevedere gli effetti sullo stato di qualità del Cecina di almeno due alternative di intervento: la prima, che preveda la realizzazione degli interventi ad oggi programmati; la seconda, che preveda anche l'attuazione di azioni che permettano di intercettare parte del carico diffuso.

IL BACINO DEL CECINA – UNA GESTIONE SOSTENIBILE DEL SISTEMA IDRICO

Raffaello Nottoli

Introduzione

Fin dall'antichità le zone umide naturali sono state considerate, a ragione, come malsane e inadatte alla vita umana, e quindi sono state evitate come sede stabile di villaggi, proprio per la facilità di diffusione della malaria.

Dal 1800, ma esistono esempi anche antecedenti, si è assistito ad un progressivo e sistematico recupero e drenaggio delle zone umide, con un duplice scopo: eliminare il pericolo di infezioni malariche e riconvertire i territori all'attività agricola.

Solo nel XX secolo le zone umide rimaste sono state utilizzate come una sorta di bacino di accumulo e come sistemi grossolani di depurazione: questo determinava degradazioni anaerobiche dei liquami con un notevole peggioramento della loro qualità e conseguenti scarichi con elevate concentrazione di inquinanti.

Negli ultimi trenta anni, anche in considerazione di quanto stabilito dal trattato di Rio (1992), che pone particolare attenzione alla salvaguardia dell'ambiente anche per le generazioni future, ed attribuisce un'importanza fondamentale alla biodiversità, si è invece assistito a una diversa e più funzionale valutazione del fenomeno e a un radicale cambiamento nell'utilizzo delle zone umide.

Anche in considerazione di preoccupanti fenomeni di intrusione salina, avvenuti nelle aree costiere toscane, è stato necessario riflettere sull'importanza delle zone umide come strumento flessibile, sia per la loro capacità di ricarica delle falde acquifere sotterranee, sia come fattore sinergico rispetto ad un incremento della biodiversità.

Sono infatti stati identificati i numerosi benefici forniti dalle aree umide, tra cui la possibilità di approvvigionamento di acqua, la loro capacità per la regolazione dei flussi, lo sfruttamento per attività estrattive, l'utilizzo delle biomasse in esse presenti, la capacità di riproduzione di animali allo stato libero, la presenza di pesci ed invertebrati, la possibilità di utilizzo per produzioni integrate (ad esempio piscicoltura abbinata alla coltivazione del riso), il controllo dei fenomeni di tipo erosivo e di desertificazione, attualmente in fase di espansione, e il determinante contributo alla biodiversità.

Le zone umide naturali costituiscono un ecosistema complesso e notevolmente variabile in rapporto alla morfologia del terreno, al clima ed al sistema idrogeologico locale.

Anche se questi ambiti possono consentire, in alcuni casi, un sistema di trattamento naturale delle acque reflue, risulta molto difficile quantificare l'efficienza dei trattamenti, anche per l'estrema variabilità delle situazioni.

Le esperienze condotte a partire dagli anni Settanta hanno consentito di approfondire le conoscenze sulle zone umide, di riconoscerne tutte le loro positive potenzialità e di maturare esperienze di utilizzo delle stesse a fini depurativi. Da qui anche l'approccio a sistemi artificiali di depurazione ad alta naturalità in analogia con le stesse zone umide.

La fitodepurazione permette, oltre alla degradazione delle sostanze inquinanti, di recuperare le acque trattate per successivi processi, dove attraverso il metabolismo degli apparati radicali si sono raggiunte e sviluppate tecnologie ambientali a basso impatto, con azione degradante delle sostanze organiche e chimiche, tale da eliminare durante la propria azione anche i metalli pesanti eventualmente presenti.

Negli Stati Uniti l'applicazione della fitodepurazione è di preferenza utilizzata dove già esistono aree umide; questo tipo di trattamento rappresenta una scelta ampiamente condivisa nella maggior parte del mondo.

Gli Istituti di ricerca e le Università, sia in Europa che negli Stati Uniti, hanno da molti anni intrapreso attività di ricerca sulle zone umide e sui meccanismi di trasformazione che in esse avvenivano; sono stati realizzati impianti pilota al fine di verificare la fattibilità di ricreare artificialmente tali ambiti e studiare, in condizioni più standardizzate, i meccanismi di processo e le cinetiche coinvolte.

La ricostruzione di zone umide artificiali può, in alcuni casi, offrire notevoli vantaggi rispetto alle zone umide naturali: ci si riferisce in particolare alla ottimizzazione dei flussi idraulici, al dimensionamento delle aree, alla possibilità di scelta di particolari specie vegetazionali, con maggiori performance nel meccanismo di adsorbimento.

I sistemi di trattamento delle acque reflue urbane, con l'utilizzo di sistemi di lagunaggio ed impiantazione di particolari specie vegetali che hanno il compito di adsorbire i nutrienti, costituiscono impianti a bassa ingegnerizzazione e la loro progettazione segue i meccanismi e le cinetiche di processo che avvengono in natura nelle zone umide, ovviamente con particolari accorgimenti che ne migliorano l'efficacia di trattamento.

La fitodepurazione è in grado di rimuovere gli inquinanti tramite un complesso di processi che vanno dall'abbattimento della sostanza organica per via aerobica in un ambiente ricco di microorganismi, alla sedimentazione dei solidi sospesi e all'adsorbimento ed alla assimilazione di nutrienti, ma anche di metalli.

I primi approcci allo studio di questa interessante tecnologia risalgono al 1955, e sono opera di Seidel del Max Planck Institut. Sono occorsi comunque circa due decenni per giungere alle prime applicazioni operative di questo sistema di trattamento.

L'Italia non è stata la prima ad applicare queste tecnologie depurative; il loro sviluppo si è avuto negli anni '70, soprattutto in Germania.

Da alcuni anni comunque si è riscontrato un notevole sviluppo nell'utilizzo di queste innovative tecnologie in Toscana, Veneto e Friuli.

Da noi non si è ancora consolidata una sufficiente cultura di questa filosofia di trattamento, fatto che determina uno scarso interesse all'applicazione di queste tecniche, nonché alla gestione e al monitoraggio degli impianti esistenti.

In questo campo risulta quanto mai necessario ricorrere, soprattutto durante le fasi di progettazione, ad un approccio interdisciplinare (chimico, biologico, idraulico e paesaggistico) evitando approssimazioni imputabili ad una impostazione monotematica professionale.

Inoltre l'entrata in vigore del D.Lgs 152/99 ha introdotto una filosofia del tutto nuova nel campo della gestione e tutela della risorsa idrica, improntando tutto il dettato legislativo sugli obiettivi di qualità da raggiungere in tempi definiti, privilegiando, ove possibile, sistemi ad alta naturalità.

La fitodepurazione rappresenta uno scenario che ben si adatta sia alla risoluzione dei problemi depurativi di piccole comunità, sia all'affinamento dei reflui trattati, per un necessario riutilizzo delle acque.

E' importante ricordare che la *Legge n. 36 del 5 gennaio 1994, detta anche Legge Galli, con la quale sono state istituite, tra l'altro, le Autorità d'Ambito*, avendo come obiettivo quello di una gestione completa delle risorse idriche, precisa che le stesse Autorità, oltre a tenere presenti alcuni parametri quali la qualità delle acque potabili, il grado di copertura del servizio, le riduzioni delle perdite nelle infrastrutture di erogazione, l'efficienza e la gestione degli impianti di trattamento, le tariffe, è necessario operino in un'ottica lungimirante di tutela della risorsa idrica in modo che tutti gli equilibri idrologici e degli ecosistemi acquatici non siano danneggiati.

Infatti, in accordo con il trattato di Rio de Janeiro del 1992, fra i principi generali della suddetta legge si affermano concetti come: *qualsiasi uso delle acque è effettuato salvaguardando le aspettative ed i diritti delle generazioni future a fruire di un integro patrimonio ambientale (art. 1, comma 2) e gli usi delle acque sono indirizzati al risparmio e al rinnovo delle risorse per non pregiudicarne il patrimonio idrico, la vivibilità dell'ambiente, l'agricoltura, la fauna e la flora acquatiche, i processi geomorfologici e gli equilibri idrologici (art. 1, comma 3).*

Sotto questo profilo, sistemi di depurazione naturale, sostanzialmente diversi dai sistemi fino ad ora privilegiati con caratteristiche di alta densità impiantistica, sia per il trattamento secondario che terziario (finissaggio) dei reflui, rappresentano, anche in accordo con quanto afferma il D.Lgs.152/99 e le rispettive direttive comunitarie, delle valide soluzioni impiantistiche che concorrono, attraverso una semplice gestione, ad elevate rese depurative (soprattutto per parametri quali COD, BOD₅, solidi sospesi e sedimentabili e Azoto e Fosforo), con un impatto ambientale ed un consumo energetico sostanzialmente ridotti rispetto ad altri sistemi depurativi.

Il tema merita ulteriori riflessioni.

La fitodepurazione si ricollega, anche se con tecnologie diverse, alla land-farming ed alla phito-remediation, che da un decennio costituiscono tecniche utilizzate, soprattutto negli Stati Uniti, per la decontaminazione dei siti inquinati.

Questo ha determinato un indirizzo nella ricerca e nelle sue applicazioni nettamente diversificato rispetto ai primi anni in cui si è affrontato il problema della depurazione e della decontaminazione dei siti inquinati.

Inoltre, non è assolutamente vero che la tecnica di fitodepurazione può essere applicata solo a piccole comunità; essa può vantaggiosamente affiancarsi alla depurazione tradizionale, con l'obiettivo di restituire un refluo con caratteristiche nettamente migliori a quello scaricato dall'impianto e con l'indubbio vantaggio di ridurre i costi di investimento e di gestione dell'impianto stesso. Rimane un unico vincolo, che purtroppo nel nostro territorio si ritrova abbastanza frequentemente: la mancanza di spazi adeguati per la realizzazione della fitodepurazione finale; da osservare che questo deriva soprattutto da una scorretta pianificazione urbanistica.

C'è inoltre da considerare che il deficit depurativo in Toscana, fatta eccezione per Firenze, è abbastanza modesto, e che quindi tutti gli interventi sulla depurazione delle piccole comunità non provocano sostanziali modifiche migliorative nella qualità dei corsi d'acqua superficiali; manca invece una politica del razionale uso dell'acqua e del suo riutilizzo.

L'abbinamento della fitodepurazione agli impianti di trattamento tradizionali può vantaggiosamente costituire un modo per il riuso dell'acqua, la riqualificazione di zone umide ed inoltre un notevole risparmio gestionale, derivato dal mancato utilizzo di trattamenti terziari.

Questo aspetto risulta di particolare importanza perché gli enti gestori delle risorse idriche stanno provvedendo ad una elaborazione progettuale del sistema depurativo; in genere è prevalente lo scenario di un utilizzo di pochi grossi impianti, più facilmente gestibili e controllabili, anche con notevoli risparmi economici. Tale impostazione comporta grosse puntuali immissioni nei nostri

torrenti: in Toscana ci sono infatti torrenti, non fiumi.

I limiti di legge non saranno sufficienti ad evitare un grosso impatto sui corpi recettori ed una gestione ambientalmente ed economicamente sostenibile; da qui la necessità di affinamento spinto e l'opportunità di agire tramite sistemi finali di fitodepurazione.

Riferimenti normativi

D.Lgs. 152/99 e successive modifiche

Articolo 3

6. I consorzi di bonifica e di irrigazione, anche attraverso appositi accordi di programma con le competenti autorità, concorrono alla realizzazione di azioni di salvaguardia ambientale e di risanamento delle acque, anche al fine della loro utilizzazione irrigua, della rinaturalizzazione dei corsi d'acqua e della fitodepurazione.

Potenzialità impianto in A.E. (abitanti equivalenti)	2.000 – 10.000		>10.000	
Parametri (media giornaliera) ⁽¹⁾	Concentrazione	% di riduzione	Concentrazione	% di riduzione
BOD ₅ (senza nitrificazione) mg/L ⁽²⁾	≤ 25	70-90 ⁽⁵⁾	≤ 25	80
COD mg/L ⁽³⁾	≤ 125	75	≤ 125	75
Solidi Sospesi mg/L ⁽⁴⁾	≤ 35 ⁽⁵⁾	90 ⁽⁵⁾	≤ 35	90

Tabella 1 Limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane

1. Le analisi sugli scarichi provenienti da lagunaggio o fitodepurazione devono essere effettuate su campioni filtrati; la concentrazione di solidi sospesi non deve superare i 150 mg/L. 2. La misurazione deve essere fatta su campione omogeneizzato non filtrato, non decantato. Si esegue la determinazione dell'ossigeno disciolto anteriormente e posteriormente ad un periodo di incubazione di 5 giorni a 20°C±1°C, in completa oscurità, con aggiunta di inibitori di nitrificazione. 3. La misurazione deve essere fatta su campione omogeneizzato non filtrato, non decantato con bicromato di potassio. 4. La misurazione deve essere fatta mediante filtrazione di un campione rappresentativo attraverso membrana filtrante con porosità di 0,45 m ed essiccazione a 105°C con conseguente calcolo del peso, oppure mediante centrifugazione per almeno 5 minuti (accelerazione media di 2800-3200 g), essiccazione a 105°C e calcolo del peso. 5. Ai sensi dell'articolo 31 comma 6, la percentuale di riduzione del BOD5 non deve essere inferiore a 40. Per i solidi sospesi la concentrazione non deve superare i 70 mg/L e la percentuale di abbattimento non deve essere inferiore al 70%.

Allegato 5

3. Indicazioni generali

I punti di scarico degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane devono essere scelti, per quanto possibile, in modo da ridurre al minimo gli effetti sulle acque recettrici.

Tutti gli impianti dovranno avere obbligatoriamente un trattamento di disinfezione, sia per far fronte alle eventuali emergenze relative a situazioni di rischio sanitario sia per garantire il raggiungimento degli obiettivi di qualità ambientali, ovvero gli usi esistenti per il corpo idrico recettore.

In sede di approvazione del progetto dell'impianto di trattamento delle acque reflue urbane l'autorità competente dovrà verificare che l'impianto sia in grado di garantire che l'emissione dell'azoto ammoniacale (espresso come N) non superi del 30% il valore dell'azoto totale (espresso come N). In tale sede l'autorità competente fisserà il limite opportuno relativo al parametro *Escherichia coli* espresso come UFC/100mL.

I trattamenti appropriati devono essere individuati con l'obiettivo di: a) rendere semplice la manutenzione e la gestione; b) essere in grado di sopportare adeguatamente forti variazioni orarie del carico idraulico e organico; c) minimizzare i costi gestionali. Questa tipologia di trattamento può equivalere ad un trattamento primario o ad un trattamento secondario, a seconda della soluzione tecnica adottata e dei risultati depurativi raggiunti.

Per tutti gli insediamenti con popolazione equivalente compresa tra 50 e 2000 A.E., si ritiene auspicabile il ricorso a tecnologie di depurazione naturale quali il lagunaggio o la fitodepurazione, o tecnologie come i filtri percolatori o impianti ad ossidazione totale.

Peraltro, tali trattamenti possono essere considerati adatti se opportunamente dimensionati, al fine del raggiungimento dei limiti della Tabella 1, anche a tutti gli insediamenti in cui la popolazione equivalente fluttuante sia superiore al 30% della popolazione residente e laddove le caratteristiche territoriali e climatiche lo consentano. Tali trattamenti si prestano, per gli insediamenti di maggiori dimensioni con popolazione equivalente compresa tra i 2000 e i 25000 A.E., anche a soluzioni integrate con impianti a fanghi attivi o a biomassa adesa, a valle del trattamento, con funzione di affinamento.

Possono essere considerati come trattamenti appropriati i sistemi di smaltimento per scarichi di insediamenti civili provenienti da agglomerati con meno di 50 A.E., come quelli già indicati nella delibera del Comitato dei ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977.

STUDIO DI FATTIBILITÀ SULL'APPLICABILITÀ DELLA FITODEPURAZIONE AL TERRITORIO DELLA VAL DI CECINA

Beatrice Pucci, Vanessa Greco, Eleonora Raddi

Introduzione

Lo studio, svolto da ARPAT e dalla Società IRIDRA, ha verificato la possibilità di ricorrere a sistemi depurativi naturali o a sistemi integrati per il trattamento di scarichi civili provenienti da centri abitati non serviti, ad oggi, da sistemi depurativi e in molte occasioni anche privi di rete fognaria. Lo studio ha verificato inoltre la possibilità di applicare la fitodepurazione per il trattamento del percolato della discarica comprensoriale di Buriano.

I siti oggetto dello studio sono stati complessivamente 12 (Tab. 1) e tutti ricadenti nel territorio della Comunità Montana della Val di Cecina.

COMUNE	LOCALITÀ
Castelnuovo V. C.	Fraz. Montecastelli Fraz. Sasso Pisano
Montecatini V.C.	Capoluogo Fraz. Ponteginori
Montecatini V.C.	Discarica di Buriano
Pomarance	Capoluogo Fraz. Libbiano Fraz. Lustignano Fraz. Micciano Fraz. Montegemoli Fraz. Serrazzano
Volterra	Fraz. Villamagna

Tabella 1 *Siti d'indagine*

Tale studio ha avuto come obiettivo principale quello di fornire uno strumento di indirizzo e di supporto alle Amministrazioni locali, all'Autorità d'Ambito Territoriale Ottimale, alla Provincia, nonché al gestore unico (ASA), per interventi volti alla salvaguardia della risorsa idrica, alla riduzione dei fenomeni che degradano l'ambiente acquatico e alla valorizzazione del territorio nella sua globalità.

Ulteriore obiettivo è stato quello di fornire uno strumento utile per il reperimento di finanziamenti.

Articolazione dello studio

Lo studio si è svolto attraverso due fasi principali: la prima, in cui sono stati acquisiti tutti i dati necessari, sia attraverso il materiale bibliografico che mediante campagne di monitoraggio mirato e verifiche con sopralluoghi. In particolare, queste ultime sono state indispensabili per la caratterizzazione degli scarichi e dei corpi idrici recettori nonché per la caratterizzazione ambientale dei siti (es. aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, vegetazionali, termopluviometrici, verifica dei vincoli ecc.). Inoltre, con i dati forniti dai Comuni e dall'ASA-ASAV, abbiamo effettuato l'analisi delle utenze e una verifica di massima delle reti fognarie esistenti.

Nella seconda fase sono state effettuate una o più ipotesi progettuali delle soluzioni depurative più adeguate, tenendo presenti gli obiettivi depurativi, le caratteristiche morfologico-ambientali, le superfici disponibili delle aree di ubicazione dei sistemi di trattamento, nonché le valutazioni d'impatto ambientale. Successivamente abbiamo dimensionato le ipotesi progettuali e calcolato i costi di massima delle opere.

Per l'analisi comparata delle diverse soluzioni abbiamo tenuto conto delle rese depurative degli impianti, del loro impatto ambientale, dei costi dei sistemi di trattamento e dei sistemi di collettamento (le stime di questi ultimi sono state effettuate da ASA-ASAV) e dei costi per la loro gestione.

Inquadramento territoriale

Il territorio della Comunità Montana della Val di Cecina si estende su un'ampia area nella parte marittima della Toscana centro meridionale, includendo gran parte del bacino del fiume Cecina. Il corso di quest'ultimo, che rappresenta l'elemento idrografico principale della zona, prende origine nel cuore della regione boracifera e si snoda per lo più tra rilievi collinari di modesta elevazione giungendo a sfociare, dopo circa 72 Km, nella parte meridionale del Mar Ligure.

Inquadramento geologico-idrogeologico

Dal punto di vista geologico l'area in studio risulta essere in massima parte occupata dai terreni neogenici dominanti nel settore più a valle del bacino e, subordinatamente, da quelli del complesso della Serie Toscana e delle coperture Liguri. I terreni presenti in affioramento coprono un intervallo temporale che si estende dal Paleozoico (Carbonifero-Permiano) al Quaternario; partendo dall'alto si hanno le seguenti successioni:

- complesso sedimentario neogenico-quaternario;

- complesso alloctono ligure;
- unità della Serie Toscana;
- successioni basali prevalentemente filladico-quarzitiche.

Il complesso neogenico-quaternario

Si tratta di formazioni con spessore talvolta superiore ai 2.000 m, prevalentemente costituite da argille e in minor misura da sabbie e conglomerati; il locale prevalere di queste ultime facies può determinare la formazione di falde acquifere generalmente modeste e comunque sostanzialmente fredde. Data la larga prevalenza della frazione argillosa, è possibile parlare, in questo caso, di complesso prevalentemente impermeabile.

I complessi alloctoni liguri

Si tratta di formazioni cretacico-eoceniche in facies di flysch, con spessore variabile tra poche decine a circa duemila metri, il cui carattere principale è la notevole eterogeneità litologica. Le formazioni presenti sono infatti di tipo argillitico, di tipo marnoso-calcaree ed anche di tipo marnoso-arenaceo, con inclusioni di notevoli masse di rocce ofiolitiche. Risulta di conseguenza difficile definire, in modo univoco, le effettive caratteristiche idrauliche di tale complesso; in linea di massima possono essere comunque ipotizzate condizioni di media permeabilità sia in corrispondenza dei nuclei ofiolitici, sia in corrispondenza di quei settori in cui la frazione argillosa si riduce o si annulla a favore di quella calcareo-arenacea; negli altri casi si può, viceversa, affermare che questo rappresenti una copertura essenzialmente impermeabile.

La Serie Toscana

Alla base sono presenti formazioni terrigene debolmente metamorfiche (Trias medio-sup.), sulle quali poggia una formazione anidritico-dolomitica (Formazione di Burano), talvolta trasformata in Calcare Cavernoso (Trias sup.), e un gruppo di formazioni prevalentemente carbonatiche (Retico-Giurese sup.). La successione si chiude con formazioni in facies di preflysch argillosi (Scaglia) e di flysch arenacei (Macigno). Una permeabilità generalmente bassa viene attribuita alle formazioni terrigene basali, mentre solitamente elevata è quella posseduta dalle formazioni prevalentemente carbonatiche. Scarsa appare la permeabilità della Scaglia; relativamente più elevata quella del Macigno.

Gli affioramenti della serie toscana si mostrano caratterizzati da discontinuità areali, limitate estensioni e frequente assenza dei termini superiori (Scaglia e Macigno); nonostante questo, la loro presenza (soprattutto dei termini carbonatici) al di sotto delle Liguridi o del complesso neogenico è stata indicata quasi

come continua. L'insieme delle conoscenze geostrutturali, idrogeologiche e geotermiche fino ad oggi acquisite, ha portato ad indicare in questo complesso, prevalentemente carbonatico, il più importante reservoir di interesse geotermico; questo ha di conseguenza indotto ad assumere, come tetto del potenziale serbatoio, il più elevato orizzonte geologico di tale gruppo di formazioni e, dove queste sono assenti, le scaglie tettoniche filladico-quarzitiche triassiche o paleozoiche comprese tra il basamento e le sovrastanti unità.

Il basamento metamorfico paleozoico

E' costituito da filladi, quarziti e, in profondità, da micascisti e gneiss, ed è da considerarsi almeno per la parte affiorante (in corrispondenza della struttura di Iano-Monticiano) poco permeabile; zone permeabili geotermicamente produttive sono comunque state rinvenute specialmente nell'area del M.te Amiata, in corrispondenza di orizzonti del basamento particolarmente fratturati.

Elementi di tettonica

L'area in esame appare come una zona dall'assetto strutturale molto complesso, sede di intensi movimenti tettonici. La regione è stata infatti modellata da una o più fasi di corrugamento con stile plastico che, durante la tettogenesi Tortoniana dell'Appennino, hanno interessato sia la copertura toscana che i terreni delle unità liguri, causando casi di laminazione, sovrapposizione e fenomeni di raccorciamento crostale.

Posteriormente a queste traslazioni di entità regionale l'area è stata teatro, a partire dal Messiniano inf. (o Tortoniano sup.), di una fase tettonica a stile rigido distensivo. Ciò ha determinato uno smembramento in blocchi dell'edificio a falde precedentemente realizzatosi, individuando pilastri e fosse tettoniche, delimitate da fasci di faglie dirette con allungamento nettamente appenninico. Gli sprofondamenti legati allo sviluppo di questa tettonica hanno in seguito condotto alla formazione, a varie distanze dalla linea di costa, di bacini lacustri entro cui è iniziata, nel Miocene superiore, la deposizione del ciclo sedimentario neoautoctono. Tale prima fase di subsidenza ha di seguito consentito il collegamento tra questi laghi e il mare aperto, determinando quindi la formazione di bacini piuttosto ampi che però, già nel Miocene sup., saranno interessati da sollevamenti ed erosioni settoriali.

Nuovi fenomeni di subsidenza, anche se di entità minore, torneranno tuttavia a caratterizzare questa area durante il Pliocene, portando alla deposizione di nuovi sedimenti marini. A questi seguirà, nel medio tardo Pliocene, una fase di sollevamento tettonico che determinerà il completo ritiro delle acque marine e l'estendersi della superficie subaerea a tutta la zona in esame.

Assetto geomorfologico-idrografico

Dal punto di vista geomorfologico l'area risulta condizionata dalle differenze litologiche esistenti tra le numerose formazioni presenti in affioramento. Le aree con maggiore elevazione vengono a collocarsi, per motivi di natura litologico-strutturale, in corrispondenza della zona di Gerfalco e di Montieri; in tale settore, infatti, gli affioramenti dei termini costituiti dalle rocce più coerenti (arenarie e rocce carbonatiche) appartenenti alla serie non metamorfica Toscana e del sovrastante alloctono Ligure, consentono ai rilievi delle Cornate (1060 m), di Montieri (1051 m) e di P.gio Ritrovoli (1014 m) di superare il limite orografico dei mille metri. Forme più morbide si sviluppano invece più a nord dove ampie vallate, corrispondenti in genere a fosse tettoniche occupate dai terreni delle più erodibili formazioni neoautoctone, si accompagnano a zone di media collina. I depositi alluvionali di queste ultime aree non sono tuttavia estremamente rilevanti, carattere questo da ricollegare probabilmente al fatto che il sollevamento del settore meridionale (Cornate-P.gio di Montieri) è da considerarsi relativamente recente. La porzione centrale del territorio della Comunità Montana VC è occupata dalla pianura alluvionale del fiume Cecina, il cui tratto più ampio si estende approssimativamente in direzione EO, tra la confluenza dei torrenti Sterza e Lupicaia, ad occidente, e quella con il torrente Fosci, ad oriente.

Come detto, il fiume Cecina è il principale elemento dell'idrografia e ad esso sono associati numerosi affluenti; tra quelli più importanti si hanno da monte verso valle, in sinistra idrografica, il torrente Pavone, il Trossa ed il torrente Sterza, in destra idrografica il torrente Fosci, il torrente Zambra, il Cortolla e il Lupicaia. Subordinatamente, occorre evidenziare la presenza di tratti dei fiumi Era e Cornia che attraversano il territorio della Comunità Montana della Val di Cecina, rispettivamente nel settore settentrionale (a nord di Volterra) e meridionale (a sud di Castelnuovo Val di Cecina). Il Cecina nasce poco a valle dell'abitato di Gerfalco, dalla riunione dei fossi Rimaggio e Bucafaggi. Globalmente, il suo bacino si sviluppa secondo due direzioni principali: una NW-SE, concordante con quella dei grandi allineamenti di faglie dell'Appennino, che corrisponde al suo andamento nella media-valle, e una antiappenninica E-W, che il fiume segue invece nella sua parte più bassa; la prima individua la parte antica del corso, che verosimilmente continuava nel corso del fiume Era, l'altra è invece da ricollegare a movimenti tettonici relativamente recenti.

Allo scopo di completare il quadro idrografico del territorio analizzato, sembra infine utile mettere in evidenza la presenza di numerosi impluvi naturali che solcano i rilievi della zona, più o meno marcatamente incisi, la cui distribuzione risulta influenzata da vari fattori tra cui: caratteri litologici, clima, copertura vegetale e acclività.

Note meteorologiche

Le temperature medie annue dell'area studiata oscillano intorno ai 14 °C, toccando i valori estremi di 13.2°C (anno 1980) e di 15.0°C (anno 1990). Nel corso del tempo è stata osservata una leggera variazione in senso positivo della temperatura, in conseguenza del quale essa si è sempre mantenuta, dal 1985 e al 1990, tra 14.5 ed i 15.0 °C. La distribuzione delle temperature medie annue vede valori di poco superiori a 15°C, registrati nei settori posti lungo il margine ovest dell'area (le valli del fiume Cornia, del torrente Sterza, dell'Era e della media valle del Cecina) e valori inferiori misurati in corrispondenza dei rilievi di Montecatini V.C., di Volterra e, soprattutto, delle Cornate (1060 m, s.l.m.), punto quest'ultimo dove si scende a valori medi annui inferiori a 11°C. Il mese mediamente più freddo risulta essere gennaio, periodo in cui le temperature variano tra valori di poco superiori ai 7°C (nelle depressioni vallive sul versante marittimo dell'area) e valori poco al di sotto di 5°C (rilievi di Montecatini V.C. e Volterra) o addirittura inferiori ai 3°C (Le Cornate). Il mese mediamente più caldo è invece luglio caratterizzato da temperature medie che sui rilievi scendono di poco al di sotto dei 21°C, che si attestano intorno ai 23°C nelle aree collinari e tendono invece a superare i 24°C nelle zone più depresse dei fondovalle.

Le precipitazioni medie annue si attestano invece intorno ai 900 mm/anno, con un trend temporale caratterizzato da andamento decrescente, che ha concentrato tra il 1985 ed 1990 una serie di minimi di piovosità, in corrispondenza dei quali le precipitazioni hanno oscillato intorno agli 800 mm. La distribuzione delle precipitazioni è regolata dai fattori orografici e di esposizione ai venti marittimi, che portano le precipitazioni ad essere più contenute sui versanti esposti al mare. Due principali aree risultano attualmente soggette a precipitazioni crescenti: i rilievi di Montecatini V. C. (> 1000 mm/a) e delle Cornate (>1150 mm/a). Il mese di luglio risulta essere quello più secco, con valori di apporti meteorici sostanzialmente compresi tra 25 e 40 mm/mese, ed una distribuzione che vede le aree di minimo disporsi lungo i versanti a mare, o gli assi vallivi più ampi e le aree di massimo insistere invece in corrispondenza dei rilievi più interni. Per contro, il mese più piovoso, novembre, evidenzia apporti meteorici che oscillano tra valori di 110 e di 135 mm/mese; le precipitazioni tendono a concentrarsi in corrispondenza dei rilievi di Montecatini V.C. (>125 mm/mese) e delle Cornate (>135 mm/mese), mentre tendono ad attestarsi poco al di sotto dei 110 mm/mese lungo il parallelo corrispondente all'asse della media valle del Cecina.

Caratterizzazione della vegetazione

Il bacino idrografico del fiume Cecina presenta un paesaggio estremamente vario. Circa la metà della superficie del bacino è occupata da boschi (circa 365

Km²), il resto è un mosaico di terreni agricoli destinati per lo più alla coltura di cereali, al pascolo e in parte ad oliveti e vigneti. Solo una minima porzione del territorio è coperta da aree urbane.

L'orografia della zona determina un continuo succedersi di dolci aree collinari e ripide pendici con valli aperte o incassate. Questa movimentata struttura del territorio, unita alla varietà dei suoli e soprattutto alla presenza di diverse condizioni microclimatiche, fa sì che la Val di Cecina ospiti una vegetazione piuttosto differenziata e perciò molto interessante dal punto di vista naturalistico.

Anche se lo sfruttamento secolare dell'uomo ha alterato profondamente l'assetto originario del territorio con pratiche agricole e selvicolturali, in Val di Cecina si sono mantenute diverse zone poco accessibili o poco produttive che conservano ancora un buon livello di naturalità. Inoltre, dal 1997 la Comunità Montana gestisce tre Riserve naturali: Montenero, Monterufoli-Caselli e Berignone, che coprono complessivamente una superficie di oltre 70 Km².

I principali tipi di vegetazione che interessano la maggior parte delle aree boschive della Val di Cecina sono i boschi a dominanza di sclerofille sempreverdi mediterranee e i boschi di latifoglie decidue.

All'interno poi di queste due categorie, si possono distinguere situazioni più o meno evolute (boschi), più o meno degradate (macchie e garighe) in seguito all'entità e alla durata dello sfruttamento antropico e alla fertilità del terreno. Inoltre, diverse condizioni microclimatiche dovute a differente esposizione, disponibilità idrica e fertilità del suolo, determinano associazioni vegetali costituite dalle specie più adatte a quelle determinate condizioni. Si definiscono mesofili i raggruppamenti forestali che necessitano di un continuo apporto idrico e che crescono su suoli più freschi e profondi come sui versanti settentrionali o lungo gli impluvi; i boschi termofili invece sono quelli che si sviluppano in luoghi più asciutti e assolati, con suoli superficiali di solito presenti sui versanti esposti a sud.

I boschi di sclerofille sempreverdi si trovano in zone con clima temperato-caldo con aridità estiva e sono costituiti da specie sempreverdi e sclerofille, cioè con foglie coriacee e cerosi atte a limitare la perdita d'acqua. Si trovano in aree costiere, sui versanti collinari più vicini al mare ed esposti a sud e con suoli superficiali. Sono caratterizzati, negli stadi più evoluti, dalla massiccia presenza del leccio (*Quercus ilex*); le situazioni più degradate vengono definite macchie e garighe. Le altre essenze che costituiscono questo tipo di vegetazione, tutte adattate a sopportare condizioni di aridità sono: fillirea (*Phillyrea latifolia*), alaterno (*Rhamnus alaternus*), lentisco (*Pistacia lentiscus*), mirto (*Myrtus communis*), eriche (*Erica arborea*, *Erica scoparia*), corbezzolo (*Arbutus unedo*), viburno (*Viburnum tinus*). In alcuni casi si trovano boschi misti in cui le sclerofille sono associate a latifoglie decidue termofile, cioè meno esigenti in quanto a dispo-

bilità idrica, come l'orniello (*Fraxinus ornus*).

Nelle riserve naturalistiche di Monterufoli-Caselli e Berignone, su suoli più evoluti ed in situazioni più fresche, ci sono notevoli leccete mesofile in cui il leccio si trova associato anche a latifoglie che richiedono un ambiente più umido.

I boschi di latifoglie decidue sono dominati dalle querce caducifoglie; le più rappresentate in Val di Cecina sono la roverella (*Quercus pubescens*), la rovere (*Quercus petraea*) e il cerro (*Quercus cerris*).

Vi sono boschi termofili in cui dominano il cerro e la roverella, ma c'è buona partecipazione di sclerofille sempreverdi come fillirea (*Phillyrea latifolia*), viburno (*Viburnum tinus*) e corbezzolo (*Arbutus unedo*). In aree più umide e fresche o lungo impluvi, oltre al cerro sono presenti olmo campestre (*Ulmus minor*), acero campestre (*Acer campestre*), melo selvatico (*Malus sylvestris*), ciavardello (*Sorbus torminalis*).

All'interno delle riserve un particolare rilievo hanno i popolamenti di rovere (*Quercus petraea*) del Bosco di Tatti, che si trova nella parte alta del bacino idrografico del torrente Fosci, affluente di destra del fiume Cecina, ed ha un'estensione di circa 5 Km². La presenza di un notevole nucleo di rovere in questa area riveste una particolare importanza in quanto è una specie che si ritrova solo sporadicamente in Italia centrale e meridionale dato che è stata progressivamente sostituita, in seguito al disturbo antropico, dal cerro (*Quercus cerris*) o dalla roverella (*Quercus pubescens*), che sono specie meno esigenti.

In alcune zone del Bosco di Tatti la fitocenosi dominata dalla rovere risulta così complessa da poter essere considerata una fase climax. Le altre essenze che accompagnano la rovere sono cerro (*Quercus cerris*), carpino nero (*Ostrya carpinifolia*), carpino bianco (*Carpinus betulus*), ciavardello (*Sorbus torminalis*), acero campestre (*Acer campestre*), melo selvatico (*Malus sylvestris*), pero selvatico (*Pyrus pyraeaster*) e un sottobosco con biancospino (*Crataegus laevigata*), corniolo (*Cornus mas*), agrifoglio (*Ilex aquifolium*) lonicera (*Lonicera etrusca*), *Rubia peregrina*, berretta del prete (*Euonymus europaeus*), *Daphne laureola*.

Altre comunità vegetali caratteristiche della Val di Cecina sono quelle di gariga su affioramenti di rocce ofiolitiche; tra queste le più significative si trovano nella riserva di Monterufoli-Caselli.

Le associazioni vegetali delle garighe serpentinicole crescono in condizioni particolarmente ostili in quanto si trovano su suoli superficiali derivati da rocce ofiolitiche ricche di metalli pesanti (nichel, cromo, cobalto, manganese) con effetto fitotossico, hanno ridotta disponibilità di nutrienti e di acqua a causa della scarsa ritenzione idrica del litosuolo. Perciò solo poche specie vegetali sono adattate a queste peculiari condizioni ambientali, ed inoltre, specie che presenterebbero un aspetto più florido in ambienti ospitali assumono sul serpentino una

particolare fisionomia stentata, essendo di dimensioni ridotte e più prostrate.

In diverse zone rupestri della Toscana sono state descritte cenosi simili su substrati serpentinosi costituite da specie endemiche (*Alyssum bertolonii*, *Thymus striatus* var. *ophiolicus*, *Centaurea aplolepa* subsp. *carueliana*, *Euphorbia nicaeensis* subsp. *prostrata*, *Armeria denticulata*, *Stachys recta* subsp. *serpentinii*).

Su questo tipo di substrato sono presenti anche comunità vegetazionali più evolute caratterizzate dal ginepro rosso (*Juniperus oxycedrus*) associato a fillirea (*Phillyrea latifolia*), erica arborea (*Erica arborea*), erica scoparia (*Erica scoparia*), leccio (*Quercus ilex*) e corbezzolo (*Arbutus unedo*).

Lungo i corsi d'acqua si osserva un tipo di vegetazione detta "azonale" che cioè non varia secondo le condizioni climatiche generali perché il fattore principale che la determina è proprio la presenza dell'acqua. La portata fluviale, la morfologia degli argini, la qualità del terreno e la profondità della falda influenzano poi l'instaurarsi del tipo di vegetazione che colonizza le sponde e si sviluppa secondo una successione di fasce parallele agli argini. In prossimità del corso d'acqua si trova la vegetazione costituita da specie erbacee pioniere del greto, quindi si hanno i saliceti, il tipo di vegetazione ripariale più diffuso in Val di Cecina. Le specie di salice sono molte e tendono ad ibridarsi tra loro (*Salix alba*, *Salix purpurea*, *Salix triandra*, *Salix eleagnos*, *Salix viminalis*). I salici sono allo stato arbustivo vicino al corso d'acqua, in situazione più precaria, poi si hanno saliceti arborei e quindi pioppete (*Populus alba*, *Populus nigra*) associate ad altre latifoglie. Lungo la rete idrografica della Val di Cecina è presente anche vegetazione ripariale caratterizzata dall'ontano nero (*Alnus glutinosa*).

Caratterizzazione delle acque reflue

Gli scarichi sono stati caratterizzati attraverso una specifica campagna di monitoraggio. I risultati relativi agli scarichi urbani sono evidenziati nella Tabella 2 mentre quelli del percolato della discarica di Buriano sono riportati nella Figura 1.

Parametro	Minimi	Massimi
pH	6,95	8,48
Cloruri mg/l	38,8	270,5
COD (mg/l)	41,9	872,3
N-Ammoniacale (mg/l)	3	249,3
N-nitrico (mg/l)	0,94	10,5
P-totale (mg/l)	0,36	9,75
N-totale (mg/l)	12,8	218,5
BOD5 (mg/l)	7,1	570,1
MBAS (mg/l)	3,6	72,2
TNI (mg/l)	2	6,7
Solidi sospesi (mg/l)	44	290
Escherichia Coli (U.F.C./100ml)	20000	7300000
Saggio di Tossicità (% immobilità)	0	100

Tabella 2 *Caratterizzazione dei principali parametri analizzati dei reflui urbani*

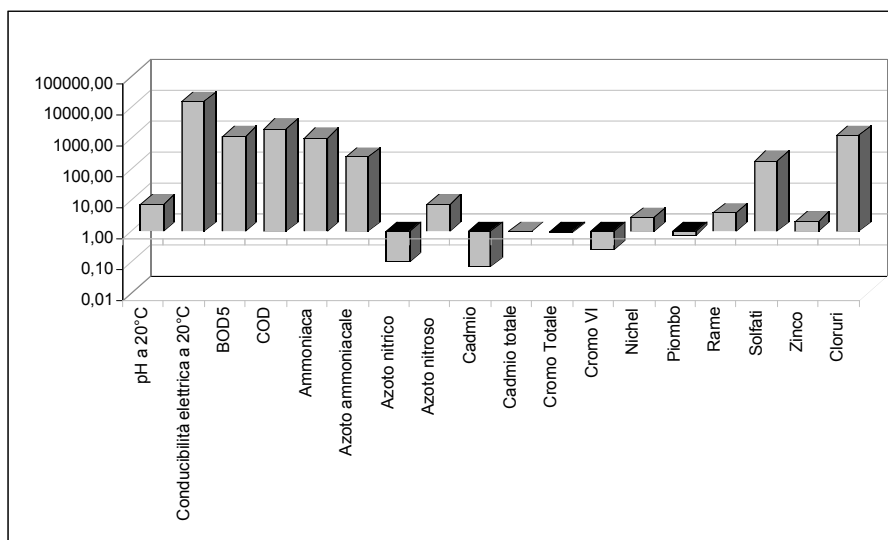


Figura 1 *Valori medi dei principali parametri analizzati del percolato della discarica di Buriano*

I dati mostrati nella Tabella 2 mostrano che i parametri sono conformi a normali scarichi civili.

Le ipotesi progettuali

Comune di Castelnuovo Val di Cecina

Nel Comune di Castelnuovo Val di Cecina i centri abitati oggetto dello studio sono le frazioni di Sasso Pisano e Montecastelli; il capoluogo, che al momento non è servito da impianto di depurazione per le acque reflue, non è stato inserito in quanto nel 1995 era già stato effettuato uno Studio di Fattibilità sulle tipologie depurative appropriate per il quale l'Amministrazione aveva ricevuto il Premio Carnia per l'Ambiente. Tale progetto dovrà comunque essere rivisto in fase di progettazione definitiva alla luce dell'attuale normativa e dei nuovi obiettivi depurativi che essa individua per tale tipologia d'utenza.

Comune di Castelnuovo		
Località	Residenti	Res.+ flutt.
Castelnuovo V.C.	1.819	2.220
Sasso Pisano	466	500
Montecastelli P.no	190	250
Leccia	20	50
Totale		2.495

Tabella 3 *Analisi dell'utenza del Comune di Castelnuovo V.C.*

Nelle due frazioni esaminate la rete fognaria, di tipo misto, è incompleta e pertanto sono presenti più punti di scarico dei reflui.

Nel caso di Montecastelli l'ipotesi progettuale consiste nella realizzazione di un sistema di fitodepurazione in un'area a valle dei tre punti di arrivo degli scarichi che potranno raggiungere il sistema depurativo presumibilmente per gravità.

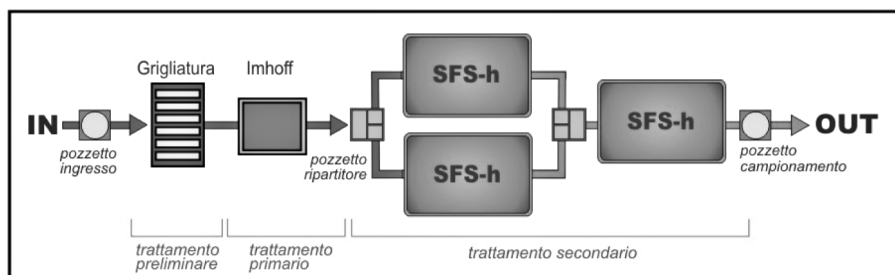


Figura 2 *Schema a blocchi del sistema depurativo di Montecastelli*

Per quanto riguarda la frazione di Sasso Pisano, invece, abbiamo elaborato tre ipotesi:

- a) IPOTESI 1: due impianti di fitodepurazione
- **Impianto A**, che tratta gli scarichi di un'utenza di circa 420 AE in un'area a Nord del centro storico;
 - **Impianto B**, per i reflui di circa 80 AE della parte a Nord-Ovest della frazione priva di rete fognaria in area adiacente ad un pozzetto di raccolta dei reflui provenienti da alcune abitazioni.
- b) IPOTESI 2: tre impianti di fitodepurazione
- **Impianto A**, che tratta gli scarichi per un'utenza stimata pari a 300 AE;
 - **Impianto B**, a servizio di un'utenza di circa 120 AE da realizzarsi in area limitrofa al campo sportivo;
 - **Impianto C**, che tratta i reflui di un'utenza stimata pari a 80 AE.
- c) IPOTESI 3: Centralizzazione del sistema depurativo
- In tal caso si prevede la realizzazione di due stazioni di sollevamento e di due condotte in pressione che portano i reflui in un unico sito.

Nelle ipotesi 1 impianto A e 3 la soluzione optata è quella di un sistema multistadio, come riportato nello schema a blocchi della Figura 3. In tutti gli altri casi i sistemi ipotizzati sono a flusso sommerso orizzontale.

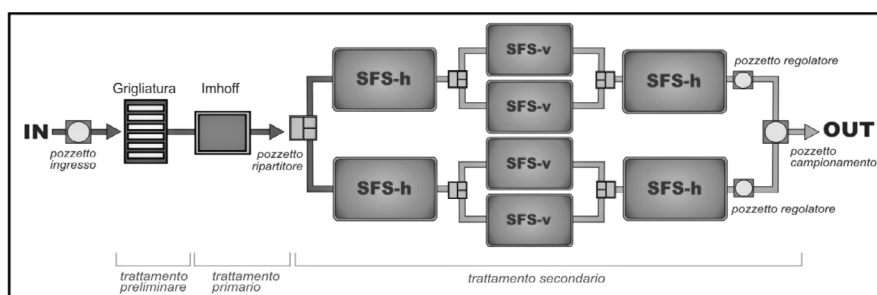


Figura 3 Schema a blocchi del sistema depurativo di Sasso Pisano - ipotesi 1 A e 3

Comune di Montecatini Val di Cecina

Il Comune di Montecatini ha numerosi nuclei abitati, perlopiù di piccola utenza, sparsi sul territorio, i principali dei quali sono riportati nella seguente Tabella.

Comune di Montecatini V.C.		
Località	Residenti	Res. + flutt.
Montecatini V.C.	516	600
Ponteginori	527	600
Fraz. Sassa	150	
Fraz. Querceto	34	
Loc. Ligia	33	
Loc. Miniera	28	
Loc. Gabella	23	
Loc. Casino di Terra	19	
Loc. S. Michele	14	
Loc. Miemo	13	
Loc. Casagli	10	
Loc. Buriano	4	
Case sparse	629	
Totale		2.000

Tabella 4 Centri abitati del Comune di Montecatini V.C.

Oggetto del nostro studio sono stati i centri abitati con maggiore utenza: il capoluogo e la frazione di Ponteginori, entrambi serviti da reti fognarie miste.

Il capoluogo presenta un sistema fognario frammentato e in alcune aree urbane i reflui in uscita di singole abitazioni confluiscono nell'ambiente tal quale, creando un forte impatto igienico-sanitario e dando origine a cattivi odori. In tal caso abbiamo elaborato due ipotesi progettuali:

a) IPOTESI 1: sistema depurativo centralizzato.

Prevediamo il collettamento di tutti i reflui in un'area a sud-ovest dell'abitato. In tal caso si dovranno prevedere una o più stazioni di sollevamento e un collettore finale in funzione dell'esatta ubicazione del sistema depurativo. Il sistema depurativo nel suo complesso sarà costituito da un trattamento preliminare (sistema di grigliatura) seguito da un trattamento primario e successivamente da un sistema multistadio di fitodepurazione come illustrato nello schema a blocchi riportato nella Figura 3 relativa alla frazione di Sasso Pisano.

b) IPOTESI 2: decentralizzazione del sistema depurativo.

In questa ipotesi prevediamo la realizzazione di due impianti di fitodepura-

zione: il primo, più grande, che tratterebbe i reflui provenienti dalla parte sud, sud-ovest e sud-est dell'abitato, circa il 65% delle utenze complessive. In tal caso è stata individuata un'area a sud di Montecatini V.C. dove attualmente confluiscano per gravità la maggior parte degli scarichi. Il secondo, di più modeste dimensioni, per le restanti utenze. In questa ipotesi gli impianti, a flusso sommerso orizzontale del tipo riportato nella Figura 2, sarebbero alimentati per gravità.

Nella frazione di Ponteginori invece la rete fognaria, sempre di tipo misto, è completa e confluisce in un trattamento primario, ad oggi non funzionante, dopodichè scarica in un unico punto direttamente nel fiume Cecina. L'utenza è costante tutto l'anno.

Per questa frazione si ipotizza la realizzazione di un impianto di fitodepurazione in un'area che si trova lungo la strada statale n. 68. I reflui dovranno essere convogliati al sito mediante stazione di sollevamento e condotta in pressione che sarà posizionata lungo la strada. Viste le ampie aree a disposizione lo schema d'impianto previsto potrà essere multistadio come previsto per l'ipotesi centralizzata di Montecatini V.C., oppure costituito dal solo sistema orizzontale con più vasche poste in serie seguito da un FWS. In tal caso, in fase di progettazione definitiva, la scelta della soluzione appropriata, visto che il corpo recettore dell'effluente è il fiume Cecina (Bacino Pilota), dovrà tenere conto di quanto previsto della Direttiva Comunitaria 2000/60/CE in applicazione della stessa.

Comune di Pomarance

Il Comune di Pomarance ha 6520 residenti di cui il 55% circa residente nel capoluogo e gli altri suddivisi nelle principali frazioni, come si evince dalla seguente tabella.

Comune di Pomarance		
<i>Località</i>	<i>Residenti</i>	<i>Res.+ flutt.</i>
Pomarance	3.625	7.980
Lustignano	229	510
Serrazzano	541	1.200
Micciano	152	200
Montegemoli	138	200
Libbiano	53	100
Altro	1.782	
Totale	6.520	

Tabella 5 *Analisi utenza del Comune di Pomarance*

Il capoluogo è attualmente servito da una rete fognaria, ma non da un sistema di depurazione centralizzato, né è presente un collettore che raccoglie le acque reflue in un unico punto, ma vi sono circa 6 punti di scarico, di cui i principali sono quello ricadente da Loc. Boldrona (circa il 45%) e quello nella zona del Botro dell'Aia (circa il 30%). La rete fognaria è di tipo misto.

Vista la complessità della situazione sono state elaborate varie ipotesi, ma quella più praticabile tenendo conto della tipologia dell'utenza, della morfologia dell'area e degli obiettivi depurativi è la soluzione integrata: ossia un sistema convenzionale seguito da un post-trattamento con fitodepurazione come riportato nel seguente schema:

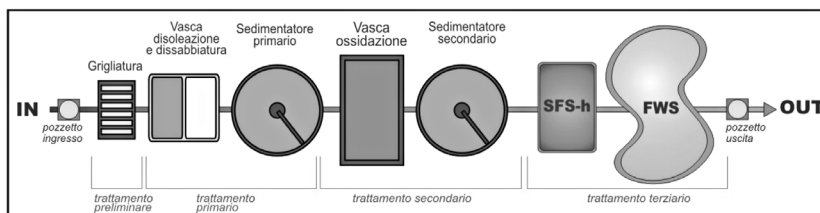


Figura 4 Schema a blocchi del sistema centralizzato di Pomarance

Tale ipotesi trova conferma anche negli orientamenti dell'azienda ASA-ASAV che nel 1999 aveva elaborato un progetto preliminare a fanghi attivi.

Per le frazioni con utenza minore, Libbiano, Lustignano, Micciano e Montegemoli sono stati previsti impianti semplici a flusso sommerso orizzontale, con vasche poste in parallelo e/o in serie, mentre per la frazione di Serrazzano, con utenza superiore, sono state fatte due ipotesi:

- a) IPOTESI 1: sistema fitodepurazione HF+VF+HF (simile a quello previsto per Montecatini V.C. e Sasso Pisano e riportato nello schema in Figura 3);
- b) IPOTESI 2: sistema a fanghi attivi del tipo previsto per il capoluogo e post-trattamento mediante fitodepurazione (Figura 4).

Comune di Volterra

I principali centri abitati del Comune di Volterra sono riportati nella seguente tabella.

Comune di Volterra		
<i>Località</i>	<i>Residenti</i>	<i>Res.+ flutt.</i>
Volterra (abitato)	9.000	
Saline di Volterra (abitato)	1.300	
Villamagna	220	300
Altro	742	
Totale	11.262	

Tabella 6 *Centri abitati del Comune di Volterra*

Per il capoluogo e per la frazione di Saline sono previsti degli impianti a fanghi attivi, pertanto lo studio ha preso in considerazione solo la frazione di Villamagna.

In questa frazione la rete fognaria, di tipo misto, è frammentata e non esiste un unico punto di scarico. Infatti dai sopralluoghi effettuati sono stati individuati cinque scarichi principali.

Abbiamo comunque ipotizzato la realizzazione di un unico impianto di fito-depurazione di potenzialità 220-300 AE con un collettore in un'area a sud-est dell'abitato. In tale zona la maggior parte dei reflui possono giungere per gravità, mentre gli altri dovranno essere collettati con stazione di sollevamento. Lo schema dell'impianto previsto è simile a quello delle frazioni minori di Pomarance, ossia a flusso sommerso orizzontale con vasche poste in serie e/o in parallelo.

Discarica di Buriano

La necessità di un'efficiente raccolta e di un successivo trattamento del percolato prodotto dalle discariche di rifiuti solidi, al fine di evitare gravi fenomeni di inquinamento delle acque sotterranee e superficiali, è ormai largamente riconosciuta sia in sede scientifica che non.

Gli approcci tradizionali, come ad esempio l'adozione di impianti di trattamento ad alta tecnologia posti direttamente sul luogo di raccolta del percolato o, molto più comunemente, il trasporto dello stesso a depuratori centralizzati, si sono dimostrati di difficile gestione e fonte di numerosi problemi per i seguenti motivi:

1. per quanto concerne i trattamenti diretti sul sito di discarica, i costi, sia per il trattamento che per la manutenzione, risultano elevati, senza parlare delle ingenti spese di installazione;
2. il trasporto su strada di reflui ad elevata concentrazione di inquinanti comporta alti coefficienti di rischio di incidenti rilevanti, e l'immissione di questi

in testa agli impianti di trattamento di acque reflue crea normalmente gravi disturbi ai delicati processi biologici che costituiscono il “motore” della depurazione stessa;

3. i bassi tempi di ritenzione dei sistemi convenzionali non sono sufficienti per la completa ossidazione e decomposizione delle molecole più complesse presenti nei percolati, pertanto in molti casi si ha solo un effetto di diluizione e gli inquinanti vengono rilasciati nei corpi idrici recettori.

Si dimostra quindi necessaria la scelta di una tipologia di trattamento localizzata in prossimità del sito di discarica, ma con tecnologia relativamente semplice e soprattutto con bassi costi di realizzazione, di gestione operativa e di mantenimento, in special modo per il lungo periodo successivo alla chiusura della discarica stessa. Occorre dunque una tecnologia che dia maggiori garanzie sui processi depurativi.

In ambito europeo ed internazionale, l'applicazione della fitodepurazione per il trattamento delle acque di percolazione da discariche e di reflui industriali ha mostrato, in questi ultimi anni, brillanti risultati. Infatti dai dati di monitoraggio emerge che i sistemi naturali sono particolarmente efficaci nell'abbattimento del carico organico (compresi gli organici recalcitranti alla degradazione), dei metalli pesanti e delle elevate concentrazioni di ione ammonio caratteristiche dei comuni percolati.

Un ulteriore, ma non trascurabile vantaggio, consiste nella grande diminuzione di volume del liquido causata dall'azione evapo-traspirativa delle essenze vegetali, e quindi in una riduzione dei costi di smaltimento.

L'utilizzo di queste biotecnologie a basso impatto ambientale, con bassi costi di realizzazione e gestionali con buone rese di trattamento, sta prendendo sempre più campo a livello internazionale; a titolo di esempio basta citare la conferenza internazionale intitolata “Constructed Wetlands for the Treatment of Landfill Leachates” tenuta nel Michigan (USA) nel giugno 1997, in cui sono stati riportati i risultati di circa trenta applicazioni di questa tipologia impiantistica.

In Italia pochissime sono le esperienze in merito, di cui una in Toscana nel Comune di Filattiera, ma i risultati che hanno dato sono buoni.

Tenendo conto delle caratteristiche del percolato della Discarica di Buriano, nonché della morfologia dell'area a valle della stessa, abbiamo ritenuto fattibile il trattamento in loco del percolato con un sistema naturale.

La soluzione progettuale proposta prevede un primo stadio rappresentato da uno stagno areato seguito da un secondo stadio a flusso sommerso orizzontale e da un terzo stadio con sistema a flusso superficiale, come riportato nella Figura 5, ed un'area adibita a bio-remediation.

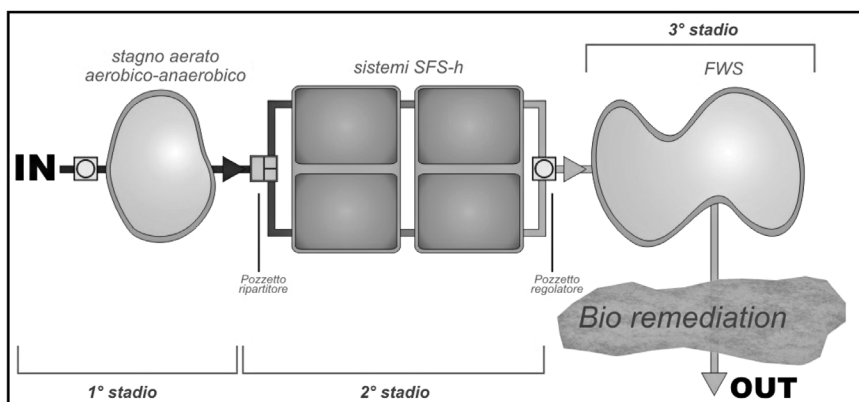


Figura 5 Schema a blocchi del sistema di trattamento del percolato

Lo stagno areato ha principalmente due funzioni: la forte ossidazione del refluo, necessaria per la rimozione dello ione ammonio che ha valori molto alti in ingresso, e la rimozione dei solidi sospesi (sedimentazione primaria) nel comparto finale anaerobico dello stagno stesso.

Nel secondo stadio invece si ha la rimozione del carico organico e di parte dei metalli pesanti, la filtrazione dei solidi sospesi non rimossi nello stagno, la denitrificazione.

Il terzo stadio, con funzione di affinamento, serve soprattutto per il processo di denitrificazione e la rimozione mirata dei metalli rimasti nella matrice idrica mediante l'utilizzo di opportune essenze (bio-remediation).

L'area utile necessaria per la realizzazione del sistema è di circa 5700 mq per un ingombro totale di circa 10.000 mq.

Il sistema è stato pensato nel rispetto della naturalità del territorio, e comunque non andrebbe a disturbare un habitat formatosi in questi anni per rinaturalizzazione spontanea dei laghetti, originatisi proprio a seguito di fenomeni di subsidenza causati dal pompaggio delle salamoie per l'estrazione del sale.

Conclusioni

Lo studio di fattibilità realizzato, oltre ad aver individuato le soluzioni progettuali più idonee al trattamento degli scarichi dei diversi Comuni, permette di fare alcune considerazioni di carattere generale che possono orientare non solo le scelte progettuali, ma anche l'approccio pianificatorio a scala di bacino.

Il nuovo quadro normativo emerso in seguito alla approvazione del D.Lgs.

152/99, rinnova infatti profondamente la “filosofia” della pianificazione degli interventi per la prevenzione dell’inquinamento. Il vecchio approccio della Legge “Merli” puntava alla realizzazione di opere di collettamento e depurazione che garantissero il rispetto degli standard allo scarico: compito del vecchio PRRA era, in buona sostanza, individuare gli scarichi, colletterli e trattarli in modo che rispettassero i limiti delle tabelle.

Ben più complesso è il compito del Piano di Tutela, stralcio del Piano di bacino previsto dal D.Lgs: tale Piano deve individuare i corpi idrici che non rispettano gli obiettivi di qualità stabiliti, comprenderne le cause, ipotizzare gli interventi che consentano il raggiungimento degli obiettivi di qualità ai corpi idrici, dosando, da un lato le risorse disponibili, dall’altro i limiti agli scarichi, che non sono più fissi, ma possono essere resi più o meno restrittivi in ragione del potenziale impatto che la loro applicazione comporta.

Anche in termini di possibili interventi gli strumenti a disposizione del Piano di Tutela sono più numerosi rispetto a quelli del PRRA che (anche per carenze culturali degli operatori in quell’epoca) erano limitati a fognature e depuratori. Il Piano di Tutela, teoricamente, può e deve agire su tutto il bacino intervenendo sulle derivazioni (minimi deflussi vitali), sulle capacità “tampone” del territorio (modifiche dell’uso del suolo, diffusione di siepi, filari, strisce erbacee), sulla capacità autodepurativa dei corsi d’acqua (rinaturalizzazione, creazione di wetlands in alveo), ricorrendo ad opere, ma anche a prescrizioni, raccomandazioni, incentivi.

I risultati dello studio di fattibilità qui presentati, non hanno la pretesa di anticipare la complessità dell’articolazione di un piano di tutela, ciononostante consentono di dare alcune prime indicazioni utili al pianificatore.

Per ognuno dei Comuni indagati (vedi Tabella 1), infatti, si è cercato di individuare tra gli interventi da realizzare, delle priorità rispetto agli obiettivi di qualità del corpo recettore e dell’ambiente, rispetto alle utenze e alle condizioni di sicurezza igienico-sanitarie. Risulta chiaro, ad esempio, che il trattamento degli scarichi della frazione di Ponteginori del Comune di Montecatini V.C., che recapitano direttamente nel fiume Cecina, necessitano di una pronta soluzione.

In questo caso la realizzazione dell’impianto di trattamento dovrebbe avere priorità maggiore rispetto ad utenze minori che scaricano in fossi campestri e dovrebbe essere finalizzata a garantire gli obiettivi suggeriti dall’applicazione della Direttiva Comunitaria 2000/60/CE nel Bacino del fiume Cecina in qualità di Bacino Pilota.

Anche i centri abitati con utenze maggiori, come ad esempio Pomarance, Montecatini V.C e Serrazzano, necessitano di attenzione, non fosse altro per l’elevato impatto igienico-sanitario e ambientale che hanno sul territorio.

In generale riteniamo opportuno che la progettazione degli interventi sia preceduta da un approfondimento conoscitivo sul corpo recettore, in modo da valutare con maggior precisione in sede di progettazione definitiva i possibili effetti dello scarico nelle condizioni attuali e quelli prevedibili una volta realizzato il trattamento.

Infine dallo studio emerge che la depurazione naturale è una tipologia impiantistica appropriata al territorio della Comunità Montana della Val di Cecina e ne rispetta pienamente le caratteristiche morfologiche, naturalistiche ed ambientali.

CENTRO ABITATO	A.E	TRATTAMENTO SECONDARIO	mq utili
CASTELNUOVO V.C.			
Montecastelli	190-250	HF	930
Sasso Pisano			
Ipotesi 1			
A	420	HF+VF+HF	1400
B	80	HF	300
Ipotesi 2			
A	300	HF	1280
B	120	HF	490
C	80	HF	300
Ipotesi 3			
sistema centralizzato	500	HF+VF+HF con ricircolo	1650
MONTECATINI V.C.			
capoluogo			
Ipotesi 1			
sistema centralizzato	516-600	HF+VF+HF con ricircolo	2400
Ipotesi 2			
A	335-390	HF	1700
B	190-210	HF	900
Ponteginori	527-600	HF+FWS	3000
Discarica	/	Laguna areata+HF+FWS+Bioremediation	5670
POMARANCE			
capoluogo	3600-8000	fanghi attivi + HF+ FWS	5000
Libbiano	53-100	HF	320
Lustignano	230-510	HF	1650
Micciano	152-200	HF	200
Montegemoli	138-190	HF	690
Serrazzano			
Ipotesi 1	500-1200	HF+VF+HF con ricircolo	5600
Ipotesi 2	500-1200	fanghi attivi + HF+FWS	1000
VOLTERRA			
Villamagna	220-300	HF	1100

Tabella 7 *Tabella riassuntiva degli interventi*

LA FITODEPURAZIONE NEL CONTESTO DELL'IMPLEMENTAZIONE DELLA DIRETTIVA QUADRO 2000/60/CE NEL BACINO PILOTA DEL FIUME CECINA

Giorgio Pineschi, Sergio Sgroi

La Direttiva quadro 2000/60/CE rappresenta un fondamentale momento nel coordinamento continentale delle politiche dell'acqua. La Direttiva quadro amplia il campo di applicazione della protezione delle risorse idriche a tutte le acque e agli ecosistemi che da esse dipendono e stabilisce precisi obiettivi da perseguire entro scadenze definite. In particolare, la Direttiva stabilisce che gli Stati Membri devono adoperarsi affinché, entro il 2015, tutti i corpi idrici raggiungano la condizione di “buono stato”. La Direttiva coniuga inoltre l'obbligo di tutela della qualità dei corpi idrici con l'obbligo di mantenimento della sostenibilità dei bilanci idrici in relazione agli usi della risorsa e al sostentamento della vita acquatica, riconfermando così l'inscindibile legame tra qualità e quantità.

La Direttiva stabilisce pertanto un nuovo quadro di riferimento per la tutela delle acque a scala di bacino e si configura, già da ora, come una sfida difficile e ambiziosa per tutti gli Stati membri, che dovranno recepirla formalmente entro la fine di questo anno.

Consapevoli dell'importanza e della difficoltà connessa all'attuazione della Direttiva, gli Stati membri, la Norvegia e la Commissione europea hanno convenuto, nel maggio 2001, di sviluppare una “strategia comune d'implementazione” capace di produrre linee guida e strumenti condivisi per facilitare l'attuazione di specifici aspetti tecnici (analisi delle pressioni ed impatti, corpi idrici fortemente modificati, condizioni di riferimento, acque costiere e di transizione, intercalibrazione, analisi economica, monitoraggio, acque sotterranee, migliori pratiche nella pianificazione dei bacini idrografici (GIS – Fig.1).

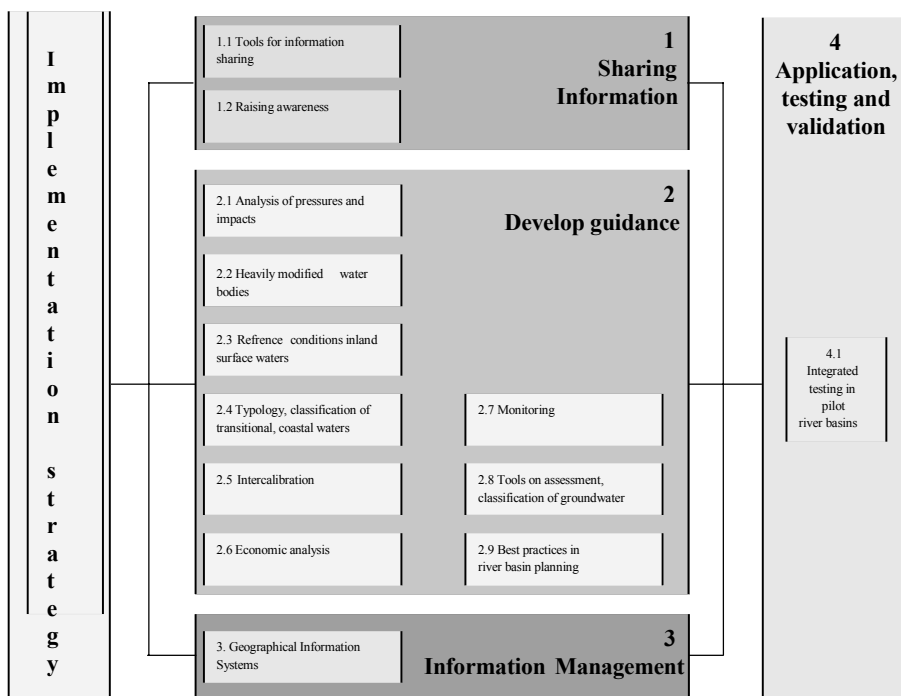


Figura 1 *Struttura della Strategia Comune di Implementazione*

La strategia comune d'implementazione prevede che tali linee guida vengano applicate e testate in bacini selezionati in tutta Europa in qualità di *bacini pilota* dove effettuare l'anticipazione sperimentale della Direttiva stessa. Nel corso dell'ultimo meeting dei Direttori delle Acque tenutosi lo scorso novembre a Copenhagen, sono state ufficialmente approvate le linee guida e le proposte per i bacini pilota su cui applicarle: per l'Italia i bacini pilota sono il bacino del Tevere e il bacino del Cecina (Fig. 2).

TP2. Pilot River Basin Network

Proposals submitted by the Countries:

- B, F, NL (Scheldt)
- D, F, Lux (Moselle-Sarre)
- Denmark (Odense)
- Finland (Oulujoki)
- Norway (Suldalsvassdraget)
- France (Marne)
- Ireland (Shannon)
- Greece (Pinios)
- Portugal (Guadiana)
- Spain (Júcar)
- Italy (Cecina, Tevere)
- Romania Hungary (Somos)
- CZ, D, PL (Neisse)

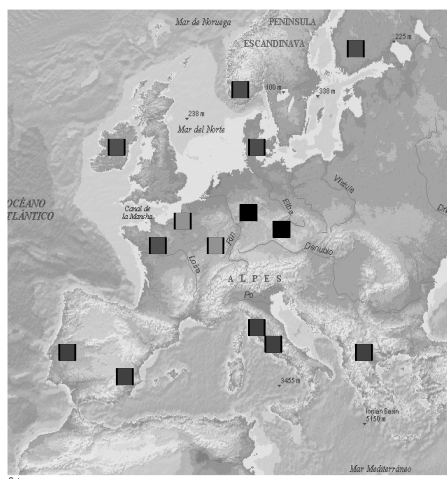


Figura 2 La rete di bacini pilota per l'implementazione della Direttiva 2000/60/CE

Le attività sperimentali nei bacini pilota hanno le finalità principali di:

- *nel breve – medio termine (2003 – inizio 2004)*, testare le linee guida in funzione dei requisiti della Direttiva a scadenza più ravvicinata previsti nell'articolo 5 all'2004 e che riguardano:
 - l'analisi delle caratteristiche del bacino;
 - l'analisi dell'impatto delle attività umane sullo stato delle acque superficiali e sulle acque sotterranee;
 - l'analisi economica dell'utilizzo idrico;
- *nel lungo periodo (fino al 2006)*, condurre le attività necessarie a definire, sulla base dei risultati delle analisi sopra citate, *il programma di misure* (articolo 11), cioè il complesso coordinato di:
 - requisiti minimi del programma derivanti dagli obblighi definiti dalla direttiva stessa e dagli altri strumenti normativi nazionali e comunitari in materia di acque (*misure di base*);
 - provvedimenti studiati e messi in atto a completamento delle misure di base per assicurare il raggiungimento degli obiettivi fissati dalla Direttiva (*misure supplementari*).

L'esercizio sperimentale nei bacini pilota rappresenta pertanto un'opportunità importante, non solo per testare le procedure previste dalla Direttiva, ma anche per sperimentare e consolidare nuovi approcci alle diverse problematiche connesse alla gestione del patrimonio idrico, assicurando il raggiungimento degli obiettivi ambientali stabiliti nell'articolo 4.

Per quanto riguarda in particolare il settore della tutela dei corpi idrici dall'inquinamento, la Direttiva introduce importanti novità.

L'*approccio combinato per le fonti puntuali e diffuse* (articolo 10), ad esempio, si basa sull'applicazione contestuale di limiti di emissione e delle migliori tecniche disponibili per il controllo dell'inquinamento provocato da sorgenti puntuali (gli scarichi) e sull'applicazione dei controlli e delle migliori prassi ambientali per il contrasto dell'inquinamento da fonti diffuse. La Direttiva, in questo modo, ricomprende sotto il proprio "ombrello" le finalità delle "vecchie" direttive concernenti, rispettivamente, la prevenzione e la riduzione integrate dell'inquinamento, il trattamento delle acque reflue urbane, la protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole¹; tra queste direttive le ultime due sono state recepite a livello nazionale con il D.Lgs 152/99, che rappresenta lo strumento normativo nazionale di riferimento in materia.

Il bacino del fiume Cecina presenta una struttura morfologica molto complessa ed articolata ed è caratterizzato da una tipologia insediativa di tipo diffuso e delocalizzata nel territorio con piccoli centri e case sparse.

L'area del bacino ricade in una zona fortemente caratterizzata dalla presenza di importanti attività industriali ed estrattive, alcune delle quali insediate in tempi storici, legate a diverse risorse geominerarie di cui il territorio è ricco (soprattutto salgemma e fluidi geotermici). Il bacino del fiume Cecina ha, negli ultimi anni, subito un processo di degrado sia per quanto riguarda gli aspetti qualitativi e quantitativi delle acque del fiume e del sistema idrografico superficiale e sotterraneo, sia per quanto riguarda la contaminazione del suolo e dei sedimenti.

Per quanto riguarda gli aspetti quantitativi si assiste in particolare ad una situazione di squilibrio del bilancio idrico che si manifesta con la drastica diminuzione delle portate di acqua negli alvei naturali. Le cause di questo squilibrio devono essere accertate attraverso lo studio dei trend dei regimi idrici naturali e la conoscenza dell'effettivo regime dei prelievi e degli emungimenti che attual-

¹ Direttive 96/61/CE, 91/271/CE, 91/676/CE

mente avvengono da parte degli utenti, specialmente da quelli industriali che appaiano essere, nel bacino, i maggiori utilizzatori della risorsa idrica.

Per quanto riguarda gli aspetti qualitativi i corpi idrici del bacino sono sottoposti all'impatto degli scarichi urbani (solo pochi comuni sono provvisti di un efficiente sistema di depurazione), degli scarichi industriali (che, specialmente in passato, hanno causato una situazione di inquinamento pregresso da contaminanti chimici) e dei carichi diffusi.

Esistono inoltre situazioni di contaminazione del suolo per la presenza o lo stoccaggio di sostanze tossiche, come ad esempio nel caso delle salamoie contaminate da mercurio nella miniera di sale "Canòva", presso il Comune di Pomarance, o la coibentazione in amianto dei vapordotti nella zona dei soffioni boraciferi.

Alcune altre problematiche rilevanti che insistono nel territorio del bacino del Cecina sono inoltre l'ingressione del cuneo salino nella pianura costiera, l'inquinamento da nitrati delle falde idriche costiere, il prelievo di inerti dalle pianure alluvionali e dalle pertinenze fluviali, la presenza di impianti di frantumazione in prossimità dei corsi d'acqua.

Il bacino del Cecina offre pertanto una condizione ambientale complessa che allo stesso tempo, però, si presenta molto favorevole per l'applicazione pilota della Direttiva.

La concentrazione in un territorio relativamente piccolo delle problematiche sopra ricordate e di numerosi elementi di pregio ambientale arricchiscono la significatività del "bacino pilota" rispetto alla possibilità di sperimentare soluzioni in diversi campi ed estendere i risultati ad altri bacini italiani.

Molte di queste situazioni di inquinamento e di degrado del bacino del fiume Cecina possono trovare nella fitodepurazione una risposta tecnologicamente valida e soprattutto sostenibile dal punto di vista ambientale. La fitodepurazione offre, infatti, soluzioni multiobiettivo, che permettono contestualmente di esplicare l'azione di rimozione dei contaminanti dalle acque e dai suoli e ricostruire ambienti dall'aspetto naturale.

Le tecnologie di fitodepurazione possono essere applicate alla risoluzione di una vasta gamma di problematiche ambientali come la depurazione secondaria o terziaria dei reflui civili, la depurazione dei reflui industriali, il trattamento di alcuni rifiuti liquidi (come ad esempio il percolato di discarica), l'intercettazione dei contaminanti di origine diffusa, la bonifica di suoli contaminati (*Phytoremediation*), la sistemazione fluviale e la protezione dalle piene.

In molti casi queste soluzioni possono rappresentare la migliore opzione

sulla base di valutazioni costi-benefici che tengano conto anche dei fattori ambientali e sociali. La fitodepurazione può in questo senso essere considerata una tecnologia “leggera”, che minimizza gli impatti sull’ambiente e che, al contrario, esalta la capacità intrinseca degli ambienti naturali di metabolizzare gli impatti antropici (autodepurazione). Per tale motivo spesso i sistemi di fitodepurazione (o *constructed wetlands*) vengono anche definiti sistemi di depurazione naturale o, in maniera più appropriata, sistemi *estensivi*, in quanto i processi di depurazione avvengono in spazi e tempi più estesi rispetto alle soluzioni tecnologiche intensive.

Per tali motivi l’attività di anticipazione sperimentale della Direttiva quadro nel bacino del Cecina trova nella fitodepurazione uno dei temi più stimolanti, con la possibilità di consolidare l’impiego delle zone umide nella pianificazione ed attuazione degli interventi di tutela del territorio e dei corpi idrici.

In particolare, la Direttiva quadro prevede esplicitamente la ricostruzione e il ripristino delle zone umide tra quelle misure supplementari da includere nel programma di misure dell’articolo 11, precedentemente ricordate. La Direttiva riconosce inoltre la necessità di selezionare provvedimenti che tengano conto di tutti i fattori, compresi quelli sociali, tenendo anche conto del principio del recupero totale dei costi (compresi quelli ambientali) e del principio del “chi inquina paga”.

Per attuare in modo coordinato ed organico le attività previste per il bacino pilota del fiume Cecina il Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio ha predisposto uno specifico Accordo di Programma Quadro con le realtà amministrative coinvolte nella materia della tutela delle acque e la gestione delle risorse idriche. Tale Accordo, integrativo di quello generale firmato con la Regione Toscana il 19 dicembre 2002, prevede in maniera specifica la fitodepurazione tra le attività sperimentali da condurre nel bacino del Cecina. In attuazione di quanto previsto dall’Accordo, sono già da diversi mesi in svolgimento, da parte degli esperti del Servizio Tutela Acque Interne del Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio, delle ricognizioni in tutti i Comuni del bacino per valutare lo stato delle infrastrutture di collettamento, fognatura e depurazione. Tali ricognizioni, che rientrano tra le attività previste per la fase di sperimentazione a breve termine, hanno già permesso di valutare l’opportunità e la validità della fitodepurazione in numerose realtà territoriali del bacino.

LINEE GUIDA CTN-AIM (CENTRO TEMATICO NAZIONALE ACQUE INTERNE E MARINO COSTIERE) PER LA PROGETTAZIONE E GESTIONE DI ZONE UMIDE ARTIFICIALI PER LA DEPURAZIONE DEI REFLUI

Marco Mazzoni

Premessa

Di fronte al sempre più crescente interesse verso le tecniche di depurazione naturale dimostrato da autorità, enti, amministrazioni locali e anche dal mercato privato - con la conseguente realizzazione di svariate esperienze su tutto il territorio nazionale - APAT, e per essa il CTN_AIM, nell'ambito del programma di attività 2003, ha voluto affrontare la problematica relativa alla fitodepurazione.

Tale interesse è suffragato, inoltre, dai disposti normativi previsti dal D.Lgs n.152/99 e successive modifiche e integrazioni, e dalla Direttiva 2000/60/CE. Il D.Lgs n.152/99 riporta infatti in più occasioni il riferimento all'utilizzazione di "trattamenti appropriati", prevedendo, fra l'altro (art.31 comma 2), quanto segue: *Gli scarichi di acque reflue urbane che confluiscono nelle reti fognarie, provenienti da agglomerati con meno di 2.000 abitanti equivalenti e recapitanti in acque dolci ed in acque di transizione e gli scarichi provenienti da agglomerati con meno di 10.000 abitanti equivalenti, recapitanti in acque marino-costiere, sono sottoposti ad un trattamento appropriato, in conformità con le indicazioni dell'allegato 5, entro il 31 dicembre 2005.*

In particolare, l'allegato 5 auspica in maniera esplicita il ricorso a tecnologie di depurazione naturale quali il lagunaggio o la fitodepurazione, per tutti gli agglomerati con popolazione equivalente compresa fra 50 e 2000 A.E., ed è proprio prendendo spunto dalle indicazioni riportate nel D.Lgs 152/99 che APAT ed il CTN_AIM, nell'ambito della realizzazione del programma operativo per l'anno 2003, hanno voluto concentrare la propria attenzione sulla problematica in oggetto.

La prima riflessione effettuata sulla materia ha evidenziato la mancanza di linee guida per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui, ed è pertanto questo il primo obiettivo che il CTN_AIM si è proposto di raggiungere.

Occorre tenere presente che, a livello europeo, la tecnologia di fitodepurazione è intesa come trattamento secondario a servizio di piccole e medie comunità. In genere il campo di applicazione più frequente è quello inferiore ai 2000 A.E., con casi più sporadici fino a 5000 A.E. Questo è dovuto alla richiesta di

superfici molto elevate, circa 3-4 m² per 1 A.E. contro 0,3 m² di un impianto tradizionale.

Negli U.S.A., invece, la presenza di vaste aree ha reso possibile la progettazione di impianti di fitodepurazione su larga scala, come è possibile evincere anche dal documento *Guiding Principles for Constructed Treatment Wetlands: Providing Water Quality and Wildlife Habitat*, redatto nel 1999 da un gruppo di lavoro coordinato dall'EPA, dal quale sono stati presi alcuni spunti per effettuare delle considerazioni sulla situazione europea, in particolare su quella italiana.

Le indicazioni che verranno brevemente fornite sono da intendersi per la realizzazione di impianti che si prefiggono l'obiettivo di rimuovere gli inquinanti dalle acque superficiali, come rimedio finale per il ripristino della qualità delle acque. Questo non deve escludere, comunque, tutti quei trattamenti di depurazione che vengono normalmente effettuati.

Obiettivi

Gli obiettivi principali che le linee guida intendono perseguire sono i seguenti:

1. fornire un quadro per la realizzazione di impianti di fitodepurazione, che siano costruiti in sicurezza;
2. essere utilizzabili a livello nazionale, coprendo situazioni diverse fra loro e con esigenze diverse;
3. informare gli amministratori pubblici e gli imprenditori privati sulle potenzialità e sulla realizzabilità di questi trattamenti;
4. fornire indicazioni per la realizzazione di prestazioni ambientali in particolare per progetti relativi al riutilizzo delle acque, al mantenimento dell'habitat per la fauna selvatica, per l'utilizzo pubblico delle acque e per tutti gli altri usi;
5. evidenziare opportunità di ripristinare le naturali zone di inondazione (flood-plains);
6. creare possibili fonti di utilizzo del materiale di scavo, se possibile;
7. minimizzare i rischi da contaminazione e/o tossicità;
8. coprire vuoti normativi con l'assenza di indicazioni tecniche precise per la realizzazione degli impianti di fitodepurazione.

Da una prima lettura degli obiettivi sopra descritti emerge la volontà di realizzare un progetto ambizioso, che però garantirà uniformità di comportamenti a livello nazionale, e fornirà garanzie sulla realizzazione di impianti realmente funzionanti.

Verranno di seguito brevemente indicati i punti fondamentali da sviluppare nell'ambito della realizzazione delle linee guida:

- localizzazione degli impianti di fitodepurazione: la scelta;
- fase progettuale degli impianti di fitodepurazione: indicazioni di massima;
- indicazioni sulle modalità di costruzione degli impianti di fitodepurazione;
- indicazioni sulle modalità di manutenzione degli impianti di fitodepurazione;
- indicazioni per il controllo del corretto funzionamento degli impianti di fitodepurazione.

Localizzazione degli impianti di fitodepurazione: la scelta

Al momento della progettazione di un impianto di fitodepurazione occorre sempre considerare, e non da un punto di vista secondario, clima, posizionamento geografico, sistema delle acque sotterranee, conformazione del suolo e geologia, piovosità, stato chimico delle acque superficiali ed impatto ambientale.

Clima

Nella scelta del luogo dove realizzare un impianto di fitodepurazione il clima ricopre un ruolo molto importante perché influenza il tipo di impianto che sarà utilizzato. La latitudine è il parametro più critico che interessa il clima, poiché determina il range di temperature stagionali. Altri fattori che sono importanti durante la pianificazione di progetto sono la pioggia, l'evaporazione, l'esposizione al sole e la velocità del vento. Nel caso in cui si voglia realizzare un impianto, in una zona dove la temperatura media nel mese più freddo dell'anno risulti sotto lo zero, in fase di progettazione si potrà assumere che la temperatura operativa minima dell'impianto di fitodepurazione sia di qualche grado superiore allo zero sotto la presenza di una copertura di ghiaccio.

Geografia

Lo studio della geografia ricopre un ruolo molto importante quando si deve decidere dove realizzare un impianto di fitodepurazione. La piena conoscenza della topografia del luogo, la descrizione dettagliata dell'area (pendii, pianure ecc.), la distanza dal sistema fluviale, le modalità di utilizzo del territorio circostante sono fattori essenziali per giungere ad una scelta del sito.

Suolo e geologia

Per effettuare una corretta fase di progettazione occorre classificare i suoli dei siti individuati come possibile localizzazione per un impianto di fitodepurazione. La classificazione di un terreno si basa sulla valutazione di un insieme di caratteristiche fisiche e chimiche.

Le informazioni che possono essere importanti durante la fase progettuale

sono, ad esempio l'andamento stagionale dei livelli piezometrici dell'acqua di falda, l'altezza degli strati di argilla che servono da confine all'acqua, la struttura del terreno e la composizione chimica del terreno (al fine di poter valutare la possibilità di permeazione dell'acqua di falda e le necessità impiantistiche per una corretta depurazione).

Acque sotterranee

Le possibili infiltrazioni di acqua influenzano gli equilibri degli impianti di fitodepurazione e potrebbero creare problemi nella gestione. Le valutazioni migliori sui valori di perdita di acqua di falda che si possono avere in un impianto di fitodepurazione si ottengono da prove sulle infiltrazioni di superficie.

In fase progettuale si può valutare l'opportunità di inserire fra gli obiettivi specifici dell'impianto di fitodepurazione la ricarica dell'acqua di falda. Problemi di infiltrazione dell'acqua freatica possono essere eliminati, ad esempio, usando un'argilla o un rivestimento impermeabile di plastica.

Flussi dell'acqua in ingresso

La prima e principale informazione che si deve avere a disposizione in fase progettuale di un impianto di fitodepurazione riguarda i quantitativi di acqua e di flussi stagionali.

Gli impianti di fitodepurazione possono restare in funzione per molti anni, ma effettuare valutazioni sull'andamento dei flussi su periodi molto lunghi può risultare difficoltoso.

Gli impianti di fitodepurazione bene progettati possono fronteggiare persino gli eventi estremi, in quanto si può prevedere che l'efficienza di rimozione degli inquinanti possa essere inferiore in certi periodi, per poi recuperare.

Qualità dell'acqua

Le concentrazioni delle sostanze inquinanti nell'acqua che arriva all'impianto di fitodepurazione sono un'informazione che può dare indicazioni sulla morfologia e sulle caratteristiche impiantistiche. Una definizione precisa della qualità dell'acqua ricevuta è essenziale, compresa la distribuzione temporale precedente delle concentrazioni.

Esistono dei modelli in grado di stimare le concentrazioni degli inquinanti in uscita, mettendo in relazione flussi e idraulica.

Nel progettare un impianto di fitodepurazione si deve considerare il suo ruolo in relazione all'equilibrio dell'ecosistema della regione in cui viene costruito.

Gli aspetti da considerare sono:

- a. impatto sulla qualità delle acque superficiali e sotterranee (dal punto di vista chimico, fisico biologico e termico);
- b. posizionamento rispetto alle zone di volo o di stanziamento della fauna selvatica;
- c. problematiche relative all'introduzione di specie vegetali o animali non native del luogo;
- d. difficoltà da parte dei cittadini di accettare la realizzazione di impianti di fitodepurazione.

E' pertanto auspicabile, nei limiti del possibile, che il progetto di realizzazione sia condiviso dalla comunità e rispetti il piano di tutela delle zone alluvionali, sia per quanto riguarda l'influenza sulla qualità delle acque che per quanto riguarda l'influenza sull'ecosistema.

Gli impianti di fitodepurazione possono fornire benefici ecologici importanti nelle regioni in cui le risorse idriche e le zone alluvionali sono limitate a causa dei mutamenti climatici, così come a causa dell'elevato utilizzo di risorse idriche in agricoltura. Ci sono zone dove le uniche fonti di acqua sono gli effluenti trattati degli stabilimenti industriali e/o i flussi di acqua recuperati dai sistemi di irrigazione.

L'idoneità di un luogo per la costruzione di impianti di fitodepurazione può dipendere dai seguenti fattori:

- a. tipologia di substrato;
- b. idrologia e geomorfologia della zona;
- c. vegetazione, presenza di specie in pericolo, habitat critico, presenza di fauna selvatica;
- d. fattori di tipo socio-economico/culturale;
- e. paesaggio circostante, destinazione d'uso del suolo;
- f. influenza potenziale su sicurezza e salubrità, nonché influenza sugli eventi alluvionali importanti.

Tutti questi fattori dovrebbero essere considerati ampiamente dai progettisti, prima di individuare una zona adatta per la localizzazione di un impianto di fitodepurazione.

Modalità costruttive degli impianti di fitodepurazione: indicazioni di massima

Vengono di seguito brevemente elencati i principali accorgimenti che devono essere adottati nella fase di progettazione di un impianto di fitodepurazione, che saranno oggetto di approfondimento durante la stesura delle linee guida.

Impatto minimo

Gli effetti potenzialmente negativi derivanti dalla realizzazione di impianti di fitodepurazione sono (anche se l'elenco non risulta essere compatto):

- alterazione di flora e fauna esistente;
- alterazione del regime idrologico delle zone umide naturali;
- introduzione e diffusione di specie nocive;
- rischio per pesci e fauna selvatica di contaminazione con tossine e/o con agenti patogeni;
- degradazione delle condizioni di qualità dell'acqua superficiale e sotterranee.

Progetti che prevedono strutture con minime modificazioni rispetto alla situazione naturale

Nel progettare un impianto di fitodepurazione è opportuno evitare, per quanto possibile, di realizzare bacini e strutture rigide, nonché canali diretti e senza sinuosità.

Sono consigliati progetti che prevedano l'utilizzo di strutture poco rigide, con bordi che si modellino sulla configurazione naturale del territorio, in accordo con le attuali tecniche di bioingegneria. E' importante, inoltre, sfruttare la gravità per garantire i corretti flussi di acqua e realizzare progetti che prevedano una manutenzione minima.

Aree adiacenti alla zona di trattamento

Nel progettare un impianto di fitodepurazione occorre tenere presente che le zone a margine rispetto all'area dell'impianto sono da considerare come zone naturali di transizione, comprese anche le eventuali zone boschive adiacenti. Dove si ritiene opportuno, si deve valutare l'ipotesi di integrare tali aree con ulteriori risorse naturali per fornire alla fauna selvatica zone aggiuntive che rappresentino un habitat idoneo.

Tale zona fornisce un habitat unico all'interno dell'impianto di fitodepurazione, poiché rappresenta l'interfaccia fra gli habitat terrestri ed acquatici. Una volta realizzata con i pendii delicati, questa zona fornisce l'habitat litoraneo eccellente per le piante, gli uccelli, i macroinvertebrati e gli anfibi.

La vegetazione litoranea svolge anche una funzione protettiva nei confronti dell'erosione dell'acqua grazie alla presenza delle radici che trattengono il terreno.

Volendo privilegiare le zone con caratteristiche di habitat si dovrà fare attenzione a :

- costruire pendii delicati;
- piantare specie vegetali di vario tipo;
- realizzare bordi curvi e sinuosi per aumentarne la lunghezza.

Ecodiversità

Nella misura possibile, gli impianti di fitodepurazione devono garantire la presenza di una vasta gamma di specie animali e vegetali tipiche del luogo. Devono, se possibile, aumentare il numero di specie vegetali presenti, senza però incrementare la presenza di specie non tipiche della zona a scapito di quelle tipiche. I progetti dovrebbero includere dei meccanismi per controllare o eliminare le specie indesiderabili.

Ruolo della vegetazione

Le parti sommerse delle piante forniscono il supporto per i biofilms che facilitano le trasformazioni dei nutrienti e la flocculazione organica, garantiscono la filtrazione delle sostanze inquinanti, aumentano la sedimentazione. Le radici e i rizomi forniscono ossigeno ai sedimenti.

Le parti emergenti delle piante assicurano invece la protezione dal vento e mantengono la zona in ombra: questo fa diminuire la temperatura dell'acqua e la crescita delle alghe. La presenza di vegetazione aumenta la biodiversità, fornendo il giusto habitat per una vasta gamma di macro e microfauna; è inoltre positiva per garantire la tutela paesaggistica.

Per garantire il corretto sviluppo della macrofite, la morfologia dell'impianto di fitodepurazione gioca un ruolo fondamentale. E' importante che l'impianto sia poco profondo, riparato dal vento, con un fondo soffice e senza zone d'ombra.

Altro fattore importante è la composizione del suolo: i terreni con alta percentuale di sabbia e acidi umici permettono alle radici del tubero di diffondersi più facilmente, garantendo una colonizzazione più veloce.

Influenza delle condizioni meteorologiche

Il progetto deve garantire il funzionamento dell'impianto anche in situazioni meteorologiche estreme, permettendo di accumulare acqua in situazioni di eccedenza e di raggiungimento della massima potenzialità di trattamento.

Occorre anche tenere presente che la temperatura gioca un ruolo fondamentale nel garantire il corretto funzionamento dell'impianto.

Accesso all'area

E' importante progettare l'impianto in modo da garantire l'accesso di mezzi sia del personale che di quelli per la manutenzione dell'area, in modo sicuro e ben organizzato.

Rapporti con la popolazione residente

Deve essere considerato in modo adeguato l'impatto che la realizzazione dell'impianto può avere sulla popolazione residente in zone adiacenti all'area; le cause possono individuarsi nella presenza di possibili odori sgradevoli, o nell'incremento del numero di zanzare e di insetti. E' pertanto di nuovo evidente quanto sia importante coinvolgere la comunità fin dalle prime fasi di progettazione, al fine di giungere alla realizzazione di un impianto, il cui progetto sia stato valutato e condiviso in tutte le sue fasi, dalla progettazione alla realizzazione.

Indicazioni sulle modalità di costruzione degli impianti di fitodepurazione

Specifiche sulle modalità di costruzione degli impianti

E' importante seguire sempre tutti gli accorgimenti necessari per garantire il rispetto delle pratiche migliori di costruzione e progettazione.

Ad esempio, occorre valutare in maniera approfondita il luogo scelto per la costruzione, cercando di limitare il danneggiamento del paesaggio locale, di minimizzare la realizzazione di scavi e di non deviare il corso di fiumi durante la costruzione; è importante inoltre incrementare al massimo la capacità del sistema di adattarsi a circostanze estreme. Nei progetti è opportuno riportare in maniera dettagliata le specifiche di costruzione.

Suolo

Occorre considerare con attenzione le caratteristiche di permeabilità dei terreni e le implicazioni che si potrebbero avere per la protezione dell'acqua di falda. I terreni altamente permeabili potrebbero permettere l'infiltrazione e la possibile contaminazione dell'acqua di falda e impedire lo sviluppo delle condizioni idrologiche adatte a sostenere lo sviluppo della vegetazione degli impianti di fitodepurazione. Con terreni aventi particolari caratteristiche, in alcuni casi, potrebbe essere necessario usare una barriera impermeabile.

Scavi

Quando è possibile si deve evitare, anche al fine di ridurre i costi e di minimizzare gli impatti, di movimentare terra al di fuori dell'area dell'impianto di fitodepurazione.

Margini esterni

La progettazione dei margini si basa su considerazioni di tipo idraulico e geotecnico.

La funzione dei margini esterni è quella di regolare e contenere l'acqua all'interno dei percorsi specifici di flusso; ove possibile dovrebbero essere mantenuti piccoli, per motivi estetici, ma allo stesso tempo fornire un bordo sufficiente per impedire i rilasci di flusso.

In particolare, dovrebbero essere costruiti in modo tale da evitare che sovralfussi, che potrebbero verificarsi durante eventi alluvionali eccezionali, trabocchino dai margini. Occorre considerare, inoltre, che i margini diminuiscono il consolidamento del terreno e fanno sì che si verifichino gradatamente cedimenti del terreno che portano ad un riempimento graduale di vegetazione e di sedimenti dell'area dell'impianto di fitodepurazione aumentando la resistenza ai flussi.

Margini interni

I margini interni hanno la funzione di distribuire il flusso dell'acqua all'interno dell'impianto di fitodepurazione, ma non devono proteggere da fuoriuscite di flussi; per questo motivo possono essere più piccoli dei margini esterni. I margini interni sono quasi sempre progettati con la funzione di permettere l'accesso dei pedoni.

Deviazioni di flusso

Gli argini di piccole dimensioni possono essere utilizzati per distribuire il flusso ed aumentare i percorsi dell'acqua all'interno dell'impianto di fitodepurazione.

Ciò aumenta l'efficienza del sistema aumentando il tempo di soggiorno delle acque.

Principali fattori di progetto

I fattori principali da tenere in considerazione a livello progettuale sono: tempo di ritenzione, tasso di carico organico, profondità dell'acqua, lunghezza e forma dell'impianto.

Scelta della tipologia di vegetazione

In generale è opportuno preferire specie vegetali che crescono spontaneamente nelle zone, cercando di evitare erbacce e piante di tipo invasivo. Le policolture sono da preferire rispetto alle monoculture, poichè quest'ultime permettono di più la proliferazione delle erbacce, e sono soggette a essere distrutte dai parassiti e ad ammalarsi. Le tipologie di vegetazione che si possono voler garantire in un impianto di fitodepurazione sono molte, poichè più varietà forniscono nutrimento ad un numero più elevato di organismi acquatici.

Anche la varietà dell'habitat renderà possibile la sopravvivenza di più uccelli e specie animali.

Indicazioni sulle modalità di manutenzione degli impianti di fitodepurazione

Ispezioni e manutenzione

L'impianto di fitodepurazione dovrà essere controllato in maniera sistematica per garantirne il corretto funzionamento. Si dovranno definire a priori degli interventi periodici di manutenzione, sulla base di considerazioni progettuali. Esempi di attività di manutenzione che si devono programmare sono il controllo delle strutture della presa e dell'ingresso, e la pulizia periodica delle superfici in cui i solidi e le sostanze solide galleggianti si possono accumulare fino al punto di ostruire i flussi. In particolare si dovrà effettuare un'accurata gestione dei trattamenti preliminari e primari.

Formazione degli operatori

Per quanto la gestione sia ridotta ad operazioni molto semplici e non necessiti di manodopera specializzata, è importante prevedere un'adeguata formazione degli operatori che dovranno provvedere al corretto funzionamento e alla manutenzione degli impianti di fitodepurazione.

Piano di emergenza

Progettisti ed operatori devono prevedere lo sviluppo di un piano di emergenza che analizzi tutte le possibili fonti di problemi che potrebbero svilupparsi durante la fase operativa. Si potrebbero avere dei problemi dovuti alla previsione di obiettivi non realistici o irraggiungibili; errori di progettazione, costruzione, o errori operativi o eventi imprevedibili.

Nel primo caso si può ovviare al problema modificando gli obiettivi di progetto, nel secondo riducendo la capienza del sistema, aumentando la sua area, o tramite cambiamenti operativi; nel terzo cercando di prevedere in anticipo tutti i possibili problemi.

Indicazioni per il controllo del corretto funzionamento degli impianti di fitodepurazione

Siti di riferimento

Prendere come riferimento alcuni siti può essere utile per creare una base di confronto che permetta di valutare i cambiamenti che possono subire flora e fauna a seguito della realizzazione di impianti di fitodepurazione.

Se possibile, la situazione ideale sarebbe quella di mettere a confronto più di un impianto di fitodepurazione dello stesso tipo, con copertura e vegetazione analoghe, localizzazione in zone simili da un punto di vista climatico, in modo da valutare con attenzione se il nostro impianto funziona in maniera corretta. In funzione degli obiettivi che ci si è posti potrebbe essere opportuno paragonare soltanto determinate funzioni o caratteristiche del nostro impianto con gli eventuali impianti di riferimento.

Metodi e criteri

Secondo gli obiettivi che ci si è posti, può essere utile effettuare un controllo in situ che permetta di determinare la salute chimica, fisica e biologica dell'impianto e del relativo successo raggiunto nel trattamento dell'effluente o di altre fonti d'acqua.

I test di controllo possono riguardare la qualità dell'acqua (superficie ed acqua freatica), la qualità del sedimento, la temperatura, l'idrologia (fluttuazione, caricamento, variabilità e modello di flusso che effettua controlli per mezzo di studi dell'elemento tracciante), l'ecosistema e la diversità (ricchezza di specie); tali test possono inoltre essere effettuati sulla fauna selvatica (uccelli, anfibii, macro-invertebrati e pesci).

17 giugno 2003

SESSIONE 2

ESPERIENZE EUROPEE

CONSTRUCTED WETLANDS - A SOLUTION IN THE SUSTAINABLE SANITATION APPROACH

GENERAL REMARKS AND SIGNIFICANT CASE-STUDIES

Raimund Haberl

Introduction

Wetlands are transitional environments (Etherington 1983, Gopal et al. 1982, 1990, Hammer & Bastian 1989, Orme 1990, Maltby 1991; in Vymazal et al, 1998). In a spatial context, they lie between dry land and open water – at the coast, around inland lakes and rivers, or as mires draped across the landscape. In an ecological context, wetlands are intermediate between terrestrial and aquatic ecosystems.

One of the most recent definitions has been created in the United States. The National Research Council (Lewis 1995, in Vymazal et al 1998) defines wetlands as follows: A wetland is an ecosystem that depends on constant or recurrent, shallow inundation or saturation at or near the surface of the substrate.

The Corps of Engineers Wetland Delineation Manual (Environmental Laboratory 1987, in Vymazal et al 1998) defines the major wetland components as follows.

1. Vegetation. The prevalent vegetation consists of macrophytes that are typically adapted to areas heaving hydrologic and soil conditions described in the definition. Hydrophytic species, due to morphological, physiological, and/or reproductive adaptation(s) have the ability to grow, effectively compete, reproduce, and/or persist in anaerobic soil conditions.
2. Soil. Soils are present and have been classified as hydric., or they possess characteristics that are associated with reducing soil conditions.
3. Hydrology. The area is inundated either permanently or periodically at mean water depth of $\leq 2\text{m}$, or the soil is saturated to the surface at some time during the growing season of the prevalent vegetation.

Wetlands for wastewater treatment

Natural wetlands have been used for wastewater treatment for centuries. In many cases the reason behind this use was disposal, rather than treatment and the

wetland simply served as a convenient recipient that was closer than the nearest river or other waterway (Wentz 1987, in Vymazal et al. 1998).

Natural wetlands are still used for wastewater treatment, but at present, the use of constructed wetlands is becoming more popular and effective around the world (e.g. Reddy & Smith 1987, in Vymazal et al 1998, Kadlec & Knight 1996). Constructed wetland treatment systems are engineered systems that have been designed and constructed to utilize the natural processes involving wetland vegetation, soils, and their associated microbial assemblages to assist in treating wastewater. They are designed to take advantage of many of the same processes that occur in natural wetlands, but do so within a more controlled environment.

Constructed wetlands for wastewater treatment may be classified according to the life form of the dominating macrophytes into (Brix 1993a, in Vymazal et al 1998)):

- Floating macrophyte-based system
Free-floating (e.g. *Lemna minor*, *Spirodela polyrhiza*, *Eichhornia crassipes*, *Pistia stratiotes*).
Floating-leaved (e.g. *Nymphaea odorata*, *Nuphar lutea*)
- Submerged macrophyte-based system (e.g. *Myriophyllum spicatum*, *Ceratophyllum demersum*)
- Rooted emergent macrophyte-based system (e.g. *Acorus calamus*, *Carex rostrata*, *Phragmites australis*, *Scirpus lacustris*, *Typha latifolia*).

Removal mechanisms in constructed wetlands

General

The elimination principles are similar for all systems. Raw or pre-treated waste water flows through the constructed wetland. The elimination processes take place during this passage; they are based on various complex physical, chemical and biological processes within the association of substrate, macrophytes and microorganisms. The removal mechanisms principally depend on:

- hydraulic conductivity of the substrate,
- types and number of microorganisms,
- oxygen supply for the microorganisms,
- chemical conditions of the substrate.

Numerous mechanisms occur in constructed wetlands to improve water quality:

settling of suspended particulate matter,
filtration and chemical precipitation,
chemical transformation,
adsorption and ion exchange on surfaces of plants, substrate, and litter,
breakdown, and transformation and uptake of pollutants and nutrients by
micro-organisms and plants, and
predation and natural die-off of pathogens.

Wetland treatment systems are effective in treating organic matter, nitrogen, phosphorus, and additionally for decreasing the concentrations of heavy metals, organic chemicals, and pathogens.

Role of macrophytes in treatment wetlands

Macrophytes growing in constructed wetlands have several properties in relation to the treatment process. This makes plants an essential part of the design of constructed wetlands.

The most important effects of the macrophytes in relation to the treatment process are physical effects. The roots provide surface area for attached micro-organisms, and root growth maintains the hydraulic properties of the substrate. The vegetation cover protects the surface from erosion and shading prevents algae growth. Litter provides an insulation layer on the wetland surface (especially for operation during winter).

As far as known the effect of plant uptake plays a minor role for common wastewater parameters compared to the degradation processes caused by micro-organisms. For other pollutants like heavy metals and special organic compounds the selection of different plant species can however play a major role to enhance the treatment efficiency. Both the plant productivity and the pollutant removal efficiency are relevant in finding an appropriate plant for a given application.

If the wetland is not harvested the substances incorporated in the plant will be returned to the system during decomposition. When dead plants are degraded the organic constituents can act as an additional carbon source for denitrification. Some plants also release organic compounds, which can also be used for denitrification.

Oxygen release from roots into the rhizosphere is well documented (Armstrong and Armstrong, 1990; Haberl and Perfler, 1990) but in situ still a matter of controversy. Compared to the amount of oxygen brought into the system from the atmosphere via convection and diffusion, the release of oxygen from plant roots can be neglected.

Types of constructed wetlands

Free-floating macrophyte-based systems

Free-floating macrophytes are highly diverse in form and habit, ranging from large plants with rosettes of aerial and/or floating leaves and well-developed submerged roots, (Brix & Schierup 1989).

Submerged macrophyte-based systems

Submerged aquatic macrophytes have their photosynthetic tissue entirely submerged. The use of submerged macrophytes for the wastewater treatment is still in the experimental stage.

Emergent macrophyte-based systems

In general, emergent macrophyte-based systems can be categorized into four major groups according to the flow pattern:

- 1) Systems with free water surface (FWS)
- 2) Systems with horizontal subsurface flow (HSF)
- 3) Systems with vertical subsurface flow (VFS)
- 4) Hybrid systems (i.e. combination of 1), 2) and 3)

Systems with free water surface

These systems typically consist of basins or channels, with some sort of subsurface barrier to prevent seepage, soil or another suitable medium to support the emergent vegetation, and water at a relatively shallow depth flowing through the unit. FWS- treatment wetlands function as land-intensive biological treatment systems. Particulates, typically measured as total suspended solids, tend to settle and are trapped due to lowered flow velocities and sheltering from wind. These insoluble pollutants enter into the biogeochemical element cycles within the water column and surface soils of the wetland. At the same time, a fraction of the dissolved BOD, TN, TP and trace elements are sorbed by soils and active microbial and plant populations throughout the wetland environment. These dissolved elements also enter the overall mineral cycles of the wetland ecosystem.

Surface flow wetlands are densely vegetated by a variety of plant species and typically have water depths less than 0,4 m. Open water areas can be incorporated into a design to provide for the optimization of hydraulics and for wildlife habitat enhancement. Typical hydraulic loading rates are between 0,7 and 5,0 cm d⁻¹ (between 2 and 14 ha per 1000 m³ d⁻¹) in FWS-CW.

Systems with subsurface flow

Subsurface flow wetlands (SSF) use a bed of soil or gravel as a substrate for the growth of rooted emergent wetland plants. Pretreated wastewater flows by gravity, horizontally or vertically, through the bed substrate, where it contacts a mixture of aerobic, anaerobic and facultative microbes living in association with the substrate and plant roots. The bed depth in SSF wetlands is typically between 0,6 and 1,0 m, and the bottom of the bed is sloped to minimize water flow overland. Typical hydraulic loading rates in SSF wetlands range from 2 to 20 cm d⁻¹ (from 0,5 to 5 ha per 1000m³ d⁻¹).

Media selection

Usually sand and gravel is used for Constructed Wetlands. It is suitable to take media with a permeability of (10⁻³ -) 10⁻⁴ m.s⁻¹. In the eighties designers often were encouraged to assume an increase in hydraulic conductivity by time on the basis that the rhizomes and roots would open channels in the bed which would lead to an increase in the conductivity (Cooper et al. 1996).

In many plants there has been no evidence for this over the years (Haberl & Perfler 1990).

Typical gravel sizes lie between 0 and 12 mm. Often additional criteria have to be complied with, like $d_{10} > 0,3 \text{ mm}$ or $d_{60}/d_{10} < 4$.

Horizontal subsurface flow

It is called horizontal flow because the wastewater is fed in at the inlet and flows slowly through the porous medium under the surface of the bed in a more or less horizontal path until it reaches the outlet zone where it is collected before leaving via level control arrangement at the outlet. During this passage the wastewater will come into contact with a network of aerobic, anoxic and anaerobic zones. The aerobic zones occur around roots and rhizomes that leak oxygen into the substrate. During the passage of the wastewater through the rhizosphere, the wastewater is cleaned by microbiological degradation and by physical/chemical processes. Numerous investigations have shown that the oxygen transport capacity of the reeds is insufficient to ensure aerobic decomposition in the rhizosphere and that anoxic and anaerobic decomposition play an important role in HSF constructed wetlands.

Vertical subsurface flow

The significant differences between VSF and HSF Constructed Wetlands can obviously be seen from the different design of the construction profile. VF systems have a distribution system covering the whole surface area. Usually pre-

treated wastewater is dosed on the bed in a large batch, flooding the surface. HSF are usually fed intermittently. The liquid then gradually percolates vertically down through the medium. The treated water is collected in a drainage system at the bottom and discharged to the receiving water. During drainage of the bed air is allowed to fill the pores of the medium. The next dose of liquid traps this air and this together with the aeration caused by the rapid dosing on the bed leads to good oxygen transfer and hence the ability to decompose BOD and to nitrify ammonia nitrogen.

Design

The design of surface flow constructed wetlands is relatively simple, assuming that there is enough area available. Several simple equations can be used that describe the elimination processes in constructed wetlands for different parameters on the basis of the influent and effluent concentrations:

- *Regression models*: If the mean values of the influent and effluent concentrations are correlated the result is an input/output regression model.
- *First-order models with background concentration*: Calculating the mass balance, assuming plug-flow conditions and introducing a background concentration c^* one gets the following equation to calculate the concentration c at a standardised flow distance y (inflow: $y = 0$; outflow: $y = 1$):

$$\ln\left(\frac{c - c^*}{c_{in} - c^*}\right) = -\frac{k}{q} \cdot y \quad (1)$$

where c_{in} = influent concentration; k = first-order areal rate constant [m/d]; and q = flow [m/d]. The change in concentration via flow distance is given by

$$q \cdot \frac{dc}{dy} = -k \cdot (c - c^*) \quad (2)$$

Kadlec and Knight (1996) give values for c^* and k for several parameters.

- *Irreversible Models*: If $c^* = 0$ the first-order models are called irreversible models.

Kadlec (2000) summarises that first-order models are inadequate for the design of treatment wetlands. This is the conclusion drawn from results of test wetlands that showed that the overall rate constants and background concentra-

tions are strongly dependent on both the hydraulic loading and the inlet concentration. Simple first-order models are also not suitable to handle short-cut flows in constructed wetlands due to the conceptual assumption of plug flow.

Depending on the required effluent standards either horizontal or vertical flow subsurface CW have to be used. An efficient pre-treatment regarding suspended solids removal is essential for a long term operation of subsurface flow constructed wetlands in general. If low ammonia effluent concentrations are required only vertical flow constructed wetlands with intermittent feeding can guarantee a good nitrification. Sufficient oxygen supply is the main factor for a good performance of vertical flow constructed wetlands.

Several design guidelines used are based on “rules of thumb” providing a specific area per people equivalent (e.g. the Austrian standard ÖNORM B 2505, 1997, or the German standard ATV-A 262, 1997). Design recommendations based on calculations on oxygen demand and oxygen supply are given by Platzer (1999). Theoretical considerations on long term operation of vertical flow constructed wetlands are given by Luckner et al. (1998), in particular on pore size reduction due to influent inorganic suspended solids.

To check and optimise existing design guidelines, and to get a better understanding of the transformation processes inside the black box “constructed wetland” a simulation tool for subsurface flow constructed wetland was developed (Langergraber, 2001). Up to now only the calibration of the flow model of the simulation tool was possible mainly due to the lack of measurement methods for the parameters of the reactive transport model (Langergraber, 2002). However, only a fully calibrated model can be used for optimising existing design guidelines.

Operation and maintenance

It has to be distinguished whether or not a CW has been designed and constructed properly. CWs that have not been properly constructed suffer from various problems, like clogging, surface run-off, short-circuiting, bad plant development. As a consequence they show bad performance.

In opposition to that, properly constructed CWs usually perform well. Only unpredictable problems which are common also with conventional systems occur, like failures of installation devices (i.e. pumps or valves). In addition to that a severe problem is low temperature, which does not influence the performance of the CW itself but - as an example - may affect the inflow distribution device of a VF bed which is situated above bed-surface. In temperate climates this fact has to be taken into account.

Applications

General

In general constructed wetlands are a cost-effective and technically feasible approach for several reasons:

- wetlands can often be less expensive to build than other treatment options,
- wetlands can be built and operated simply,
- wetlands utilize natural processes,
- operation and maintenance expenses (energy and supplies) are low,
- operation and maintenance require only periodic, rather than continuous, on-site labour,
- wetlands are able to tolerate fluctuations in flow,
- wetlands are able to treat wastewaters with very different constituents and concentration,
- they are characterized by a high process stability (buffering capacity),
- they are characterized by low excess sludge production, and
- they facilitate water reuse and recycling.

In addition:

- they provide habitat for many wetland organisms,
- they can be built to fit harmoniously into the landscape,
- they provide numerous benefits in addition to water quality improvement, such as wildlife habitat and the aesthetic enhancement of open spaces, and
- they are an environmentally sensitive approach that is viewed with favour by the general public.

Today there is an expanding number of application areas for CW technology. The applications can be classified in different ways:

Classification 1: Type of water

Wastewater – *domestic*

industrial: Agricultural (dairy, pigfarms, surface flow, wineries,...), Chemical Industry, Laboratory effluents, Landfills, Pulp/Paper, Oil refineries, Acid mines, Petrochemical, Explosives, Slaughterhouse, Leather industry, Olive oil, Hospital

Greywater

Groundwater

Surfacewater

Stormwater

Sludge drying

Classification 2: fate of treated water

Discharge into environment (Ground- or surface water)

Reuse (irrigation, industrial reuse,..)

Classification 3: CW within the treatment process

Usually, constructed wetlands are applied as biological stages for mechanically pretreated wastewater. pretreatment is obligatory for SSF systems to prevent them from clogging. Constructed wetlands can also be used as a polishing stage after a conventional treatment plant.

The following configurations are feasible:

PRIMARY	SECONDARY	TERTIARY
-	constructed wetland	-
mechanical pretreatment	constructed wetland	-
mechanical pretreatment	constructed wetland	polishing stage (constructed wetland)
mechanical pretreatment	conventional biol. treatment	polishing stage (constructed wetland)

The “IWA (International Water Association) - Specialist Group on use of macrophytes in water pollution control” is organizing a Specialised Conference every two years. The last took place in Arusha/Tanzania in 2002, it was the 8th in this series. The most important outcome of this conference was that constructed wetlands have established themselves as a viable option for water treatment and that there is a huge potential for a world wide application.

Case Studies – Wastewater Treatment

Secondary Treatment

Description: The farmhouse Schillhuber is situated in the hilly region of Upper Austria. It is too far away from the village Wolfert to be connected to the sewer line. Therefore it was selected within a pilot project to be an example for the many other farms in the area. It was designed by the IWGA of the University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna.

Constructed: Spring/Summer 1991.

Operational: September 1991 to date.

Process Description: Settlement tank (4,4 m³) as pre-treatment, followed by a feeding tank (2,7 m³) and a 40 m² vertical flow bed; System was designed at 5 m²/pe. The intermittent feeding is accomplished by an automatic valve that opens 4 times a day. Since 1998 the wastewater is fed intermittently by a mechanical device without electric power. The outlet pipe is adjustable at different heights in the outlet manhole.

Dimensions: 1 bed 6,5 m x 6,5 m and 0,8 m deep.

Media: 0-8 mm sand/gravel.

Liner: 2 mm PE plastic liner.

Plants: *Phragmites australis*.

Inlet Distribution: Above ground PVC pipes with 8 mm holes; below the holes plates are situated to prevent erosion.

Outlet Collection: Perforated drainage pipes (100 mm diameter) in 20 cm gravel layer (16-32 mm grain size).

Standard: 25 mg/l BOD₅, 90 mg/l COD, 30 mg/l TSS, 10 mg/l NH₄-N (at wastewater temperatures > 12°C in the outlet).

Performance: Table 1.

	hyd. load	BOD5			COD			NH4-N			Ptot		
		in	out	% el.	in	out	% el.	in	out	% el.	in	out	% el.
		[mg/l]	[mg/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[%]	[mg/l]	[mg/l]	[%]
1992	24	143	11	92	378	54	86	48	8,6	82	10,8	3,0	72
1993	32	186	9	95	533	47	91	88	16,4	81	12,5	3,6	71
1994	27	139	3	98	366	36	90	71	1,3	98	11,5	6,1	47
1995	30	120	3	98	383	30	92	63	4,9	92	14	7,0	51
1996	37	157	<3	99	436	30	93	49	1,5	97	9,4	6,2	34
1997	30	278	<3	99,6	549	25	95	59	5,5	91	9,6	4,9	49
average	30	171	5	97	441	37	91	63	6,4	90	11,3	5,1	54

Tab. 1 *Performance of the Wolfertn/farmhouse Schillhuber vertical flow constructed wetland from 1992 to 1997 (given figures are yearly averages)*

As can be seen from table 1 the Austrian effluent standards are being met easily. The phosphorus elimination decreased from 72% to about 40-50% within the operation time due to limited adsorption potential of the substrate. During 1995 an experiment to increase the total nitrogen elimination was undertaken. A recirculation pump was installed in the effluent which pumped the nitrified effluent into the settlement tank of the pre-treatment. An 80% recirculation rate increased the TN elimination to 72% (from originally 40% without recirculation).

Tertiary treatment (Polishing)

Polishing the effluent of conventional biological plants may sometimes be necessary if high removal must be achieved due to the receiving water. In such cases even lower effluent concentrations than those which can be obtained by each of the two systems are required. In Austria mostly activated sludge plants are combined with CW. Depending on the individual circumstances HSF- or VF-systems can be used for advanced oxidation or nutrient removal like denitrification. With a specific area of 1-2 m².p.e.⁻¹ these goals can be met.

Description: Strengberg is a village in western Lower Austria which has a conventional activated sludge process wastewater treatment plant designed for 1500 pe. Because the receiving watercourse is very small, a final nutrient removal stage was required by the authorities. A vertical flow constructed wetland was chosen, designed and investigated by a team of IWGA (Institute for Water Provision) of the University of Agricultural Sciences in Vienna and the Austrian Research Centre Seibersdorf.

Constructed: Autumn 1994.

Operational: Spring 1995 to date.

Process Description: The conventional treatment plant effluent runs into a storage tank (6 m³) where a pump is used to load the 4 parallel vertical flow beds intermittently. Each bed can be operated independently. The flushes have a programmable volume and therefore occur at variable intervals. Two beds have a 120 cm main layer of sand/gravel (0 - 8 mm), the other two beds have a 80 cm main layer of the same material, to check if the height of the bed influences the treatment performance. The outlet pipes are adjustable at different heights in the outlet manholes.

Dimensions: 4 beds 23 m long x 6,5 m wide and 1,2 m (2 beds) resp. 0,8 m (2 beds) deep.

Media: 0-8 mm sand/gravel.

Liner: 2 mm PE plastic liner.

Plants: *Phragmites australis*.

Inlet Distribution: Above ground steel pipes with 8 mm holes each 3 m; below the holes plates are situated to prevent erosion.

Outlet Collection: Perforated drainage pipes (150 mm diameter) in 26 cm gravel layer (16-32 mm grain size).

Performance: Table 2.

hyd. load	COD			NH ₄ -N			PO ₄ -P		
	in	out	% el.	in	out	% el.	in	out	% el.
[mm/d]	[mg/l]		[%]	[mg/l]		[%]	[mg/l]		[%]
100	39	33	15	0,9	0,14	84	0,2	0,2	0
118	40	28	30	0,5	0,04	92	1,1	0,6	45
154	35	28	20	0,8	0,05	93	1,1	0,9	18
200	70	30	57	7,3	0,05	99	4,6	0,9	80
250	41	30	28	0,2	0,05	79	0,2	0,2	0
333	41	35	15	6,3	0,11	98	1,5	0,7	53
500				1,8	0,27	85	0,2	0,2	0

Tab. 2 *Performance of the Strengberg tertiary treatment constructed wetland from 1995 to 1997 at increasing hydraulic loading rates (Schönerkle et al 1997)*

The nitrification capacity was very high even at loading rates of 500 mm/d. The NH₄-N outlet concentration was below 0,3 mg/l without dependence on the inlet concentration within the investigated range of up to 7,3 mg/l. Two tests with ammonia shock loadings (14 g NH₄-N/m²/d) showed that the system could reduce the peak concentrations from 47 mg/l in the inlet to 9 mg/l in the outlet. Most recent results show similar efficiency with loading rates corresponding to 0,3 - 0,5 m². p.e.⁻¹.

The phosphate elimination was clearly dependent on the inlet concentration with relatively high elimination rates only at high inlet concentrations.

Hybrid Systems

Hybrid systems are combinations of HSF- and VFS-systems with the aim to utilize the advantages of both systems.

HSF systems are good for:

- i) TSS and bacterial removal because of their ability to filter
- ii) BOD₅ removal up to the limit set by its oxygen-transfer capability
- iii) Nitrate removal by biological denitrification. Oxygen from the nitrate can be used for BOD₅ removal.

HSF systems are poor for nitrification because of their limited OTC (oxygen transfer capacity)

VSF systems are good for:

- a) Nitrification because of their good OTC

b) BOD₅ and COD removal as well because of their high OTC

VSF systems are less good than HSF systems for TSS removal and can become clogged if the sand selection and operation is not correct. They can remove bacteria but tertiary HSF systems are better.

HSF – VSF

This system is appropriate to eliminate suspended solids in the first stage (HSF) as well as BOD and COD. In the second stage (VSF) nitrification takes place and thus the opportunity is given to recycle the nitrified effluent of the VSF-stage to the first stage where a high denitrification can occur due to the high concentration of organic carbon of the raw wastewater. (see case study Dhulikhel, chapter 5.2.4).

VSF – HSF

This alternative arrangement has been used in France and in the UK. Mostly the vertical stage (several beds in parallel) is operated intermittently, the horizontal one continuously.

The system at Oaklands park uses only a total area of 1,4 m². Performance data of this plant can be found in Table 3.

all analyses mg L ⁻¹	Influent	Effluents			
		Stage 1 (VF)	Stage 2 (VF)	Stage 3 (HF)	Stage 4 (HF)
BOD ₅	285	57	14	15	7
TSS	169	53	17	11	9
NH ₄ -N	50.5	29.2	14.0	15.4	11.1
TON	1.7	10.2	22.5	10.0	7.2
Ortho P	22.7	18.3	16.9	14.5	11.9

Tab. 3 *Performance data from the Oaklands Park secondary treatment RBTS, August 1989 to September 1991 (Cooper et al 1996)*

If this arrangement is applied for nitrogen removal the nitrification takes place in the first stage and the denitrification in the second. The problem with denitrification in the second stage is the lack of readily degradable carbon. Therefore an external carbon source might be helpful.

In Austria a system was used with two VSF stages in series with no recycle. The two stages used approximately 5 m². pe⁻¹ (2,5 each). The first stage was operated with low water table which resulted in carbon removal and in nitrification. The second stage was operated with high water level to get denitrification.

Denitrification only worked when methanol was added as external carbon source (Laber et al, 1997).

In system A with the recycle (compare case study Wolfert) it appears that there raw wastewater is used as carbon source and thus rapid exogenous denitrification was achieved. The systems achieved 72% removal of Total N in the system with recycle and 78% for the methanol dosed system. Table 4 shows a summary of this work.

System A-recirculation	Inorganic Nitrogen	Total Nitrogen
Without recirculation	17 %	34 %
Experimental stage 1	42 %	53 %
Experimental stage 2	69 %	72 %
System B-dosing of Methanol		
Without dosing	13 %	28 %
Intermittent dosing	82 %	78 %
Continuous dosing	59 %	61 %
Batch dosing	62 %	63 %

Tab. 4 Mean % age removal rates for Inorganic Nitrogen and Total Nitrogen for recirculation and Methanol dosing (Laber et al, 1997)

Developing Countries

One of the most promising technology for application in developing countries seem to be CW, due to their characteristic properties like utilization of natural processes, identification of concerned people with the system, simple construction, simple O/M, process stability, little excess sludge production, cost effectivity etc.

Dhulikhel hospital/Nepal

Description: The Dhulikhel hospital is located in the Kathmandu valley in the small town Dhulikhel. The climate is sub-tropical with monsoon season from June to September. The construction of the hospital started in 1995. It includes 60 beds with nursing quarter and washing hall. The constructed wetland is the first one for Nepal and was designed by a team of local engineers of ENPHO (Environment and Public Health Organisation) and the IWGA of the University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna.

The aim of the project is the elimination of organic compounds, nitrification and significant reduction of indicator bacteria with a system

- for the construction as well as O/M of which it is not necessary to import anything from outside Nepal,

– which can be operated without electricity.

Besides the plant serves as a demonstration unit during excursions to introduce this “new” technology to interested people (Laber et al, 1998).

Constructed: April - July 1997.

Operational: July 1997 to date.

Process Description: A three-chambered settlement tank (16,7 m³) is installed as pre-treatment, followed by a horizontal flow bed (140 m²) as first stage and a 120 m² vertical flow bed as second stage. The average wastewater quantity is 11 m³/day which results in a hydraulic load of 79 mm/day for the horizontal bed and 92 mm/day for the vertical bed during serial operation. Both beds are fed intermittently by mechanical devices without electric power. The outlet pipes of both beds are adjustable at different heights in the outlet manholes. Beside the serial operation also parallel operation is possible, but turned out to be not as efficient as the serial operation. The sludge of the settlement tank is dried in a sludge drying bed.

Dimensions: 1 horizontal flow bed 7 m long x 20 m wide x 0,6 m deep; 1 vertical bed 11 m x 11 m x 0,85 m.

Media: broken gravel (5-20 mm, pore volume: 39%) in the horizontal bed, washed sand (0-2 mm, pore volume:30%, k_f -value: 10⁻³ m/s) in the vertical bed.

Liner: plastic liner.

Plants: *Phragmites karka*.

Inlet Distribution: Above ground PVC pipes with 8 mm holes; below the holes plates are situated to prevent erosion.

Outlet Collection: Perforated drainage pipes (100 mm diameter) in 15 cm gravel layer.

Standard: not yet established in Nepal.

Performance: The following experimental operational stages were tested from July 1997 to April 1998:

- phase 1: horizontal and vertical flow bed in series, both beds with free drainage (no water saturation)
- phase 2: horizontal and vertical flow bed in series, high water level within the horizontal flow bed (2/3 of the soil profile), free drainage within the vertical flow bed
- phase 3: vertical flow bed as single treatment stage, free drainage

Table 5 shows the performance results during serial operation.

The serial operation of the HSF as first stage and the VSF as second stage

was the most effective sequence. The HSF reduced TSS and COD significantly and is therefore an ideal pretreatment for the nitrification stage. The vertical flow bed is therefore used as nitrification stage and final treatment especially according to the bacterial pollution. The areal removal rates for COD and $\text{NH}_4\text{-N}$ (for the VSF) are much higher than values given in the literature due to the optimized operation of the bed. The combination of HSF with VSF allows the treatment of high hydraulic loads (92mm) without clogging due to the selection of the substrate (gravel in the HSF and very uniform sand in the VSF). The intermittent loading is of great importance for both beds, because of the good.

		ST in	ST out	HFB out	VFB out
BOD5	[mg/l]	118	67	25	2
elimination	[%]		43	79	98
COD	[mg/l]	261	162	45	10
elimination	[%]		38	83	96
TSS	[mg/l]	159	57	19	1,5
elimination	[%]		64	88	99
NH4-N	[mg/l]	32	32	27	0,08
elimination	[%]		0	16	99,8
NO3-N	[mg/l]	0,2	0,2	0,4	27
P tot	[mg/l]	4,6	4,4	2,6	1,4
elimination	[%]		4	43	70
E. coli	[E.coli/100ml]	1,64E+07	1,71E+06	4353	20
elimination	[%]		90	99,97	99,9999

Table 5 Performance of the Dhulikhel constructed wetland system during serial operation (ST settlement tank, 1.stage: HFB ... horizontal flow bed, 2.stage: VFB ... vertical flow bed)

Constructed wetlands for Sludge Dewatering

With their particular features

- fast growth under very diverse conditions
- tolerance versus different water levels but also versus drought
- high evaporation capacity
- deep growing rhizome and root systems
- building of new roots on the nodes when these become surrounded by new colonizable material

reeds meet the demands imposed by sludge extremely well (Maeseneer, 1993a).

A lot of attempts and even technical realisations are known to use constructed wetlands for sludge dewatering.

Reinhofer and Berghold (1994) showed that for a specific area of about 0.15-

0.25 m². p.e.⁻¹ a sludge volume reduction of 80-90 % and a dewatering capacity of about 35 % dry matter is possible. Within this process the stabilisation of sludge takes place. Furthermore, the good hygienic quality of the end-product must be mentioned. Similar results were achieved by Klee and Hofmann (1986), Nielsen (1990) and Haider (1988). Pauly (1994) succeeded in dewatering sludge even up to 60 % dry matter. After 3 to 6 years of loading the dewatering plant 1 year of resting is necessary before evacuation.

Maeseneer (1993 b) considers dewatering by common reeds as a safe and reliable method because of its high evapotranspiration. Once a layer of sludge is dry a new one can be put on top of the previous one (0.5 m seems to be a reasonable thickness).

In his experiments Maeseneer (1993 b) could show the applicability of reeds for dewatering sludge that is highly polluted with heavy metals. In these experiments reeds did not show higher metal concentrations than when grown in normal substrates.

References

Armstrong, J., Armstrong, W. (1990): Pathways and mechanisms of oxygen transport in *Phragmites australis*. In: Constructed wetlands in Water Pollution Control, Advances in Water Pollution Control, Ed: Cooper, P.F. & Findlater, B.C. (Eds), Pergamon Press, Oxford, UK, pp.529-534.

ATV-A 262 (1997): Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bei Ausbaugrößen bis 1.000 Einwohnerwerte. Regelwerk ATV-Arbeitsblatt 262, St. Augustin, Germany

Brix H., Schierup H. H. and Lorenzen B. (1989). Design criteria for BOD₅-removal in constructed reed beds. In: Small wastewater treatment plants, Odegaard H. (Ed.), Conference preprints, TAPIR, Trondheim, 407-414.

Cooper, P.F, G.D Job, M.B. Green, RBE Shutes (1996): Reedbeds and constructed wetlands for wastewater treatment. WRc Swindon.

Haberl, R., Perfler, R. (1990): Seven years of research work and experience with wastewater treatment by a reed bed system, In: Constructed wetlands in Water Pollution Control, Advances in Water Pollution Control, Ed: Cooper, P.F. & Findlater, B.C. (Eds), Pergamon Press, Oxford, UK, pp.205-214.

Haider, R. (1988). Schlammbehandlung in bepflanzten Filterbeeten in Österreich, Modellanlage Neumarkt am Wallersee/Salzburg. Hydrologische Untersuchungsstelle Salzburg.

IWA (2000): Constructed Wetlands for pollution control – processes, performance, design and operation. IWA specialist group on use of macrophytes in water pollution control. Scientific and Technical Report No 8, IWA.

Kadlec, R.H. (2000). The inadequacy of first-order treatment kinetic models, Ecol. Eng. 15, pp105-119

Kadlec, R.H., Knight, R.L. (1996). Treatment wetlands. CRC, Lewis Publishers, Boca Raton, New York, London, Tokyo.

Klee, O., Hofmann, K. (1986). Aus Kl@rschlamm wird wertvoller Humus, Forschungsprojekt Dornstadt. Der Gemeinderat, Unabhängiges Magazin für Mandatsträger und Kommunalpolitik, 11.

Laber J., Perfler R. and Haberl R. (1997). Two strategies for advanced nitrogen elimination in vertical flow constructed wetlands. Wat. Sci. Tech., 35 (5), 71-78.

Laber, J., Haberl, R., Shresta, R. (1998). Two stage constructed wetland for treating hospital wastewater in Nepal. Water Science and Technology 40 (3), pp 317-324

Langergraber G (2002): Calibration of a simulation tool for subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment. In: Hassanizadeh SM, Schotting RJ, Gray WG, Pinder GF (Eds): Developments in Water Science 47: Computational Methods in Water Resources – Volume 1, Elsevier Science BV, Amsterdam, The Netherlands, pp 663-670

Langergraber G (2001): Development of a simulation tool for subsurface flow constructed wetlands. Wiener Mitteilungen 169 Vienna, Austria

Luckner L. Lützner K. Müller V (1998): Theoretische Grundlagen zur Bemessung von Pflanzenkläranlagen. In: Lützner K et al. (Eds) Naturnahe und technische Klein- und kleine Kläranlagen im Vergleich, Dresdner Berichte Band 12, Institute für Siedlungswasserbau Industriewirtschaft, Technische Universität Dresden, Dresden, Germany, pp 19-46

Maeseneer, I. de (1993a). Dewatering heavy metals laden sludge by reeds. Newsletter of the Specialist group on the use of macrophytes in water pollution control, **9**, 27-42.

Maeseneer, I. de (1993b). Results of trials on the purification of abattoir wastewater by vertical movement through soil. Newsletter of the Specialist group on the use of macrophytes in water pollution control, **8**, 13-22.

Nielsen, S. (1990). Sludge dewatering and mineralisation in reed bed systems. In: Constructed wetlands in Water Pollution Control, Advances in Water Pollution Control, Ed: Cooper, P.F. & Findlater, B.C. (Eds), Pergamon Press, Oxford, UK, pp.245-256.

ÖNORM (1997), ÖN B2505: Bepflanzte Bodenfilter (Pflanzenkläranlagen) - Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb.

Pauly, U. (1994). Trocknung und Veredung von Klärschlamm in schilfbepflanzten Beeten. In: Wasserreinigung durch Pflanzen, Dokumentation des Plantec-Schwerpunkts '93, Zentralverband Gartenbau (Ed.), K'llen Druck und Verlag, pp.67-75.

Platzer C (1999): Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification. Wat Sci Techn 40(3),257-264

Reddy KR, Smith WH (Eds, 1987): Aquatic plants for water treatment and resource recovery. Magnolia Publishing, Orlando, FL, USA

Reinhofer, M., Berghold, H. (1994). Klärschlammveredung mittels Helophyten. Korrespondenz Abwasser, **41** (8), 1302-1305.

Schönerklee, M., Koch, F., Perfler, R., Laber, J. (1997): Tertiary treatment in a vertical - flow reed bed system - a full - scale pilot plant for 200 - 600 p.e. Water Science and Technology 35 (5).

Vymazal J., Brix H., Cooper P. F., Green M. B. and Haberl R. (Eds, 1998). Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe. Backhuys Publishers, Leiden.

INDAGINE PRELIMINARE SUI RENDIMENTI DEGLI IMPIANTI ITALIANI DI FITODEPURAZIONE PER FONTI DI INQUINAMENTO PUNTUALE

Fabio Masi

Lo sviluppo della fitodepurazione in Italia

Il territorio italiano è caratterizzato dalla presenza di numerosi insediamenti abitativi di piccole o medie dimensioni, con un intervallo di abitanti equivalenti che varia da poche decine ad alcune migliaia. Alcuni villaggi rurali, ormai quasi abbandonati, sono stati recentemente trasformati in centri turistici, che registrano durante le alte stagioni considerevoli picchi di presenza turistica.

L'utilizzo di sistemi "tecnologici" di trattamento delle acque reflue, come ad esempio gli impianti a fanghi attivi, ad ossidazione totale, i filtri percolatori, i biodischi ecc., ha dimostrato notevoli problemi gestionali su questi intervalli di utenze, prevalentemente generati dalla difficoltà economica correlata ad una gestione continuativa e specializzata che ne assicurerebbe un più corretto funzionamento. Le notevoli oscillazioni di presenze che spesso avvengono nei piccoli centri urbani rurali, montani o costieri, producono inoltre grosse problematiche tecniche nella gestione delle biomasse presenti nei sistemi biologici "tecnologici", come ad esempio gli elevati tempi di attivazione all'inizio delle stagioni turistiche o le "morie di fanghi" tipiche dei periodi in cui tali impianti lavorano sotto carico o vengono spenti del tutto.

Un ulteriore aspetto di grande rilevanza è quello che introduce il concetto della "depurazione decentralizzata" (Sansoni, 1998).

A questo proposito, per molti insediamenti urbani rurali un'affidabile scelta tecnologica potrebbe essere il collettamento di svariati nuclei in grossi impianti di depurazione consortili.

Da un lato si avrebbe la garanzia di ottenere continuamente il rispetto dei limiti di qualità per gli scarichi ed una fattibilità economica positiva nelle relative spese di gestione, ma anche, dall'altro, elevate spese di investimento, spesso insostenibili, per la realizzazione di nuove reti fognarie.

La realizzazione di grossi impianti consortili in zone rurali comporta inoltre

una profonda alterazione dei cicli biogeochimici delle idrosfere locali, movimentando le acque reflue spesso in zone molto lontane dai punti di attingimento delle stesse, e quindi variando il naturale decorso delle acque nei bacini idrografici e relativi sottobacini.

Il concetto della “depurazione decentralizzata” è invece basato sull’eliminazione delle alte spese di investimento per la realizzazione delle reti fognarie e nell’implementazione di trattamenti quanto più possibile a piè d’utenza, che abbiano i costi e le necessità tecniche per la gestione ridotti al minimo, e che restituiscano le acque adeguatamente trattate in modo diffuso nel territorio.

Le tecniche di depurazione naturale, e in particolare le aree umide artificiali (comunemente definite come impianti di fitodepurazione), sembrano essere una delle più promettenti ed appropriate soluzioni per i problemi sopra enunciati. Esse infatti rispondono egregiamente alle esigenze di rispetto dell’ambiente, e quindi di adeguate ed affidabili rimozioni degli inquinanti, nonché di contenimento e ottimizzazione dei costi di investimento e, soprattutto, dei costi di gestione, che risulta assai semplificata, non specializzata e a basso consumo dal punto di vista energetico.

In tutta Europa questi sistemi vengono ormai considerati come una delle soluzioni di trattamento con il miglior rapporto tra costi e rendimenti, soprattutto per la loro elevata affidabilità sul lungo periodo, anche in assenza di gestione specializzata.

In Italia si è verificato un notevole ritardo nella diffusione delle tecniche di depurazione naturale rispetto agli altri paesi europei, nonostante le condizioni meteorologiche più favorevoli nel territorio nazionale rispetto, ad esempio, ai paesi nordeuropei. Una delle principali cause è stata la mancanza di riferimenti normativi che prendessero in considerazione questa tipologia di impianti fino al recepimento della direttiva europea 91/271, con il D.Lgs. 152/99.

E’ proprio dal 1999, infatti, che la fitodepurazione viene consigliata nella normativa sulle acque (All. 5 del D.Lgs. 152/99) come trattamento secondario appropriato sotto ai 2000 abitanti equivalenti per lo scarico in acque superficiali, o sotto 10000 a.e. per lo scarico in mare o, infine, come trattamento di affinamento per impianti tecnologici di dimensioni superiori. A riguardo di quest’ultima applicazione si deve sottolineare che nell’Annuario dei dati ambientali realizzato dall’Apat (Agenzia per la protezione dell’ ambiente e per i servizi

tecnici) viene riportato che negli agglomerati con più di 15.000 a.e. sono conformi alla legge soltanto 361 depuratori su 730, con picchi di irregolarità registrati al sud e nelle isole.

I trattamenti appropriati, secondo l'allegato 5, "devono essere individuati con l'obiettivo di:

- a) rendere semplice la manutenzione e la gestione;
- b) essere in grado di sopportare adeguatamente forti variazioni orarie del carico idraulico e organico;
- c) minimizzare i costi gestionali".

Gli impianti di fitodepurazione sembrano rispondere ottimamente a queste indicazioni. E' per questo che in Italia, ormai da una decina di anni, gruppi di ricerca, enti pubblici e società private hanno incominciato a verificare, sulla base delle esperienze europee e nordamericane, l'applicabilità della fitodepurazione per il trattamento delle acque reflue civili, per alcuni reflui industriali (prevalentemente agroalimentari) e per la rimozione di nutrienti (inquinamento diffuso di origine agricola). Nonostante una prima fase che ha portato, per mancanza di esperienze applicative, alla costruzione di impianti mal progettati e in alcuni casi scarsamente funzionanti, il ricorso a tali impianti non si è arrestato.

L'azione coordinata di organismi come l'Agenzia Nazionale per la Protezione Ambientale (ora APAT), l'ENEA, i gruppi di ricerca universitari (Padova, Pavia, Bologna, Firenze, Udine, Venezia, solo per citarne alcuni), alcune ARPA, il gruppo specialistico dell'International Water Association (IWA) sull'utilizzo di macrofite per il trattamento di acque inquinate, sta portando alla definizione di criteri progettuali comuni e alla volontà di istituire una rete di controllo e monitoraggio estesa a tutto il territorio.

Quest'ultimo passaggio risulta fondamentale per ottenere dati che potranno essere comparati, elaborati ed infine utilizzati per calcolare nuove costanti cinetiche di processo necessarie per comprendere le dinamiche di funzionamento indispensabili per la creazione di modelli previsionali attendibili e per la redazione di linee guida progettuali mirate al bacino del Mediterraneo, evitando in questo modo il ricorso ai modelli americani o europei (Brix, 1996; Reed, 1995; Kadlec, 1996; Cooper, 1993), che porta in genere ad una sovrastima delle dimensioni d'impianto necessarie alle nostre latitudini o per l'ottenimento di diversi obiettivi depurativi.

La sezione italiana del gruppo specialistico macrofite dell'IWA sta raccogliendo da anni informazioni, dettagli tecnici e dati di monitoraggio sugli impianti di fitodepurazione realizzati (e sui trattamenti di depurazione naturale in genere), creando una prima raccolta nazionale consistente in circa 170 impianti operativi certi, rispondenti a quelle caratteristiche tecniche comunemente accettate dal mondo scientifico internazionale.

Tale censimento non ha sicuramente un carattere esaustivo e ne risulta particolarmente difficile l'aggiornamento in questi ultimi anni, in cui la fitodepurazione ha mostrato una sempre crescente applicazione; al momento è però l'unico strumento disponibile e l'investigazione di maggior dettaglio tecnico finora elaborata a livello nazionale.

Considerando l'alto numero di impianti per case singole di cui si sono avute segnalazioni, ma su cui non si sono potute verificare le specifiche progettuali, le modalità operative ed i rendimenti, si può ragionevolmente considerare un numero di impianti maggiore di 300 unità. I dati raccolti sono: localizzazione, tipologia di acque trattate, parametri di processo e di design e, quando disponibili, risultati del trattamento.

Come si può notare dalla rappresentazione grafica (Fig. 1) della distribuzione territoriale degli impianti ad oggi realizzati, la maggior parte dei sistemi sono concentrati nel Centro e nel Nord Italia. Il 75% dei 172 sistemi censiti è infatti distribuito fra Toscana, Veneto ed Emilia Romagna, regioni in cui le autorità locali si sono mostrate maggiormente recettive all'accettazione di questi impianti già da svariati anni.

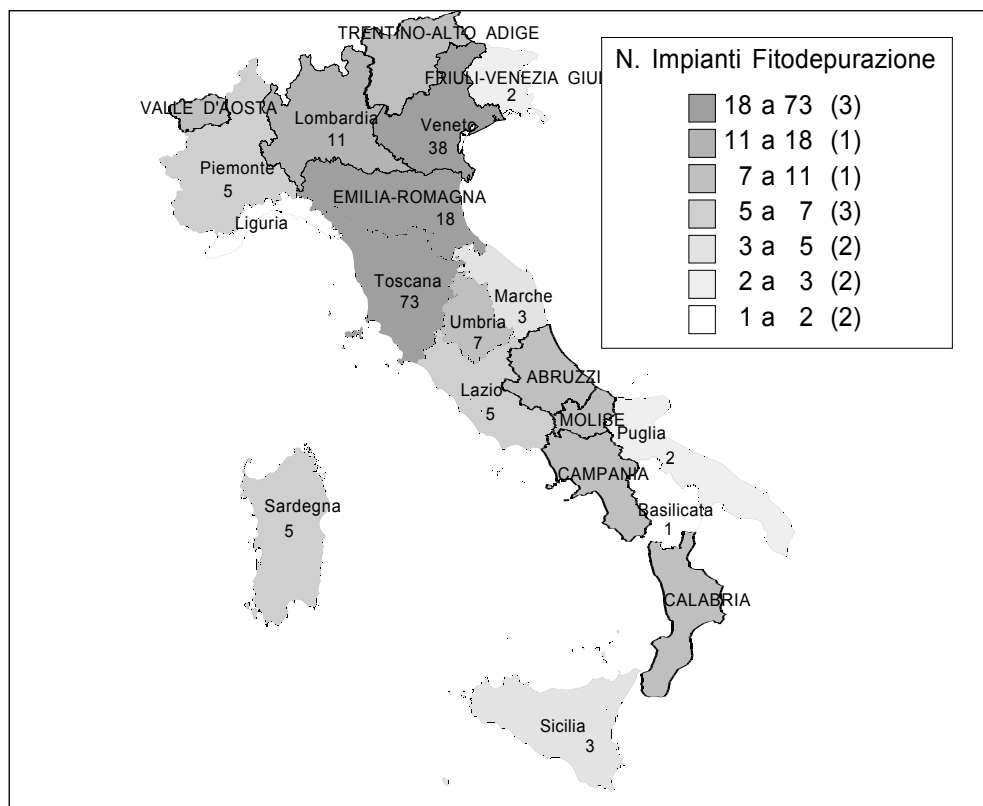


Fig. 1 *Distribuzione geografica degli impianti di fitodepurazione in Italia (Masi, 2002)*

La Fig. 2 sottolinea il crescente sviluppo nell'applicazione dei sistemi di depurazione naturale nel nostro paese (tutti gli impianti realizzati nel periodo 1985-1993 sono stati accorpati nell'anno 1993). Dall'osservazione di questo trend di crescita ci si può aspettare un incremento di realizzazioni quasi esponenziale, in special modo andando a considerare l'applicazione di questi sistemi per il trattamento di case isolate (piccoli-medi impianti).

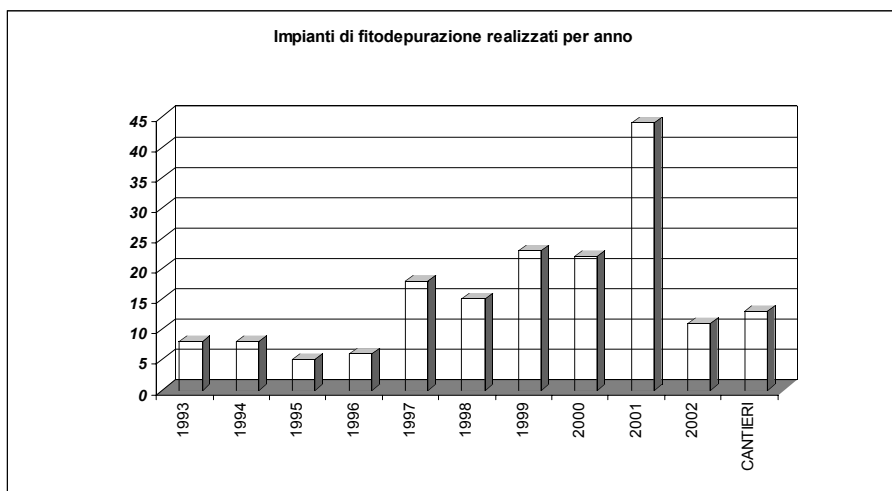


Fig. 2 Numero di impianti di fitodepurazione realizzati annualmente dal 1993 ad oggi

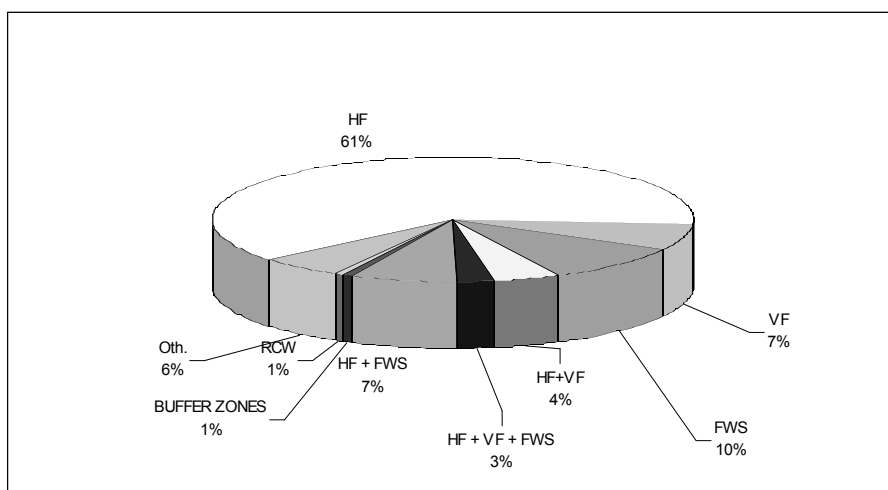


Fig. 3 Diffusione delle diverse tipologie di impianti di fitodepurazione in Italia

In Figura 3 sono riportate le diverse tipologie di impianti realizzate, da sole o combinate tra loro. La tipologia più utilizzata è il sistema a flusso sommerso orizzontale (HF), con più di 100 impianti operativi, spesso preferito per la sua maggiore semplicità realizzativa e gestionale rispetto agli altri sistemi. Purtroppo è stato possibile reperire dati di monitoraggio di soltanto 16 di essi, quindi la discussione dei risultati presentati in questa sede si riferisce ad una pic-

cola frazione del totale (circa 9%). Tuttavia, su molti degli altri impianti sono state effettuate analisi sporadiche, che comunque risultano nella maggioranza dei casi in buon accordo con le rese di rimozione valutate sugli impianti pilota realizzati e studiati estensivamente da università ed organizzazioni di ricerca, pubbliche e private, e sui 16 impianti in scala reale.

Anche per i sistemi a flusso sommerso verticale (VF), sui 23 impianti operativi esistenti solo 5 sono stati regolarmente analizzati.

La maggioranza dei sistemi a flusso sommerso, sia HF che VF, circa 120 impianti, sono stati installati per il trattamento di reflui domestici o civili come stadio di trattamento secondario (quindi sempre preceduti da uno stadio di trattamento primario).

I sistemi HF sono stati in gran parte dimensionati con un coefficiente d'area di 3-5 m² ae⁻¹ (ae=abitante equivalente; 60 gr BOD₅ per persona per giorno), mentre i sistemi VF presentano un minore ingombro, con un coefficiente che varia tra 2-3 m² ae⁻¹.

I sistemi a flusso libero (FWS) sono prevalentemente stati realizzati come stadio di trattamento terziario o post-trattamento per impianti biologici esistenti (fanghi attivi, biodischi ecc.) con un'area specifica pari a circa 1.5 m² ae⁻¹ (9 impianti), o come stadio finale in sistemi di fitodepurazione ibridi (quindi insieme alle tipologie a flusso sommerso), per favorire la disinfezione degli effluenti e raffinare il trattamento depurativo, ai fini del riuso agricolo o industriale delle acque trattate.

Sono presenti in Italia anche alcune importanti esperienze di utilizzo di zone umide seminaturali (NW) o ricostruite (RCW), impiegate prevalentemente per la rimozione di nutrienti nella Regione Veneto, come trattamento a “tecnologia leggera” dell'inquinamento diffuso di origine agricola. Gli interessanti risultati ottenuti in queste esperienze sono stati descritti da Bendoricchio G. *et al.* (2000), Bragato C. *et al.* (2002) e Borin M. *et al.* (2001).

Le esperienze applicative sulle acque industriali sono prevalentemente focalizzate nel settore delle trasformazioni agroalimentari (aziende vitivinicole, caseifici, stalle di mungitura, oleifici), o nel trattamento terziario finalizzato alla rimozione di alcuni inquinanti di lenta degradazione, come tensioattivi (lavaggi auto, industria tessile), coloranti (industria tessile), organici persistenti (polo chi-

mico di Porto Marghera, impianto di Fusina attualmente in via di progettazione).

I sistemi ibridi, e particolarmente l'abbinamento di sistemi a flusso sommerso verticale (VF) ed orizzontale (HF), anche se realizzati al momento in numero limitato, si dimostrano come un'efficace scelta progettuale per l'abbattimento dell'azoto, con un ridotto impiego d'area (1-2 m²/a.e.). I sistemi ibridi sono stati applicati nelle situazioni in cui erano richieste più alte prestazioni e più spinti livelli di rimozione degli inquinanti.

Come si può osservare nella successiva Figura 4, gli impianti di fitodepurazione realizzati in Italia sono in gran parte di piccola-media taglia. Il numero riportato di impianti per case singole (1-10 ae) è sicuramente sottostimato, per le difficoltà incontrate nel censimento degli stessi, ma si può dare una stima credibile del loro ammontare corrispondente a circa 150-200 unità.

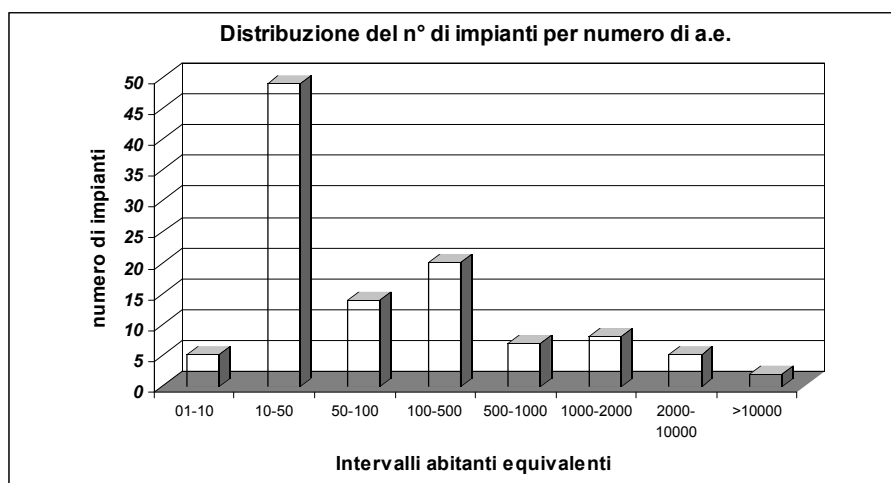


Fig. 4 Distribuzione del numero di impianti per fasce di utenza

Trattamento di fonti di inquinamento puntuale

Come specificato nei precedenti paragrafi, la maggior parte degli impianti di fitodepurazione italiani tratta acque reflue prodotte da sorgenti puntuali. Dall'analisi dei rendimenti degli impianti monitorati, considerando particolarmente quegli impianti con più di tre anni di attività, emergono le considerazioni di seguito suddivise per tipologia impiantistica e stadio di trattamento depurativo.

I sistemi a flusso sommerso sono la soluzione più efficace, in termini di area

specifica, per la rimozione del carico organico e della filtrazione dei solidi sospesi.

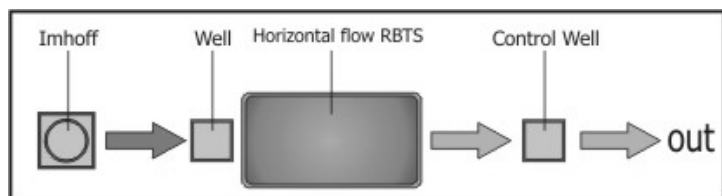
In Italia i sistemi HF sono quasi unicamente riempiti con ghiaia fine (5-10 mm) o con lisetta (1-4 mm), e non presentano le problematiche riportate per tali sistemi riempiti a sabbia di cui è ricca la letteratura dei paesi di lingua tedesca.

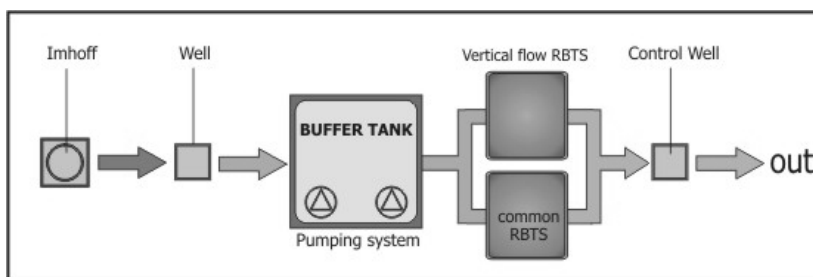
I sistemi VF, tecnicamente un pò più complessi a causa della modalità di alimentazione discontinua necessaria per il loro funzionamento, sono tuttavia la migliore tipologia di fitodepurazione per la nitrificazione, anche se devono essere utilizzati in combinazione con i sistemi HF se si vuole poi ottenere un'elevata rimozione dell'azoto per denitrificazione. Il maggior costo della sabbia rispetto alla ghiaia fine, in molte zone del paese, fa sì che si debba attentamente valutare la necessità di un'azione depurativa sui nutrienti prima di preferirli ai sistemi HF.

Quando si vogliano ottenere standard di qualità più stringenti (scarico in corpi idrici recettori sensibili, scarico sul suolo, riutilizzo degli effluenti), i sistemi ibridi rappresentano una scelta quasi obbligata nella definizione della configurazione dell'impianto.

I sistemi di trattamento primario sono estremamente importanti, come lo è la loro corretta gestione nel tempo. I più comunemente utilizzati sono le fosse settiche tricamerale e le fosse Imhoff, unitamente a degrassatori per le acque grigie ed in alcuni casi a grigliatura meccanica.

I seguenti schemi a blocchi descrivono le configurazioni degli impianti di fitodepurazione usualmente adottate in Italia (RBTS=Reed Bed Treatment System – normale definizione dei sistemi a flusso sommerso, sia HF che VF, che utilizzano *Phragmites communis*).





Sistemi a flusso sommerso orizzontale (HF)

I sistemi a flusso sommerso orizzontale esistenti in Italia sono stati in larga maggioranza dimensionati utilizzando i criteri riportati nella letteratura internazionale: E.P.A. (1993), Cooper P.F. (1990, 1993), Reed *et al.* (1995), Kadlec & Knight (1995). I risultati ottenuti possono essere quindi comparati con le rese di rimozione riportate nei più aggiornati testi sulle tecniche di fitodepurazione (Vymazal *et al.*, 1998; DLWC-NSW, 1998; IWA, 2000).

I sistemi che mostrano le migliori prestazioni sono riempiti con ghiaia di diametro inferiore ai 10 mm, hanno coefficienti d'area specifica che variano tra 2.5 e 5 m²/ae (con una tendenza verso il limite inferiore di tale intervallo), la pendenza del fondo dell'1-2% ed una profondità media di 0.7 m (Del Bubba, 2000; Garuti, 2000; Masi, 1999; Pucci, 2001, Conte, 2001; Masi, 2002). Gli impianti descritti nella letteratura nazionale sopra citata hanno dimostrato l'elevata affidabilità dei sistemi HF per la rimozione del carico organico, dei solidi sospesi e del carico microbico (indipendentemente da variazioni anche sostanziali nel carico idraulico), delle caratteristiche di composizione delle acque in ingresso e delle temperature esterne.

In pieno accordo con i dati di letteratura, gli impianti HF italiani dimensionati con coefficienti d'area minori di 5 m²/ae non riescono ad ottenere rimozioni dell'azoto ammoniacale superiori al 60-70%, mentre mostrano rese più elevate per la denitrificazione, specialmente nei mesi estivi (Del Bubba, 2000; Garuti, 2000; Masi, 1999).

Masi (2000) riporta un tentativo di individuazione di una correlazione tra le concentrazioni del carico organico (COD) in ingresso e quelle in uscita per 10 impianti HF italiani applicati come trattamento secondario di reflui civili e domestici. I 10 impianti hanno tutti un tempo di ritenzione idraulica (HRT) com-

preso tra 3-4 giorni. La Figura 6 mostra la debole relazione tra i valori esaminati (medie annuali sui singoli impianti), mettendo quindi in luce una certa indipendenza della qualità degli effluenti dal contenuto di carico organico dei reflui in ingresso. Questo risultato è in accordo con quanto riportato per il BOD_5 da Vymazal (1999) su 44 impianti HF nella repubblica Ceca e da Brix (1998), per 100 impianti HF in Danimarca.

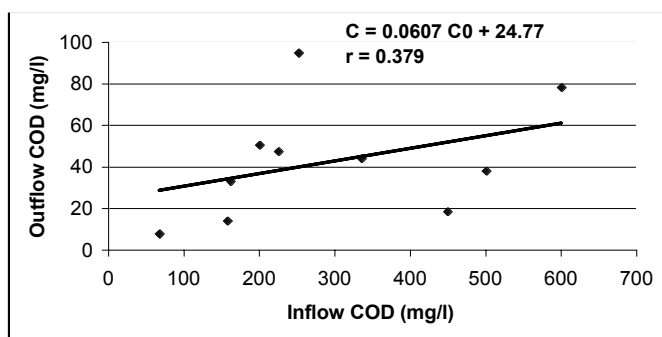


Fig. 5 Correlazione tra le concentrazioni di COD nei reflui in uscita dai sistemi primari (fosse Imhoff) e le concentrazioni negli effluenti per 10 impianti HF. Ogni punto rappresenta le due medie annuali per ogni singolo impianto.

Aggregando tutti i dati inerenti la rimozione del carico organico, espresso come COD, sui 10 sistemi italiani analizzati si ottiene una rimozione media pari al 83.7% (K 10.0%), ed anche questo dato risulta in accordo con simili esperienze nordamericane, norvegesi e ceche (Reed *et al.*, 1993; Maehlum *et al.*, 1998; Vymazal, 1999).

Negli stessi impianti si sono ottenute rimozioni medie dei solidi sospesi pari al 86.1% (K 15.3%), dell'azoto ammoniacale pari al 64.0% (K 29.4%) e del 94.5% (K 7%) per i nitrati.

Conte (2001) mette inoltre in evidenza, mediante uno studio su 4 impianti HF operativi in Toscana da più di quattro anni, come questi sistemi ottengano alle nostre condizioni meteorologiche risultati del tutto comparabili con alcune esperienze inglesi e ceche, realizzate con gli stessi criteri progettuali e con simili materiali, ma con maggiori dimensioni specifiche rispetto al carico idraulico giornaliero (Cooper *et al.*, 1996; Vymazal *et al.*, 1998). Conte descrive infatti impianti con coefficiente d'area compreso tra 1.1 e 2.6 m²/ae, che ottengono abbattimenti del COD pari al 62-95% e dell'azoto ammoniacale pari al 42-85%;

i valori massimi riscontrabili in questi intervalli sono stati ottenuti nelle esperienze europee solo per impianti dimensionati con coefficienti d'area di circa 4-5 m²/ae. Nel lavoro di Conte viene inoltre considerato l'abbattimento delle sostanze tensioattive anioniche (MBAS), anch'esso sufficientemente elevato (42-88%). Sempre a riguardo della rimozione di tensioattivi in sistemi HF, si segnala l'approfondita ricerca effettuata dal Dip. di Chimica Ambientale dell'Università di Firenze, che ha pubblicato alcuni lavori sull'argomento, in particolare sull'abbattimento dei non-ionici e sulla trasformazione di questi nei vari metaboliti, di cui alcuni rientrano nella famiglia degli ED (Endocrine Disruptors). Nel più recente lavoro di Del Bubba, pubblicato negli atti di questo convegno, viene riportata una rimozione media di circa il 60% della miscela di tensioattivi non-ionici utilizzata sia a basse che alte concentrazioni e con un HLR di circa 2.2 cm/giorno (Del Bubba *et al.*, presenti atti; Sacco *et al.*, 2003). Rimozioni superiori al 94% erano state precedentemente ottenute sullo stesso impianto HF pilota, con le stesse condizioni operative, per i tensioattivi anionici, analizzati sia come MBAS che come LAS (Linear Alkylbenzene Sulphonates) (Del Bubba *et al.*, 2000).

Può risultare utile anche la comparazione di due impianti HF italiani per reflui domestici (Moscheta – FI e Spannocchia – SI, Conte *et al.* 2001) che lavorano con un carico idraulico medio giornaliero (HLR) di 4.8 e 5.6 cm/giorno rispettivamente e che ottengono risultati di rimozione del carico organico, dei solidi sospesi e dell'azoto totale comparabili con impianti operativi nei paesi scandinavi, con dimensioni simili ma con HLR nettamente inferiori (minori di 1.5 cm/giorno, Axler *et al.*, 2000). Per quanto riguarda i parametri microbiologici, vengono considerati nel lavoro di Conte tre impianti, i quali ottengono elevate rese di rimozione dei principali indicatori, spesso superiori al 99,9%. Questi risultati sono comparabili sia con quelli ottenuti su impianti europei operanti con HLR più bassi (Ottovà *et al.*, 1996), sia con impianti con simile HLR ma situati in regioni con condizioni meteoclimatiche più favorevoli e stabili (Khatiwada and Polprasert, 1999; Masi *et al.*, 1999).

Altri impianti HF degni di attenzione nel panorama nazionale sono le applicazioni ai reflui “industriali”.

Mantovi (2001), del Centro Ricerche Produzioni Animali di Reggio Emilia, ha pubblicato i risultati ottenuti su un sistema HF che tratta le acque di lavaggio di una stalla di mungitura miste a scarichi civili. L'impianto opera con un HLR di circa 4.2 cm/giorno ed ha ottenuto nel primo anno di monitoraggio rimozioni

del carico organico superiori al 92% per il COD, con concentrazioni in ingresso superiori ai 1000 mg/l, e del 93% del BOD₅, e superiori al 91% per i solidi sospesi. Anche in questo caso l'impianto HF non si mostra particolarmente versatile per la nitrificazione.

Per quanto riguarda le aziende vitivinicole, sono stati recentemente pubblicati i risultati di alcune ricerche effettuate su tre impianti di fitodepurazione situati in Toscana, in cui sono presenti stadi HF, ed in cui si ottiene una rimozione percentuale del carico organico molto elevata con tempi di ritenzione di 3-4 giorni (anche in questo caso inferiori di 1-2 giorni rispetto a simili esperienze anglosassoni): COD 87-98%, BOD₅ 92-98%. Negli stessi impianti si sono ottenute le seguenti rimozioni medie totali (in quanto due impianti sono configurati come sistemi ibridi): Solidi Sospesi 70-90%, Azoto totale 50-90%, Fosforo Totale 20-60% (Masi *et al.*, 2002).

Sistemi a flusso sommerso verticale (VF)

In Europa i sistemi a flusso sommerso verticale sono indubbiamente sempre più adottati, specialmente nei paesi di lingua tedesca, dove sono stati recepiti dalle normative tecniche nazionali (ATV per la Germania, ONORM per l'Austria) per il trattamento dei reflui di case sparse e nuclei abitativi di piccola-media entità, ma anche in altri paesi come il Regno Unito, la Grecia, l'Olanda (Vymazal *et al.*, 1998).

Anche in Italia sta aumentando il numero di realizzazioni di questa tipologia di impianti, sia a livello di piccoli impianti, sia come stadi ossidativi, inseriti per ottenere un'adeguata nitrificazione in impianti ibridi multistadio.

Anche le esperienze italiane mostrano elevate capacità di nitrificazione dei sistemi VF, normalmente riempiti con sabbia grossolana (0.05-0.1 mm) o con lisetta (0.1-0.5 mm) ed alimentati in discontinuo sia con sistemi elettromeccanici di pompaggio che con sifoni di cacciata. L'esperienza tedesca sui sistemi VF ha ben chiarito quali siano i limiti dimensionali, specialmente in termini di HLR, che garantiscono un buon funzionamento nel tempo evitando i fenomeni di occlusione superficiale che sono tipici di sistemi sottodimensionati.

Pertanto anche gli impianti italiani sono stati realizzati con coefficienti d'area di 2-5 m²/ae per il trattamento secondario di reflui domestici o civili e le macrofite maggiormente utilizzate sono sempre le *Phragmites australis*.

Romagnolli (atti del presente convegno) ha raccolto i dati di tre sistemi VF localizzati rispettivamente nel Nord, Centro e Sud Italia. I tre impianti hanno le

stesse caratteristiche costruttive (3 m²/ae, riempiti con 60 cm di sabbia grossolana, alimentati con 50 lt/m².giorno) e gestionali e mostrano eccellenti rimozioni dell'azoto ammoniacale (60-90%), insieme ad un elevato abbattimento del COD (92-99.9%) e del BOD₅ (97-99%).

Di particolare interesse le esperienze dell'ENEA, prima con impianto pilota a San Matteo della Decima (BO) e successivamente con un impianto a scala reale presso un'azienda vitivinicola a Canelli (AS), sulla disidratazione e mineralizzazione dei fanghi di supero prodotti in impianti a fanghi attivi con sistemi VF opportunamente modificati. I risultati dei primi anni di esercizio dell'impianto di Canelli sono in via di pubblicazione.

Un'altra particolare applicazione dei sistemi a flusso sommerso verticale è riportata da Vecchiet in un articolo, pubblicato negli atti di questo convegno, in cui si riporta l'esperienza di un impianto di fitodepurazione a flusso verticale per l'affinamento dei reflui effluenti da un impianto a fanghi attivi a servizio della tintoria di filati tessili Ziche Manifattura Lane S.p.A di Breda di Piave (TV): avviato nel febbraio 2002, è stato realizzato e monitorato da CETA con la collaborazione di AREA Science Park di Trieste e con il supporto finanziario del MURST (Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica Tecnologica). Le analisi condotte hanno evidenziato una riduzione del COD mediamente del 43% e una rimozione dei tensioattivi non ionici BiAS compresa tra il 65 ed il 92%.

Zone umide artificiali per il trattamento terziario

Proprio per la loro adattabilità alle variazioni di carico idraulico e di sostanze inquinanti, per la loro facile e poco onerosa gestione e per gli evidenti vantaggi di inserimento ambientale rispetto ad altri sistemi, le zone umide artificiali si prestano assai bene come stadio di trattamento terziario o di affinamento degli effluenti di depuratori tecnologici esistenti.

Le principali funzioni della fitodepurazione in questa specifica applicazione sono:

- il tamponamento di eventi di malfunzionamento dell'impianto a monte;
- l'ottenimento di elevati standard di disinfezione degli effluenti mirato al riutilizzo degli stessi a fini agricoli o industriali o al ripascimento delle falde presso le fasce costiere;
- il raggiungimento di elevate rimozioni di nutrienti, sfruttando in particolar modo la particolare capacità di denitrificazione dei sistemi HF.

In Italia sono stati realizzati circa 35 impianti di fitodepurazione per trattamento terziario, di cui alcuni HF a singolo stadio (Barbagallo *et al.*, 2002; Conte *et al.*, 2001), alcuni sistemi misti HF+FWS (impianto Gorgovivo di Jesi, attualmente in fase di avvio), ma prevalentemente sistemi FWS (sistemi a flusso libero), come ad esempio i 5 impianti sul Fiume Trebbia (Bisogni, 2000).

Solo 13 impianti sono stati monitorati con regolarità. Due sistemi HF, entrambi posizionati a valle di impianti a fanghi attivi, ed aventi entrambi un coefficiente d'area di circa $1 \text{ m}^2/\text{ae}$, hanno efficacemente svolto l'azione di tamponamento dei picchi di concentrazione degli inquinanti in uscita dagli impianti a monte ed hanno mostrato rimozioni del COD e dei nitrati rispettivamente negli intervalli del 59-88% e del 78-84%. (Masi, 2000).

L'applicazione di un sistema HF per l'abbattimento della carica batterica residua negli effluenti di un filtro percolatore che tratta una popolazione di circa 1100 ae in Sicilia è illustrata da Barbagallo *et al.* (2002). I risultati ottenuti mostrano rimozioni maggiori del 99% per i batteri indicatori, ottenuti con un tempo di ritenzione di circa 2-3 giorni (circa $1 \text{ m}^2/\text{ae}$), e abbattimenti di circa il 68% per il BOD_5 e del 76% per il COD.

Tra i sistemi FWS sul Trebbia, l'impianto di Bobbio è stato approfonditamente monitorato per un lungo periodo. Le rimozioni medie ottenute riportate da Bisogni (2000) sono: BOD_5 50%, COD 10%, Nitrati 80%, Nitriti 88%, Fosforo 33%, Coliformi Fecali 99.9%.

Conclusioni

Considerando le buone rese depurative ottenute, il positivo impatto sull'opinione pubblica, i bassi costi gestionali e le ultime disposizioni di legge in materia di depurazione delle acque di scarico, si può concludere come i sistemi di fitodepurazione stiano diventando un valido strumento per il trattamento delle acque reflue in Italia, in special modo per applicazioni su piccole-medie utenze quale trattamento secondario e come trattamento finale di affinamento e disinfezione per medi-grandi impianti tecnologici. Dall'osservazione dei primi significativi monitoraggi sugli impianti esistenti, dando particolare rilevanza agli impianti che abbiano già raggiunto un livello di esercizio "a regime" (generalmente dopo 2-3 anni dall'attivazione), sembra emergere l'evidenza che l'utilizzo dei criteri di dimensionamento utilizzati nei paesi del nord e del centro Europa produca dei sovradimensionamenti nelle condizioni meteorologiche tipiche del bacino Mediterraneo. Le rese di rimozione che si ottengono sugli impianti di fitodepura-

zione (zone umide costruite) italiani sono invece in maggior accordo, in relazione al carico idraulico, alla qualità delle acque reflue trattate ed al coefficiente d'area utilizzato, con altre esperienze mediterranee, come ad esempio le esperienze Slovene, illustrate da Zupancic in una comunicazione inclusa in questi atti.

Bibliografia

Axler R., Henneck J. and McCarthy B. (2000). Residential subsurface flow treatment wetlands in northern Minnesota. *Proceedings of 7th Intern.Conf. on Wetland Systems for Water Poll.Control.*

Barbagallo S., Cirelli G.L., Consoli S., Toscano A. e Barbera A., Experiences on Constructed Wetland as tertiary treatment for wastewater reuse: the case-study of "S.Michele di Ganzaria" (Sicilia), *Proceedings of 1th International Conference on small wastewater technologies and management for the Mediterranean area*, Siviglia, Spagna, 20-22 marzo 2002, pp. 23.

Bendoricchio G., Dal Cin L. e Presson J., Guidfelines for free water surface wetland design, *Ecosys Bd.* 8, 51-91, 2000.

Bisogni L., Ecosistemi filtro della Val Trebbia, Atti della 1° edizione del corso "Sistemi di fitodepurazione", Milano, FAST, 22-24 maggio 2000.

Borin M., Bonaiti G., Santamaria G. e Giardini L. (2001). A constructed surface flow wetland for treating agricultural waste waters. *Water Science & Technology*, vol. 44, n. 11/12, 523-530.

Bragato C., Piran S. e Malagoli M., Efficiency of nutrient and heavy metal removal by *Phragmites Australis* and *Bolboschoenus Maritimus* growing in a re-constructed wetland, *Proceedings of the 8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IWA, Arusha, Tanzania, pp. 109-115.

Brix H. (1996) *Design Criteria for a two-stage constructed wetland*, *Proceedings of the 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IX/6, Vienna, Austria.

Brix H. (1998) *Denmark*. In *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*. Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R (eds). Backhuys publ. Leiden, pp. 123-152.

Conte G., Martinuzzi N., Giovannelli L., Pucci B. e Masi F., (2001). Constructed wetlands for wastewater treatment in central Italy, *Water Science & Technology*, vol. 44, n. 11/12, 339-343.

Cooper P. F., Ed. (1990). *European design and operations guidelines for reed bed treatment systems*. WRc Report UI 17, presented to the *Conf. Constructed Wetlands in Water Pollution Control*. Cambridge, U.K., September 1990.

Cooper P. F. (1993). *The use of reed bed systems to treat domestic sewage: the European design and operations guidelines for reed bed treatment systems*. In: *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. G. A. Moshiri Ed., Lewis, Boca Raton, pp. 203-217.

Cooper P.F., Job G.D., Green M.B. and Shutes R.B.E. (1996). *Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment*. WRc Seven Trent Water.

Del Bubba M., Lepri L., Griffini O., Tabani F. (2000). *Nitrogen Removal in a pilot scale subsurface horizontal flow constructed wetland*. Ann. Chim.-Rome, in press.

Del Bubba M., Lepri L., Cincinelli A., Griffini O., Tabani F., (2000). Linear Alkylbenzenesulphonates (LAS) removal in a pilot submerged horizontal flow constructed wetland. in *Proceedings of 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IWA, Orlando, Florida, 11-16 Nov 2001, pp. 919-925.

DLCW - NSW (1998). *The Constructed Wetlands Manual*. Department of Land and Water Conservation – New South Wales – Australia

IWA Specialist Group on use of Macrophytes in Water Pollution Control (2000). *Constructed Wetlands For Pollution Control.- Processes, performance, design and operation*. Scientific and Technical Report n° 8. IWA Publishing, London.

Kadlec R. H., Knight R. L. (1996). *Treatment Wetlands*. CRC Press/Lewis Publishers, Boca Raton, Florida.

Kemp M.C. and George D.B. (1997). Subsurface flow constructed wetlands treating municipal wastewater for nitrogen transformation and removal. *Wat. Environ. Res.* Vol. **69** (7), 1254-1262.

Khatiwada N.R.; Polprasert C. (1999). Kinetics of fecal coliforms removal in

constructed wetlands. *Water Science & Technology*, vol. **40**, n. 3, 109-116.

Garuti G. (2000). *Vertical and horizontal flow reed beds for tourist areas in Italy*. Personal Communication.

Maehlum T., and Jenssen P.D. (1998). *Norway*. In *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*. Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R (eds). Backhuys publ. Leiden, pp. 217-225.

Mantovi P., Piccinini S. (2001). Trattamento di fitodepurazione delle acque reflue della zona di mungitura. *L'Informatore Agrario*, n. 33, pp. 53-57.

Masi F., Martinuzzi N., Loiselle S., Peruzzi P. and Bacci M. (1999). The tertiary treatment pilot plant of PubliSer Spa (Florence, Tuscany): a multistage experience. *Water Science & Technology*, vol. **40**, n. 3, 195-202.

Masi F., Bendoricchio G., Conte G., Garuti G., Innocenti A., Franco D., Pietrelli L., Pineschi G., Pucci B., Romagnoli F., (2000). Constructed wetlands for wastewater treatment in Italy: state of the art and obtained results, *Proceedings of 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IWA, Orlando, Florida, 11-16 Nov 2000, pp. 979-986.

Masi F., Conte G., Martinuzzi N. e Pucci B., (2002). Winery high organic content wastewater treated by constructed wetlands in mediterranean climate, *Proceedings of the 8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IWA, Arusha, Tanzania, pp. 274-282.

Ottovà V., Balcarová J. and Vymazal J. (1996). Microbiological Characteristics of constructed wetlands. *Proceedings of the 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, I/13, IAWQ, Vienna, Austria.

Pucci B., Conte G., Martinuzzi N., Giovannelli L. e Masi F. (2000). Design and performance of a horizontal flow constructed wetland for treatment of dairy and agricultural wastewater in the "Chianti" countryside, *Proceedings of 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, IWA, Orlando, Florida, 11-16 Nov 2000, pp. 1433-1436

Reed S. C., Crites R. W. and Middlebrooks E. J. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment* - 2nd ed. McGraw Hill, New York, 173-284.

Sacco C., Pizzo A., Piscione E., Burrini D., Messeri L., Lepri L. and Del Bubba M. (2003). Aerobic bacterial community associated with the removal of alkylphenol polyethoxylates (APEOs) in a pilot-scale sub-surface horizontal flow reed bed. *Wat Res.*, submitted.

Sansoni G., Casotti M. (1998). Ruolo della fitodepurazione nell'ambito di una strategia complessiva di recupero ambientale. Atti giornata di studio "Fitodepurazione: da tecnica depurativa a strategia di salvaguardia ambientale", Filattiera (MS), 25 settembre 1998.

U.S.E.P.A. (1993). *Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment*. EPA 832-R-93-001, U.S.E.P.A. Office of Water (WH547).

Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R. (1998). *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe*. Backhuys publ. Leiden. The Netherlands.

Vymazal J. (1999). Removal of BOD₅ in constructed wetlands with horizontal sub-surface flow: Czech experience. *Water Science & Technology*, vol. **40**, n. 3, 133-138.

DANISH GUIDELINES FOR SMALL CONSTRUCTED WETLAND SYSTEMS

Hans Brix

Introduction

Discharge of domestic sewage from single households to streams and lakes in the countryside is resulting in poor freshwater quality in many areas of Denmark. Therefore new legislation from 1997 requires improved treatment of sewage from single households in the countryside. Following the new legislation in 1997, the Danish EPA developed official guidelines for various treatment options for systems up to 30 person equivalents. The official guidelines include

- Environmental Guidelines for Root-Zone Systems up to 30 PE (<http://www.mst.dk/udgiv/Publikationer/1999/87-7909-305-1/pdf/87-7909-305-1.PDF>);
- Environmental Guidelines for Soil Infiltration Systems up to 30 PE (<http://www.mst.dk/udgiv/Publikationer/1999/87-7909-308-6/pdf/87-7909-308-6.PDF>);
- Environmental Guidelines for Biological Sandfiltration Systems (<http://www.mst.dk/udgiv/Publikationer/1999/87-7909-307-8/pdf/87-7909-307-8.PDF>).

Soil infiltration is the preferred solution but at many locations this is not possible because of clayish soil conditions or high ground water tables. The degree of treatment required in rural areas is determined by regulations (Table 1) and depends on the desired quality of the receiving water body.

Treatment class	BOD ₅	Total-P	Nitrification
SOP	95%	90%	90%
SO	95%	-	90%
OP	90%	90%	-
O	90%	-	-

Tab. 1 *Treatment classes that has to be meet in rural areas*

Environmental guidelines for root-zone systems

In the following the EPA guidelines for root-zone systems from 1999 will be briefly summarised. The root-zone systems will only meet the less stringent treatment class (O), i.e. 90% removal of BOD_5 .

- The sewage must be pre-treated in a sedimentation tank (minimum size 2 m³ for a single household)
- The necessary surface area of the root-zone system is 5 m² per PE (minimum size for a single household is 25 m²)
- Minimum length of the root-zone system is 10 m
- The root-zone system is enclosed by a tight membrane (minimum 0.5 mm thickness)
- The membrane must be protected by a geotextile or sand
- The filtermedium should be sand with a d_{10} between 0.3 and 2 mm, d_{60} between 0.5 and 8 mm, and the uniformity coefficient should be <4.
- The bed is planted with common reed (*Phragmites australis*)
- Construction guidelines for the inlet and outlet arrangement is also included (see Figs. 1-4)

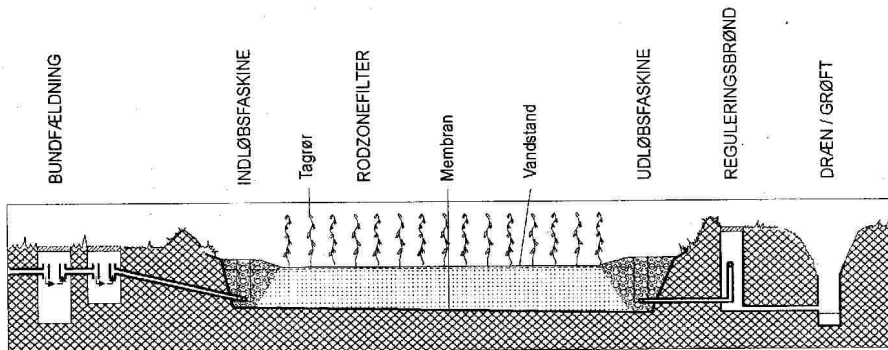


Fig 1 Overview of a root-zone system according to the Danish Guidelines

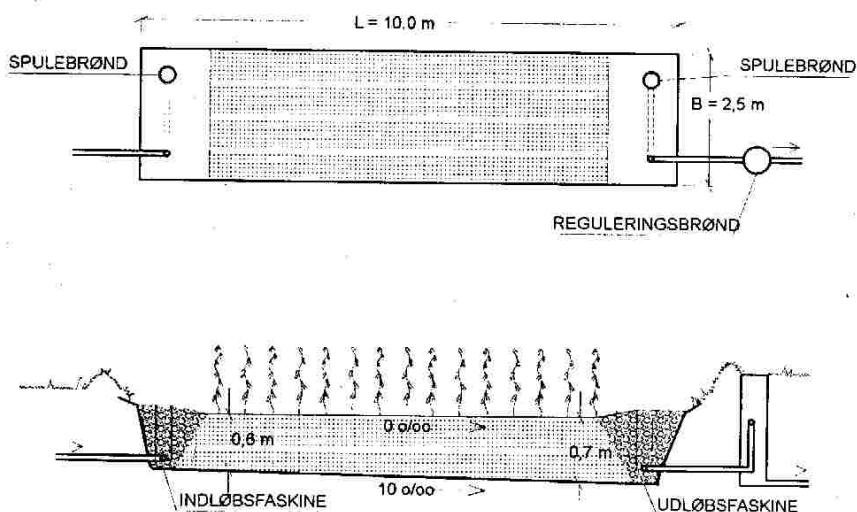


Fig. 2 Sketch of a single household root-zone system according to the guidelines. Surface area is 25 m², length is 10 m, bed depth is 0.6 m at the inlet side, and bottom slope is 10 o/oo

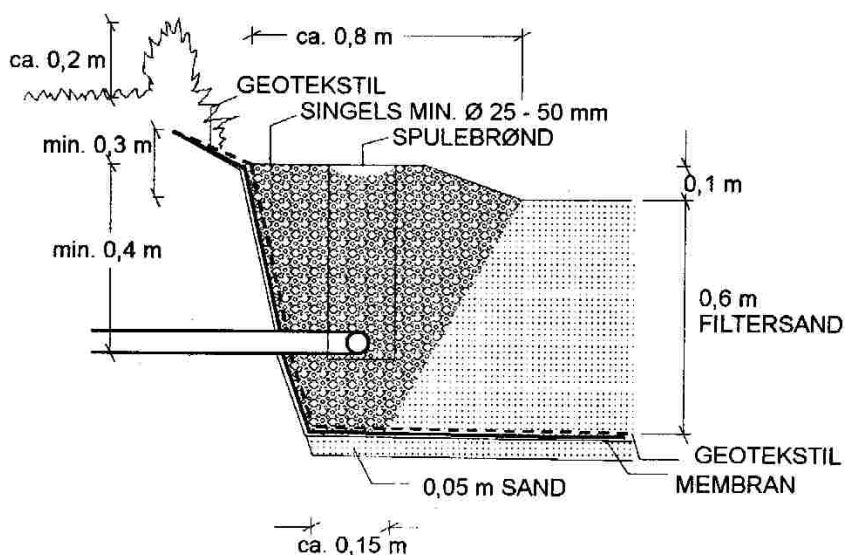


Fig. 3 Cross section through the inlet arrangement of a root-zone system

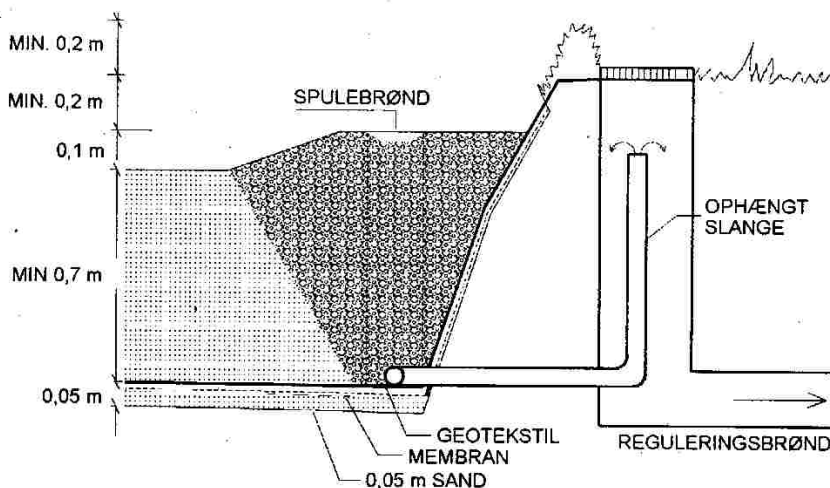


Fig. 4 Cross section through the outlet arrangement of a root-zone system

Proposed guidelines for a compact vertical flow constructed wetland system

During the past few years investigations have been carried in order to develop a constructed wetland system that will meet the most stringent treatment class, i.e. 95% removal of BOD, 90% removal of total-P and 90% nitrification. Previous studies have shown that compact subsurface flow constructed wetland systems with vertical flow will be able to fulfil the treatment demands in rural areas. The studies have produced the necessary background documentation for the development of official guidelines for the design and construction of vertical flow constructed wetland system for use in the rural areas.

In order to clarify the area demand under Danish conditions, an experimental vertical flow constructed wetland system was constructed at a traditional municipal wastewater treatment plant so that the loading rate can be manipulated as desired. The system consists of a 10-m² and a 5-m² vertical flow constructed wetland. The two vertical beds can be loaded in series (in any order) or in parallel. The wastewater is pre-treated in a 2-m³ three-chamber sedimentation tank before application to the beds. Part of the effluent can be recycled to the sedimentation tank in order to study the possibility of enhancing denitrification. The experimental system also comprise three filter-units in series containing calcite and with vertical upflow to study the removal of phosphorus. Different loadings and operation regimes have been tested in the experimental system.

Based on the initial experiences from the experimental system, a full-scale system for a single house with four persons was constructed. The system consists of a 2-m³ three-chamber sedimentation tank, a level-controlled pump, a 15-m² vertical flow constructed wetland followed by a filter-unit containing calcite for the removal of phosphorus. Effluent from the system can be recirculated to the sedimentation tank to enhance removal of total-nitrogen by denitrification. The performance of the single-household system has been monitored under conditions with recirculation as well as without recirculation.

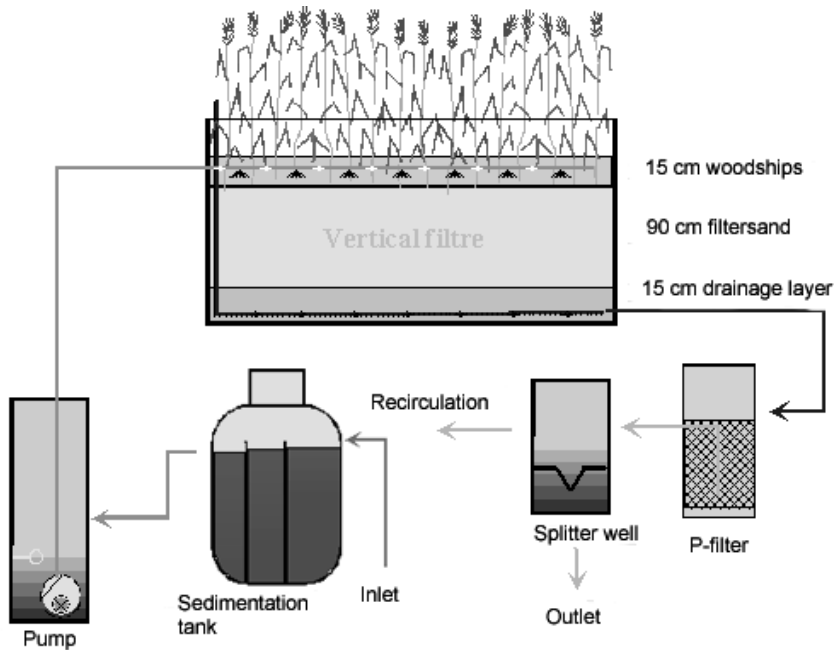


Fig. 5 Sketch of a compact vertical flow constructed wetland system. In future constructions the splitter well will be placed before the P-filter

The studies in the experimental system showed that vertical flow constructed wetland systems have a high capacity to remove BOD and to nitrify the wastewater using a relatively small area (<2 m²/person). Recycling of effluent to the sedimentation tank improves and stabilises the performance of the system and enhances the removal of nitrogen by denitrification. Phosphorus can be removed in a separate filter unit with calcite. The residence time in the calcite filter has to be sufficient for the binding processes to occur. At high hydraulic

loading rates the filter showed decreased performance and symptoms of clogging.

The removal performance of the full scale single household system fulfils the most stringent standards in rural areas, i.e. 95% removal of BOD, 90% nitrification and 90% removal of phosphorus, when effluent is recirculated in the system. The position of the phosphorus filter in the system was not optimal because recirculation in the system increased the water flow through the filter and hence decreased the residence time. In future constructions the P-filter should be placed at the outlet to avoid the effects of recirculation. The results also indicates that the size of the filter unit should be extended to achieve sufficient capacity for removal of phosphorus for a period of one year.

The project documents that constructed wetland systems with vertical flow is an attractive treatment option in rural areas, and that the systems are capable of meeting the most stringent treatment standards. The vertical flow system is small and compact and the removal performance is robust. The costs of construction for a single-house system is at the same level as the costs of a soak-away system. The Danish Environmental Protection Agency is presently producing official guidelines for the construction and establishment of vertical flow constructed wetland systems in rural areas.

Proposed guidelines for willow systems

A novel constructed wetland system based on willows has been developed to treat sewage, evaporate water and recycle nutrients from single households and villages at sites where effluent standards are stringent and soil infiltration is not possible. Main attributes of the willow wastewater cleaning facilities are that the systems have zero discharge of water (because of evapotranspiration) and nutrients can be recycled via the willow biomass. Furthermore, the harvested biomass may be used as a source of bioenergy.

The willow wastewater cleaning facilities generally consist of c. 1.5 m deep high-density polyethylene-lined basins filled with soil and planted with clones of willow (*Salix viminalis* L.). The surface area of the systems depends on the amount and quality of the sewage to be treated and the local annual rainfall. For a single household in Denmark the area needed typically is between 120 and 300 m². Settled sewage is dispersed underground into the bed under pressure. The stems of the willows are harvested on a regular basis to remove nutrients and

heavy metals and to stimulate the growth of the willows.

Removal of water from the systems occurs by evaporation from the soil and plant surface and transpiration. The following factors are important for maximising evaporative loss of water: High energy input (solar radiation), high air-temperatures, low relative humidity in the air, exchange of air (wind), canopy resistance, stomata resistance, and leaf area index. Factors like the 'oasis' effect, which is the phenomenon where warmer and dry air in equilibrium with dry areas flows across a vegetation of plants with a high water availability. The vegetation experiences enhanced evaporation using sensible heat from the air as well as radiant energy, and air is cooled by this process. In addition, the so-called 'clothesline' effect, where the vegetation height is greater than that of the surroundings (different roughness conditions), may increase evaporative water loss. This occurs where turbulent transport of sensible heat into the canopy and transport of vapour away from the canopy is increased by the 'broadside' of wind horizontally into the taller vegetation. In addition, the internal boundary layer above the vegetation may not be in equilibrium with the new surface. Therefore, evapotranspiration from the isolated expanses, on a per unit area basis, may be significantly greater than the calculated potential evapotranspiration. Examples of the clothesline or oasis effects would be evapotranspiration from a single row of trees surrounded by short vegetation or surrounded by a dry non-cropped field, or evapotranspiration from a narrow strip of cattails (a hydrophytic vegetation) along a stream channel.

The EPA is currently producing guidelines for two types of willow systems: Closed systems without any outlet, and systems with infiltration (i.e. not enclosed by a water tight membrane). The systems with infiltration is intended to be used on clayish soils, where infiltration is low. Characteristics of the systems are:

- Willow beds are generally constructed with a width of 8 m, a depth of minimum 1.5 m, and with 45 degree slopes on the sides
- The evapotranspiration from the systems is assumed to 2.5 times the potential evapotranspiration at the location as determined by climatic parameters
- The necessary area of the systems is determined by the amount of wastewater, the 'normal' precipitation, and the potential evapotranspiration at the location of the system

Details on dimensioning and construction will be included in the guidelines.

The willow systems will meet the most stringent treatment class, i.e. 95% removal of BOD, 90% removal of phosphorus and 90% nitrification.

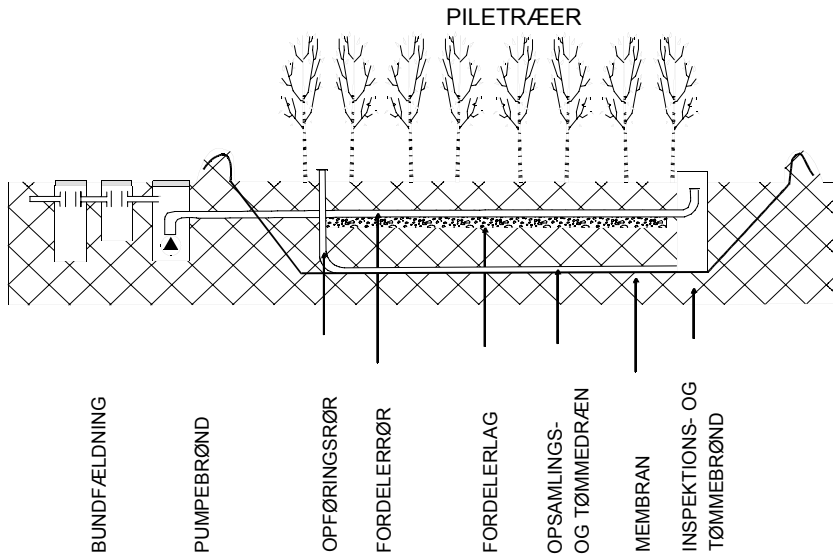


Fig. 6 Sketch of a willow system with no outflow (evaporative system)

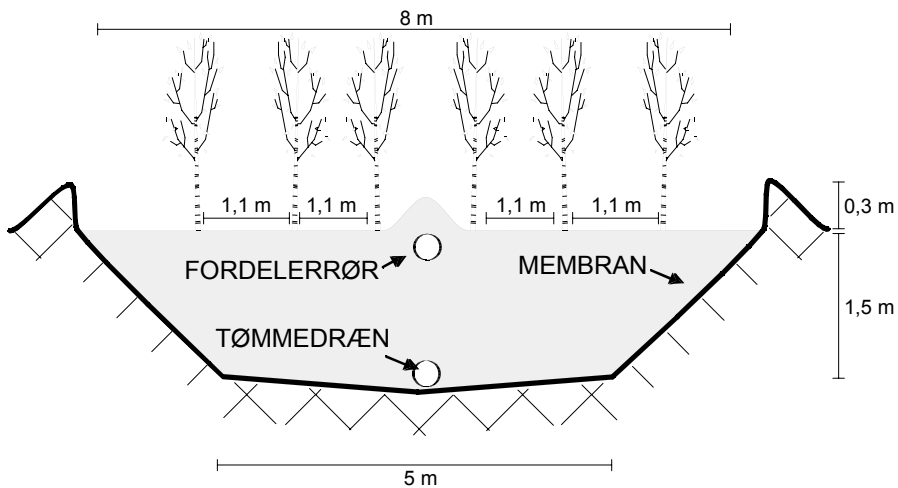


Fig. 7 Cross section of a closed willow based system

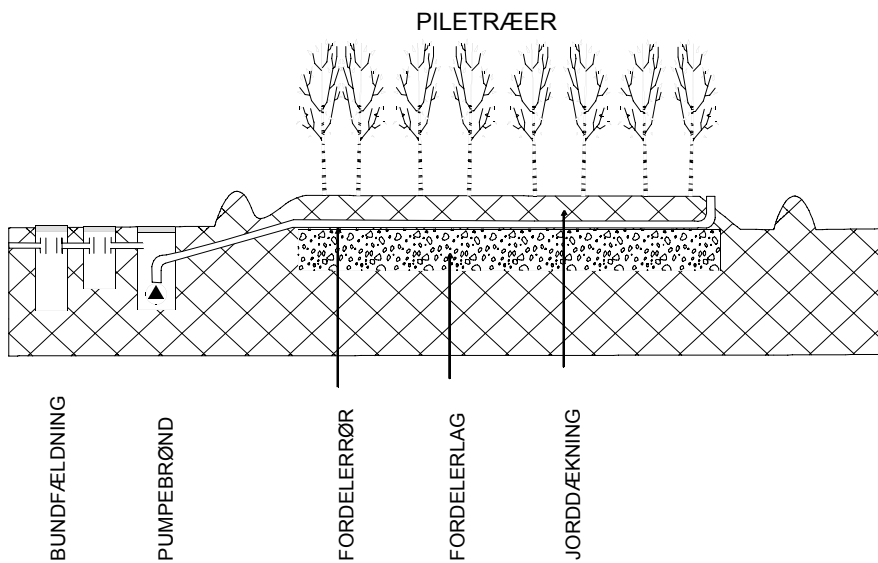


Fig. 8 *Sketch of a willow system with infiltration*

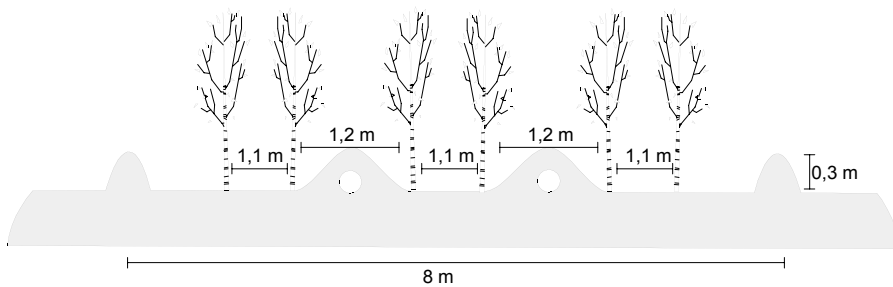


Fig. 9 *Cross section through a willow system with infiltration*

CONSTRUCTED WETLAND (CW) EXPERIENCES IN SLOVENIA (LIMNOS LTD): DEVELOPMENT AND APPLICATION

Tjasa Bulc, Maja Zupancic, Danijel Vrhovsek

Introduction

Slovenia is among the youngest and the smallest states in Europe with 2 millions of inhabitants and an area of 20.000 sq. km. As a part of the Mediterranean/Adriatic coastal zone, constitutes a unique environmental heritage, with irreplaceable natural, cultural and economic resources. The whole of natural resources depends on its environmental quality, and moreover the infrastructure between land and sea is characterized by extreme fragility. However, the relation to the environment until recently was merely one-sided. The result of this was that the first of all the solutions of WWT of large pollutants were carried out. The emission of sewage from the communities, small industrial plants and dumping-sites has not been solved until today. Consequently this is becoming a priority problem of the national program of the environmental protection in Slovenia. The Ministry of the Environment, Spatial Planning and Energy has been monitoring the quality of surface waters, rivers, lakes, springs and underground water on the regular base since 1986. Particularly uncontrolled emission of sewage, industrial wastewater and agricultural runoff are strongly overloading the aquatic environment. The insufficient sewage system is proved through the fact, that only about 20 % of inhabitants are connected to the WWT plants. Only half of it is treated in mechanical-biological process.

To reduce environmental impact, especially in sensible areas, CW appears to be a simple and operative technology for WWT (Vrhovšek *et al.*, 1996, Bulc *et al.*, 1997). The use of CW technology is now well established for treatment of discharges of sewage, landfill sites, industrial wastewaters, and of agricultural runoff (Platzer, 2000; Husband *et al.* 2000). The advantages of their use in tourist areas as natural parks and other protected areas are in their efficient nutrient removal, retention of hydraulic peaks, toxic substances and creation of new ecosystems.

History of the use of CW in Slovenia

The idea of wastewater treatment in the lagoons with floating plants and later

in the CW came to us in the second half of the eighties (Bucksteeg *et al.*, 1987). An experimental period of treating wastewater in CW followed. During this period we based on experiences on some European researchers (Clayton, 1988). Later on we introduced our own experiences to the technology, primarily regarding the geographical, demographical and water management characteristics of Slovenia. The introduction of CW was not systematical, since this alternative way of wastewater treatment was not accepted by the Government as a state of technology. So the most of erected systems were pilot systems, destined above all for experimental work. Individual enterprises and communities, accepting this possibility of WWT, were of a great help. In planning of CW our starting point were the chemical and hydraulic qualities of wastewater and the Decree on the Emission of Substances and Heat in the Drainage of Wastewater from Pollution Sources (Official Gazette of the Republic of Slovenia (OG RS, 35/96)). Since several awards, including Lillehammer Award within EUREKA program were received within Limnos, Water Ecology Group for CW development and based on promising results of their treatment efficiency, this technology was equally accepted by the Slovene Government as other conventional WWT plants.

In the last 14 years CW were constructed in the Karst, coastal, and mountain regions of Slovenia. The Karst region, covering about 44 % of the surface, is marked by expressive shortage of surface water and soil, and by scattered communities. All this is reflecting in non-point pollution, which is a serious treat for the extremely sensible underground sources of drinking water, based on the complex underground systems with numerous caves (under UNESCO protection). Similar difficulties are recognized also in the coastal region at the Adriatic Sea, where untreated wastewaters, discharging directly into the sea or in its catchments area, adversely effect the environment as well as the development of this region. The mountain region is extensive. A part of the mountain region is conserved because of its ecological and scenic values. The original settlements are dispersed and mostly without sewage systems. 59,5 % inhabitants in Slovenia live in the settlements with less than 5000, most of them even 200 to 500, so usually the only way of treatment is the septic tank. A particular problem are tourist centers with large quantities of wastewater in the high seasons (Urbanc-Bercic *et al.*, 1998). Furthermore, more than 50 legal landfill-sites do not have a required technical arrangement, so the leachate is also a serious problem in the country. Recently accelerated construction of highway network across Slovenia has started, often crossing important vulnerable water sources.

Design and construction of CW

From 1989 to 2002 Limnos constructed 29 systems in different regions in Slovenia (Figure 1). Systems were designed on the basis of hydraulic and pollution loads, and Slovenian regulations for discharging the effluent into the receiving waters (OG RS, 35/96). The media has an important role in treatment of wastewater therefore different mixture in each system in accordance with organic loads was selected. In the early systems we followed the guidelines issued by Cooper (1990). The main attention was paid to prevent clogging. Theoretical hydraulic loading of media was in each case at least 10^{-3} m/s. The basic design criteria were based on a project started in 1991 in Austria (Perfler and Haberl, 1992), which was modified through selection, application and comparison of various options *in situ* (Urbanc-Bercic *et al.*, 1998). After 1995 in the systems cleaning sumps and drainages, mechanical system for exchanged water flow in the vertical beds, and combination between vertical and horizontal flow within one bed were introduced. Vertical and horizontal flow (VF, HSF) was examined in 10 systems. In others, which consist of one or more interconnected beds, the flow was horizontal. 14 CW were installed to treat sewage, 7 for landfill leachate, 7 to treat industrial wastewater from food and detergent processing industries with different average daily flow (Table 1). In 2001 an existent retention basin was reconstructed into a pilot CW to study treatment of highway runoff on a section of northeast-southwest motorway. Mechanical pretreatment was in most cases a primary sedimentation basin or a septic tank. Excavations were sealed with 2 mm thick HDPE layer or clay. Medium was mostly a mixture of different material (peat, soil, sand, gravel), varying in grain size and portion. Depths of CW varied from 0.4 to 0.8 m, while the bottom slope from 0 to 1,5 %. Systems covered the surface area from 20 to 1000 m². Beds were planted primarily with 3 or 4 rhizomes and clumps per m² of *Phragmites australis*, but also with *Schoenoplectus lacustris*, *Juncus effusus*, *J. inflexus*, *Carex gracillis*, *Typha latifolia*. Systems were planted generally in spring or autumn when the environmental conditions were optimal.

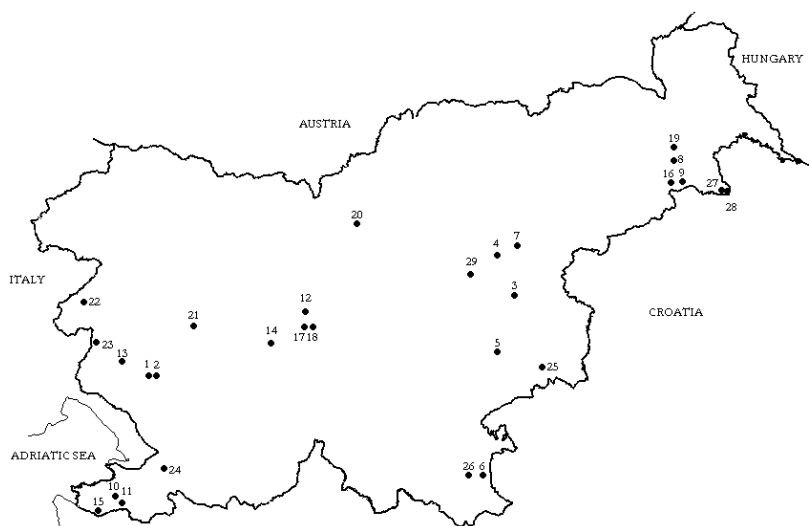


Fig. 1 Geographical distribution of CW in Slovenia (numerical order is presented in Tab. 1).

Sewage	Q_{average} (m^3/d)	Landfill leachate	Q_{average} (m^3/d)	Industrial wastewater	Q_{average} (m^3/d)	Highway runoff	Q_{crit} (l/s)
1 Ajdovscina I	12	15 Dragonja	15	22 Kanal	2	29 Celje	11.7
2 Ajdovscina II	1	16 Ormoz	12	23 Rence	13		
3 Planina	72	17 Barje I	10	24 Gradisce	3		
4 Planinca	10	18 Barje II	10	25 Slivje	5		
5 Studenec	60	19 Ljutomer	15	26 Crnomelj	4.5		
6 Krasinec	30	20 G. Grad	15	27 Sredisce I	2.5		
7 Ponikva	42	21 Idrija	12	28 Sredisce II	80		
8 Tomaz	38						
9 V.Nedelja	48						
10 Kortina	3.6						
11 Korte	0.6						
12 Katarina	0.6						
13 Sempas	0.6						
14 Vrhnika	0.6						

Tab. 1 Basic design data for CW in Slovenia

The CW for sewage varied in size with 2 m² per people equivalent. Proceeding analyses showed higher concentrations of ammonia nitrogen, COD, and BOD₅. The CW for landfill leachate were constructed for the landfill sites that were covering from approximately 0.5 till 2 ha. The CW were designed for average daily flow in the range between 10 to 15 m³/d, with high daily fluctuations due to rainfall. Often unstabilised slime from sumps and nearby biological treatment plant was brought to the sites. The influent concentrations were typical for landfill sites with COD on average of 1000 mg/l, BOD₅ of 100 mg/l, ammonia nitrogen of 400 mg/l. Preceding analyses often showed also high concentrations of suspended solids, inorganic salts, iron, cyanide ions, coliform bacteria and faecal streptococci, and positive toxicity test. The CW for food and detergent processing industry were constructed for the treatment of industrial and faecal wastewaters, characterized by COD, BOD₅, and ammonia nitrogen. The wastewaters were loaded with residues of solvents, detergents and numerous primary and secondary plant substances, which are released due to extraction and conservation processes (Vrhovšek *et al.*, 1996). The pilot CW for highway runoff was made by reconstruction of existent retention basin in a combination with a sedimentation basin, equipped with an oil, a grease and a silt trap (Bulc and Sajn Slak, 2002). The system was designed on the basis of highway runoff management guidelines and data on characteristic maximum pollutant loadings generated from highway runoff in Slovenia (Kogovsek, 1995; Rismal *et al.*, 1995; Pintar *et al.*, 1998). It was designed for a critical flow of 11.75 l/s for 0.75 ha of catchment area. It consisted of a sedimentation basin covering an area of 36 m² and a CW of 85 m². The CW was filled with sand media and planted with reeds. In the Table 2 total active area of each CW, hydraulic load, number of beds, average depth, sorts of substrate, use of pre-treatment, and the plant species are presented.

CW	Sewage	Landfill leachate	Industrial wastewater	Highway runoff
Total area	20-1000 m ²	450-1000 m ²	56-1500 m ²	85 m ²
Average hydraulic load	5.3 cm/d	2 cm/d	3.8 cm/d	11.75 l/s*
No. of beds	2-4	2-4	2-4	1
Average depth	0.6 m	0.6 m	0.6 m	1.1 m
Substrate	fine sand/ sand/soil	peat/soil/ fine sand/sand/ gravel	fine sand/ sand/soil	sand/fine sand
Pre-treatment	sedimentation basin, septic tanks	compensation basin	compensation basin	sedimentation basin with oil, grease and silt trap
Plants	<i>C.gracillis</i> , <i>P.australis</i>	<i>P.australis</i> , <i>T.latifolia</i>	<i>S.lacustris</i> , <i>J.effusus</i> , <i>J.inflexus</i> , <i>C.gracillis</i> , <i>P. australis</i>	<i>P.australis</i>

* data for critical flow for 0.75 ha of catchment area

Tab. 2 Characteristic of CW.

Efficiency evaluation

The sampling was carried out at the inflow and the outlet sump for 13 systems in different periods between 1989 and 2002. Two of the CW for landfill leachate were monitored regularly on a long-term base, from 1992 till 2002, while the other systems were monitored monthly one year or occasionally from one up to 5 years. The efficiency of CW was determined by analyzing of suspended and settlements solids, COD, BOD₅, ammonia nitrogen, total phosphorus, and metals in the case of CW for highway runoff. Grasp samples were taken mostly according to the measured retention time, and analyzed by independent laboratories. Analyses were performed according to Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 1998). At the sampling site, flow, temperature, pH, dissolved oxygen and electric conductivity were measured. More extensive chemical and microbiological analyses were done occasionally. Average removal efficiency of COD, BOD₅, ammonia nitrogen, and phosphorus for the monitored CW is presented in Table 3. As it is seen high purification efficiency can be achieved with the use of CW system. The efficiency is high especially for sewage wastewater and in our case for the industrial wastewater from food processing industry. The pilot CW for highway run-off showed efficient removal of suspended, settlement solids, and metals.

CW efficiency (%)	COD	BOD ₅	NH ₃ -N	Phosphorus
Sewage	86	89	85	87
Landfill leachate	73	68	75	73
Industrial wastewater	78	81	76	83
Highway runoff	51	11	-	79

Tab. 3 *Average removal efficiency for selected parameters of 13 monitored CW*

Four examples of the CW performance

The reduction of COD, BOD₅, ammonia nitrogen and phosphorus was evaluated for three regularly monitored CW; Ponikva (CW1) for sewage, Dragonja (CW2) for landfill leachate and Gradisce (CW3) for industrial wastewater (Figures 2-6). For the pilot CW for highway runoff treatment (CW4) the reduction of suspended and settleable solids, COD, BOD₅, copper, zinc, cadmium, nickel, lead, iron, chromium, vanadium, cobalt, total phosphorus, nitrate, Kjeldahl nitrogen (KN) is presented in Tables 4 - 5 and Figure 7.

CW1 for sewage

The CW1 was monitored from 1993 till 2001. Inflow concentrations of COD were on average 237 mg/l. The outflow concentrations were on average 44 mg/l. The average efficiency was 82 %. As the sewage is easily degradable, high efficiency was achieved, despite small used area per person equivalent. The chosen ratio between the used area, hydraulic and organic load seem favorable. The inflow concentrations of BOD₅ were between 50 and 250 mg/l and the outflow concentrations were between 2 and 35 mg/l. The treatment efficiency was 92 %. The outflow concentration mostly satisfied outflow requirements (OG RS, 35/96). Due to biomass decomposition and naturally present organic substances, the outflow value was never below 2 mg/l. There was also no evident influence on outflow values by oscillation of organic loadings. The average inflow concentration for phosphorus was on average 6 mg/l, while the outflow concentration was on average 1 mg/l. The reduction efficiency was 84 %. The inflow concentration of ammonia nitrogen was on average 60 mg/l, while the outflow concentration was on average 17 mg/l. The average efficiency was 76 %.

CW2 for landfill leachate

The CW2 was monitored from 1992 till 2000. Due to the heavy rainfall and draught, high hydraulic and pollution fluctuations were determined. These fluctuations and large amounts of unstabilised sludge were responsible for poorer

functioning of the system during the initial period, from 1992 to 1993 (Bulc *et al.*, 1997). Because of some toxic substances, the adaptation period of the system (microbial community, plants) was longer than in CW for sewage. The inflow concentrations of COD at the beginning of the operation reached up to 1980 mg/l and diminished within years of monitoring. The outflow concentrations varied between 212 and 492 mg/l. Due to dehydration of the raw sludge and better plant growth, the average treatment efficiency increased at the end of 1993 with regard to COD up to 94%. The average removal efficiency was 66 %. In years from 1994 to 2000 the outflow concentrations often met the required normative (OG RS, 35/96, OG RS, 7/00). The efficiency of BOD₅ reduction was poor 64% and it is presumed to be due to the presence of the substances, which inhibited degradation processes, mainly in the presence of heavy metals. The average inflow concentrations were 157 mg/l and outflow concentration was on average 37 mg/l. Despite the low efficiency the outflow values met Slovene normative (OG RS, 35/96, OG RS, 7/00). Nevertheless, the efficiency increased during the years of operation. The concentrations of phosphorus were low and were often immediately uptaken by microorganisms and plants. Insufficiency of phosphorus could have limited biomass growth and subsequently the treatment efficiency. In spring, when plant growth was accelerated, phosphorous should have been added to attain greater biomass. The concentrations of ammonia nitrogen were high. The maximum concentration in the inflow was 581 mg/l. The outflow concentrations varied between 57 and 218 mg/l. Average treatment efficiency was 74 %. The ammonification, which realize ammonia from organic substances by complex, multistage biochemical processes, have caused increasing of the ammonia nitrogen within the system. Because of this even higher capacity of CW is required. Based on the measurement of dissolved oxygen, which was never under 2 mg/l as a minimal required concentration for the nitrification, the nitrification obviously took place (Bitton, 1994). The toxic substances that could inhibit the nitrification as Ag, Hg, Cr, Cu, Zn, phenols, and cyanides were present at low concentrations.

CW3 for industrial wastewater

The average inflow concentrations were during 1991 and 1997 for COD 3119 mg/l, and for BOD₅ 761 mg/l. The average BOD₅:N:P ratio was typical for industrial wastewaters, where low concentration of N and P was the limiting factor of microbial activity and efficient reduction of BOD₅. The outflow concentration for COD was on average 388 mg/l, and for BOD₅ on average 83 mg/l. The removal efficiency for COD increased in the second year and stabilized during the following years with on average of 88 %. The removal efficiency for BOD₅

was on average 84 %. The results showed increased efficiency by maturing. The concentrations of phosphorus in the inflow were very low and were during 1992 and 1994 between 0.8 and 3.9 mg/l and at the outflow between 0.1 and 0.2 mg/l. The average mass removal was 96 %. The results showed efficient sorption on the substrate and assimilation into the biomass (Breen, 1990). The inflow concentrations of ammonia nitrogen was on average 7.2 mg/l, while the outflow concentrations was on average 0.97 mg/l. The reduction of ammonia nitrogen increased and was stabilized in the following years. The reduction efficiency was on average 87 %.

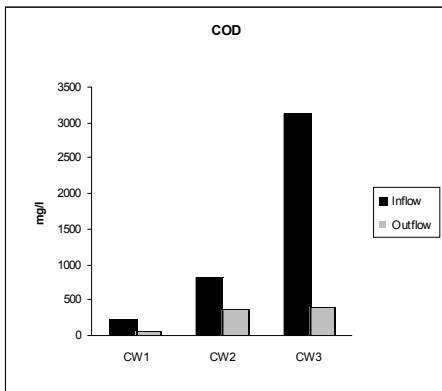


Fig. 2 The COD concentrations in the inflow and the outflow of three selected CW

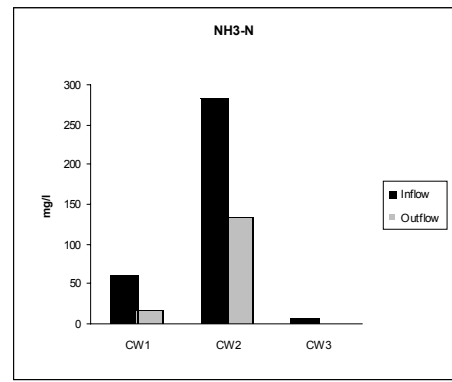


Fig. 3 The NH3-N concentrations in the inflow and the outflow for three selected CW

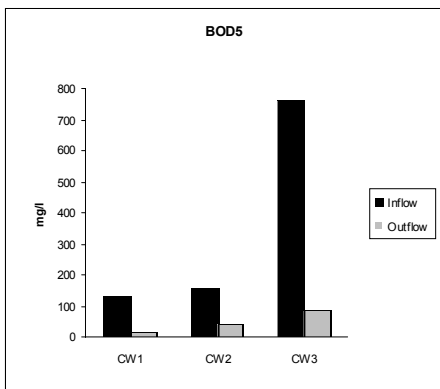


Fig. 4 The BOD₅ concentrations in the inflow and the outflow for three selected CW

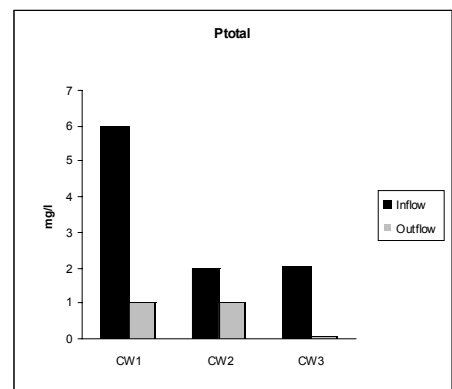


Fig. 5 The P_{total} concentrations in the inflow and the outflow for three selected CW

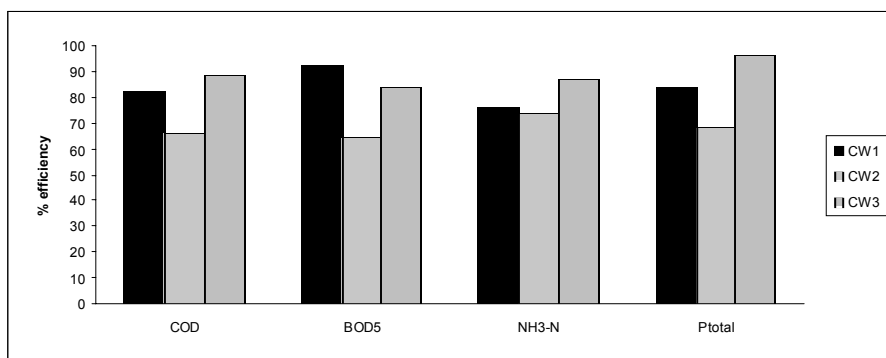


Fig. 6 Removal efficiency for three selected CW

CW4 for highway runoff

Performance of CW4 was evaluated in the period from summer to autumn 2001 with regard to physico-chemical parameters (Bulc and Šajn-Slak, 2002). Samples were taken at two sampling sites during the first most polluted wash after a drought. Inflow samples were collected at 15-minute intervals during rainfall and outflow samples were collected over 24-hour period from the start of the rainfall. Inflow values of suspended solids and settleable solids were occasionally exceeding the Slovenian permissible levels for drainage into a water-course (OG RS 35/96). The removal efficiency was on average 69% for suspended solids and 97% for settleable solids. In the view of results it may be presumed that sedimentation of particles in the sedimentation basin and filtration in the silt trap were efficient for the treatment of highway runoff. However, further long-term monitoring is needed to substantiate the actual sedimentation efficiency. Inflow concentration of COD was 29 mg/l in average, and for BOD₅ 3.3 mg/l. Inflow values of both parameters did not exceeded the permitted concentration limit (OG RS 35/96). Outflow concentration of COD was 9 mg/l in average and for BOD₅ 3 mg/l. Owing to distinct fluctuations and occasional low inflow values, the average removal efficiency for COD was 51% and for BOD₅ 11%. Increased removal efficiency is expected for both parameters in the future with the maturation of the system and full plant growth. Average inflow Kjeldahl nitrogen (KN) concentration was 1.5 and outflow 0.25 mg/l, with average removal efficiency of 89%. Inflow nitrite values were low, 0.13 mg/l in average and 0.006 mg/l in the outflow. Nitrate concentrations were occasionally found increased at the outflow. Inflow nitrate concentrations were 1.0 mg/l on average. The average removal efficiency for nitrite was 19% and for nitrate 76%. Phosphorous concentrations were by the expectations, very low (from 0.1 to 0.7

mg/l) and consequently represented a limiting factor in the treatment process. Average removal efficiency of monitored metals was on general high, for copper 94%, zinc 98%, cadmium 99%, nickel 98%, lead 99% and for iron 80%. Inflow concentrations of iron exceeded the permitted limit for drainage into a watercourse (OG RS 35/96), while inflow concentrations of lead were close to the permitted limit. Outflow concentrations of all metals were below the permissible level. The quantity of heavy metals and the form in which they occur in wastewater depend to a great extent on physical and chemical features of individual elements, prevailing in particulate or dissolved fractions. Therefore the sediment analysis should be included in the future monitoring of the system.

Parameter	Susp. s. (mg/l)	Sett. s. (mg/l)	COD (mg/l)	BOD ₅ (mg/l)	KN (mg/l)	N-NO ₂ (mg/l)	N-NO ₃ (mg/l)	Ptot (mg/l)
Inflow	42	0.5	29	3.3	1.5	0.13	1.0	0.4
Outflow	11	0.03	9	3	0.25	0.006	0.23	0.1

Tab. 4 *Average concentrations of monitored parameters in the inflow and outflow of CW4*

Parameter	Cu (mg/l)	Zn (mg/l)	Cd (mg/l)	Ni (mg/l)	Pb (mg/l)	Fe (mg/l)
Inflow	0.23	0.5	0.03	0.13	0.17	2.4
Outflow	0.005	0.003	<0.01	0.01	<0.01	0.4

Tab. 5 *Average concentrations of monitored metals in the inflow and outflow of CW4*

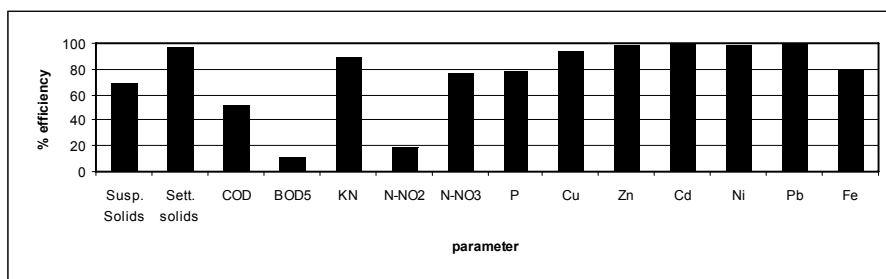


Fig. 7 *Removal efficiency of the monitored parameters for the CW4*

Possibilities of the use of the CW in Slovenia

Based on tourist development and fluctuation, the size of communities, organization of sewerage systems, conditions of the present wastewater treatment plants, specific characteristics of individual geographical regions and economi-

cal situations, favorable climatic conditions, many possibilities can be found in Slovenia where building of CW would be reasonable for:

1. Scarcely populated areas, where the communities have no wastewater treatment systems.
2. Areas, where a water treatment includes only mechanical treatment level.
3. Places, where a tertiary treatment is nonexistent or insufficient.
4. Dislocated factories, landfills that are without proper treatment and their pollution impact uncontrolled.
5. Karst area (44 %), where the pollution of ground water represents high risk for the population, and parallel due to lack of water, water reuse and quality control is essential.
6. Tourist areas on the coast (camps, hotels, tourist attractions), where high loading rates in tourist seasons seriously overload waters self-cleaning abilities.
7. Highway network (West-South) as the intensive economic orientation towards Western Europe demands a modern highway network, which is raising the problem of highway runoff pollution.
8. Areas with non-point sources pollution.

Conclusion

All structural and operational deficiencies of the wastewater treatment in Slovenia have a direct consequence of relatively low public spending in this sector. The present situation has been created during decades of none or segmented, isolated upgrading activities, based on the traditional engineering methods. Any further action, without addressing the change of the existing practices, would lead to ineffective sanitation and spending.

The problems may be structured as follows:

- The use of traditional wastewater treatment approach only could be a serious limitation for any more general understanding for all possibilities for water protection.
- Postponing the wastewater treatment could seriously higher spending.
- Uncontrolled pollution impact could represent high risk for the population.

One of the most significant results attainable through the application of innovative technologies is the water protection and the considerable saving in investment and management costs.

As CW are nearly unnoticed in natural environment and contribute to its greater diversity, their use is highly appropriate in the terms of sustainable deve-

lopment. Due to efficiency of CW to remove overloads of nutrients and toxic compounds, this technology is even more recommended. On the basis of treatment efficiency of presented CW, the way of their construction, the usage of substrate and plants, it is evident that the construction of CW is ecologically acceptable for tourist centers, communities, landfill sites, industrial and agriculture areas and also for the protection of lakes, drinking water sources, rivers, national parks, reservations, and of areas along the highway network. Further development of CW is focused on optimizing the treatment with reduction of surface area based on different design, substrate, and combination of plants and microbes.

References

- Bitton G. (1994). *Wastewater microbiology*, Wiley-Liss, inc., New York, USA.
- Breen P.F. (1990). A mass balance method for assessing the potential wetlands for wastewater treatment. *Wat. Res.* **24**(6), 689-697.
- Bucksteeg, K., Kraft, H., Haider, R., Rausch, F., de Jong, J., Ebeling, W., Geller, G., Hüstede, E., Schwedtke, P., and Czinski, L. (1987). *Phlanzenklaranlagen*, Udo Pfriemer Buchverlag in der Bauerverlag GmbH, Wiesbaden Berlin.
- Bulc T., Vrhovsek D. and Kukanja V. (1997). The use of constructed wetland for landfill leachate treatment. *Wat. Sci. Tech.*, **35** (5), 301 – 306.
- Bulc, Tjaša, Šajn-Slak, Alenka. Performance of vegetated biofilters for highway runoff treatment. V: *Waste stabilisation ponds : [conference papers]*. Vol 1, Vol 2. Auckland: NZ Water & Wastes Association, 2002, 485-492.
- Clayton, R.C. (1988). *Seminar on Reedbed Treatment Systems*, Report on the ATV, Technical Association for Wastewater, Nürnberg, FRG.
- Cooper, P.F. (1990). *European Design and Opertaion Guidelines for Reed Bed Treatment Systems*, Report No UI 17, Water Research Center, Swindon, UK.
- Decree on the Emission of Substances and Heat in the Drainage of Wastewater from Pollution Sources, *Official Gazette of the Republic of Slovenia* (in Slovenian) (1996), **35**, pp. 11-24.
- Decree on the Emission of Substances and Heat in the Drainage of Wastewater from Landfill, *Official Gazette of the Republic of Slovenia* (in Slovenian) (2000),

7, pp. 199-200.

Husband J. D., Martin C. D. and Johnson K. D. (2000). A review of constructed wetland treatment technology for industrial wastewater treatment. In: *Proceeding 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, Lake Buena Vista, Florida, USA, 1261-1270.

Kogovsek J. (1995). Detailed monitoring of the quality of highway runoff and its impact on water in Karst region. *Annales for Istrian and Mediterranean Studies*, 7, pp.149-154.

Perfler, R. and Haberl, R. (1992). Constructed Wetlands for Extended Nutrients Removal. In: *Proceeding 3rd International Specialist Conference on Wetland Systems in Water Pollution Control*, Sydney, Australia, 17.1-17.9.

Pintar M., Ajdic M. and Leskovsek H. (1998). Pollutants in highway runoff near Divaca and in the Vipava valley. In: *Proceeding 4th Slovene congress for roads and traffic*, Slovenia, pp. 259-267.

Platzer C. (2000). Development of reed bed systems-a European perspective, In: *Proceeding 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, Lake Buena Vista, Florida, USA, 23-28.

Rismal M., Kompare B. and Panjan J. (1995). Preparation of highway runoff management guidelines for Slovenia. In: *Proceedings 2nd International IAWQ specialized conference and Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (1998). 20th edn., American Public Health Association/American Water Works Association/Water Environment Federation, Washington DC, USA. *symposium on diffuse pollution, Brno & Prague, Czech Republic*, pp. 503-508.

Urbanc-Berčič, O., Bulc, T., and Vrhovšek, D., (1998). Slovenia, In: *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment in Europe*, J. Vymazal, H. Brix, P.F. Cooper, M.B. Green, R. Haberl (ed.), Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands, pp. 241-250.

Vrhovšek, D. and Bulc, T. (1994). Development of Constructed Wetlands in Slovenia. *Aquaphyte* 14 (2), University of Florida, Florida, USA., 14-15.

Vrhovšek, D., Kukanja, V., Bulc, T. (1996). Constructed wetland (CW) for industrial waste water treatment. *Wat. Res.* 30(10), 2287-2292.

TEN YEARS EXPERIENCE FROM USING CONSTRUCTED WETLANDS IN NORWAY

Petter D. Jenssen, Trond Mæhlum

Introduction

Norway, located between 58 and 71° northern latitude, has a climate where the use of constructed wetlands (CWs) for treatment of wastewater was questioned and the first constructed wetland for treatment of domestic wastewater was built as late as 1991 (Jenssen *et al.* 1993). In order to enhance removal of both organic matter and nutrients multistage systems with aerobic pre-treatment were built. These are alternatives to traditional 'one-stage' wetland designs, which have limited possibilities of process control. Nitrification is often the factor limiting high nitrogen (N) removal (Brix and Schierup 1990). However, neither nitrification nor N-removal are the main treatment goals for small wastewater treatment systems in Norway. Organic matter and P removal have been the main parameters by which the systems are optimised. Based on results from the national research programme "Natural systems for wastewater treatment 1994 - 98", where several full-scale systems were built and monitored (Mæhlum 1998) and laboratory work performed (Zhu 1998), design guidelines were published (Gaut and Mæhlum 2001). Since then numerous systems have been built and today the concept of a constructed wetland with aerobic pre-treatment is becoming a widespread method for wastewater treatment in rural areas. The reason for this is that the systems have proven high performance in cold climate and require low maintenance (Mæhlum & Jenssen 2002). The success of the system is based on adapting the design to the climatic conditions so those local performance requirements are met. For greywater treatment compact systems of less than 2m²/person are built. This opens for use also in urban areas (Jenssen 2001). This paper describes the general design of the systems and discusses development, function and sizing of the various components. Finally reuse of the filter media is considered.

Treatment requirements

In Norway new guidelines for small wastewater treatment systems became operative from January 2001. The new guidelines are performance based, and cover systems up to 1500 person equivalents (PE). The treatment requirements are to be decided by the municipalities based on local conditions. In general phosphorus has been considered as the main nutrient limiting eutrophication in

freshwater and nitrogen in marine environments, but recent work shows that nitrogen also can be limiting in freshwater, especially in alpine regions (Lindstrøm 2001). Few municipalities have yet decided on local performance requirements, but the work is in progress. With respect to phosphorus, small package treatment plants discharging to freshwater have to meet a 1ppm phosphorus discharge consent, and for larger plants the consent is normally 0.5 ppm. Up till now requirements regarding ammonia or total nitrogen removal has been enforced only for systems >10 000 PE. Small systems often discharge to small waterways or groundwater. For these systems, nitrification, nitrogen removal and hygienic considerations can be of importance and some municipalities have, based on the new regulations, introduced limits to the number of indicator bacteria (thermotolerant coliform bacteria - TCB) in the effluent. Current consents vary from 200 - 1000/100 ml based on location.

Design and performance

The general concept (Fig 1) consists of pre-treatment of the wastewater in a septic tank, pumping to a vertical flow aerobic biofilter followed by a subsurface horizontal flow porous media filter. The wetland stage in this concept was originally vegetated with wetland plants as *Phragmites*. Evaluation of the role of plants in these systems, both in field and mesocosm scale systems showed that the root-zone had a positive effect on N-removal, but no significant effect on P and BOD₇ (BOD measured over 7 days is a standard in Norway) removal (Zhu 1998, Mæhlum and Stålnacke, 1999). Some of the later systems have therefore been built with grass over an insulating soil cover replacing the wetland plants. The unvegetated systems do not fulfil the strict definition of a wetland, although the filter is water saturated.

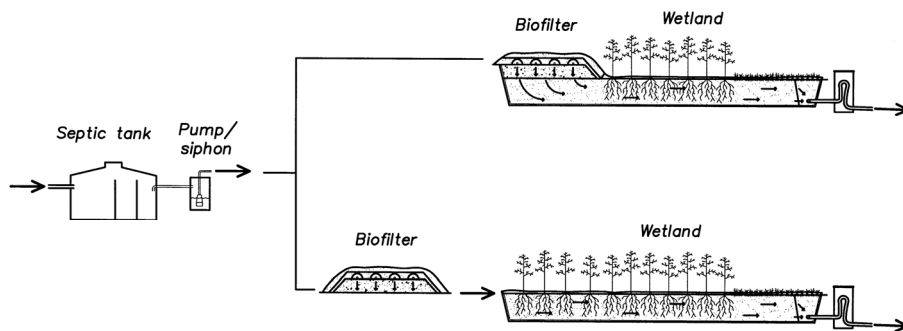


Fig 1 Schematic outline of the Norwegian multistage constructed wetland concept, with or without an integrated pretreatment biofilter

Treatment plant no. Name	Type waste water ^a	Starting year	System Stages ^b	Surface Area (m ²)	Porous medium ^c	Size fraction (mm)	No. of Persons ^d (PE)	Total hydr. loading ^e (m ³ /d)	Vertical HLR ^f (cm/d)	Vegetation ^g
1 Haugstein	DW	1991	PBF1 HSF HSF	6.0 60 40	LWA NIRS LWA	2-4 0.5-10 0-4	7 (10)	0.6 (2.0)	6.0 1.0 1.6	no PHA,TYP, IRI,PHA
2 Tveter	DW	1993	PBF1 HSF	25 110	LWA LWA	4-10 0-3	7 (10) 10 (7)	0.8 (2.0)	3.2 2.0	no PHA
3 Østegården	DW	1993	PBF1 HSF	25 110	LWA NIRS	2-4 0.5-10	8 (10)	0.8 (2.0)	3.2 0.7	no PHA,TYP, SCL
4 Fangernes	DW	1996	PBF2 HSF HSF	18 55 40	LWA SA LWA	2-4 0-10 0-4	8 (15)	0.8 (2.3)	4.4 1.5 2.0	no PAR PAR
5 Lilleng	DW	1997	PBF2 HSF	25 420	LWA LWA	2-4 0-4	60	4.0 (15)		no PHA
6 Bromølla	DW	1998	PBF2 HSF	20 200	LWA LWA	2-4 0-4	40	2.3 (6.0)		no PHA
7 Bogstad	DW	1999	PBF2 HSF	22 312	LWA LWA	2-4 0-4	56	11.1	2.0	no grass
8 Holt farm	DW	1999	PBF2 HSF	21 150	LWA LWA	2-4 0-4	30	5.6	3.3	no grass
9 Tyrili	DW	2000	PBF2 HSF	20 290	LWA LWA	2-4 0-4	50	10	2.0	no grass
10 Dal skole	DW	2000	PBF3 HSF	31 250	LWA LWA ^d	2-4 0-4	39	4 (6.0)	13.0	no PHA/grass
11 Kaja	GW	1997	PBF3 HSF	6.3 107	LWA LWA	2-4 0-4	48	5.2 (6.0)	110.0	no PHA
12 Torvetua	GW	1998	PBF2 HSF	80 360	LWA LWA ^d	4-10 0-4	140	(14)	10.0	no grass
13 Klosterenga	GW	2000	PBF3 HSF	31 150	LWA LWA ^d	2-4	100	13 (12.5)	42.0	no IRI

a DW=domestic wastewater (septic tank effluent), GW = greywater (septic tank effluent)

b PBF=pre-treatment vertical flow biofilter, PBF1 with pressure distribution in buried perforated pipes, PBF2 spray nozzles

c LWA=Light-weight aggregates (the Norwegian type Leca/Filtralite), NIRS=natural iron rich sand, SA=sand

d Number of persons served and design person equivalents (PE) in parenthesis

e Actual flow, design flow() in parenthesis

f HLR (hydraulic loading rate) volume flow/unit horizontal area in the pretreatment biofilter

g PHA = Phragmites australis TYP=Typha latifolia SCL=Scirpus lacustris PAR=Palaris arundinacea

IRI=Iris pseudocarus

Tab. 1 *Design features for 13 integrated constructed wetland systems with intermittent vertical flow filters succeeded by constructed wetlands*

Design and performance data of some Norwegian constructed wetland systems with aerobic pre-treatment is shown in Table 1 and 2. Table 1 shows that the total surface area/person often exceeds 10m² and the depth of the horizontal subsurface flow constructed wetland part (HSF) is between 0.8 - 1.2m. This is more than suggested in guidelines from other countries (Vymazal et al. 1998, Kadlec et al. 2000). The reason is the cold climate and the need to meet a low phosphorus discharge consent without frequent change of the P-saturated filter media. The mass loading of the HSF section is also lower due to the larger surface area. The overall treatment performance for the systems (Table 2) generally exceeds 80% for BOD₅, 90% for phosphorus and varies from 40 - 60% for removal of total N. For the indicator bacteria termotolerant coliforms (TCB)

the concentration in the effluent normally is below 1000/100ml and many systems consistently show <100/100ml. Table 2 shows the average treatment performance. The seasonal variation is exemplified by data from the Haugstein multistage treatment system which was the first constructed wetland system for wastewater treatment built in 1991 (Jenssen et al. 1993). In figure 2-4 the influent and effluent data for phosphorus, COD and nitrogen is compiled by month.

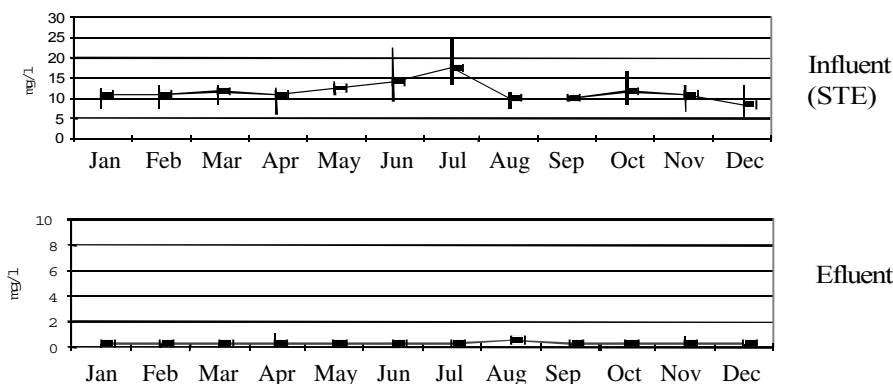


Fig. 2 Phosphorus concentration in influent and effluent monthly average and variation over a 9 year period at Haugstein CW (no. 1 Tab. 1)

Figure 2 shows that the phosphorus effluent concentration has been consistently low and that there is no significant seasonal variation. The main removal mechanisms for phosphorus is adsorption and chemical precipitation, the latter being the dominating process (Jenssen and Krogstad 2002). These are physical/chemical processes, hence they are less dependent on temperature than biological processes that are the dominating for removal of organic matter and nitrogen (Fig. 3 and 4).

System	Stage ^b	TP		TN		COD		BOD ₇		TOC		SS	TCB ^c per 100ml
		%	C _{out}	%	C _{out}	%	C _{out}	%	C _{out}	%	C _{out}		
Haugstein	PVF (LWA)	24	8.7	8	103	71	82	71	44			69	
	CW 1 (sand)	86	0.8	48	58	26	104	56	33			-36	
	CW 2 (LWA)	97	0.3	64	40	75	52	80	15			52	
	Total	97		64		75		80				79	<50
Tveter I	STE		8.5		83		242						
	PVF (LWA)	67	5.1	54	54	53	158		31				
	CW (LWA)	96	0.4	41	49	49	123	84	21			76	<50
Østegården	PVF (LWA)	17	6.1	39	68	70	72	80	22			82	
	CW (sand)	92	0.6	66	23	-100	143	53	10			-294	
	Total	93		79		41		90				30	<50
Fagernes	PVF (LWA)	52	2.5	28	30	79	58					16	
	CW 1 (sand)	77	0.6	32	21	6	55					-160	
	CW 2 (LWA)	81	0.1	19	17	39	34					43	
	Total	98		60		88						-24	
Lilleng	Total	95	0.1	53	25					90	9		<50
Brømolla	Total	98	0.1	47	23			98	5				<10
Bogstad	Total	98	0.05							80	22		<10
Holt farm	Total	98	0.01							90	10		
Tyrili	Total	97	0.3							70	38		
Dal skole	Total	98	0.1	69	9	82	24						
Kaja	Total	89	0.1	72	2.5			93	5			<5	<100
Torvetua	Total	79	0.19	60	2.2	82	62.0						
Klosterenga	Total		0.2		2.5		19.0					<5	

a) Based on arithmetic mean of concentration, n=5-50 grab samples.

b) PBF = pre-treatment vertical flow biofilter, CW = constructed wetland LWA = light- weight aggregates
Total=PBF+CW.

c) Termotolerant coliformbacteria, TBC per 100 ml.

Tab. 2 Removal efficiencies for TN, TP, COD, BOD₇, TOC, SS, TCB, and outlet concentrations (mg/l) in 13 constructed wetland systems in Norway with pretreatment bio-filters.

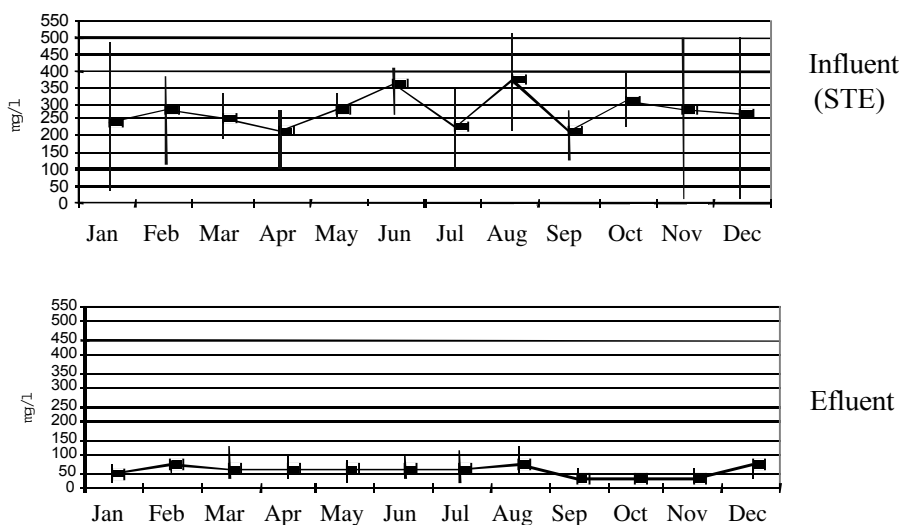


Fig. 3 COD concentration in influent and effluent monthly average and variation over a 9-year period at Haugstein CW (no. 1 Tab. 1)

Although the influent COD concentrations show a great variation the constructed wetland system produces a consistent effluent of low variation (Fig.3).

The seasonal variation is also small and there are no significant differences between cold and warm seasons.

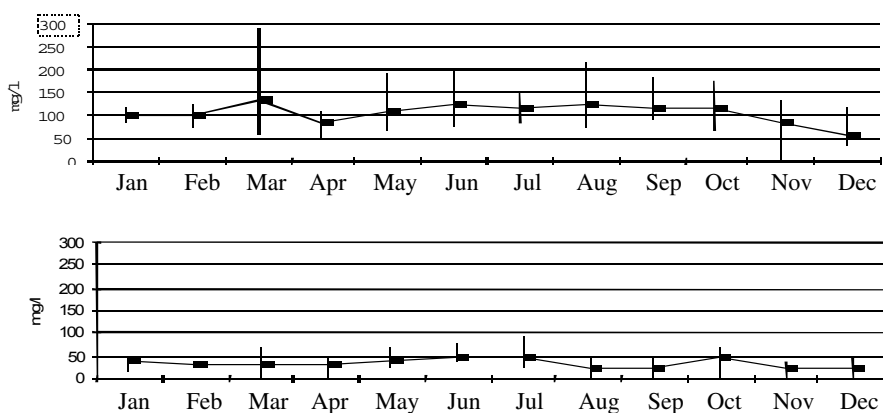


Fig. 4 Concentrations of total nitrogen in influent and effluent monthly average and variation over a 9 year period at Haugstein CW (no. 1 Tab. 1)

The nitrogen removal shows very little seasonal variation and the highest concentrations in the effluent are found in June, July and October, followed by May and January. Statistically the seasonal differences for the removal of nitrogen also is insignificant. Similar results are found also for other cold climate constructed wetlands with a pretreatment biofilter (Mæhlum 1998).

The pre-treatment biofilter

In a climate where the plants are dormant in the cold season it is obvious that a horizontal subsurface flow system may be oxygen deficient in the cold season. It was therefore necessary to include aerobic pre-treatment in order to build successful systems in cold climate. Various systems for aerobic pre-treatment have been tested for small scale onsite systems. Bakke et al. (1999) tested aerated submerged fixed biofilm reactors. By alternating the aeration cycles in some of these reactors a total N removal of up to 70% was achieved. Ausland et al (1998) and Siegrist et al. (2000) point out the importance of effluent distribution over the filter surface for single pass vertical flow systems. Heistad et al. (2001) describes an innovative pre-treatment biofilter for soil infiltration and constructed wetland systems. This biofilter (Fig 5), which is based on a single pass vertical flow lightweight aggregate (LWA) filter media is now setting a new standard for small pre-treatment systems in Norway.

For the systems in Table 2 the pretreatment accounts for about 70% of the BOD₇ removal in addition SS is removed and nitrification achieved. Reducing the mass load of BOD₇ and SS will according to Siegrist (1987) reduce the potential risk of clogging at the inlet end of the HSF section. It is known that percolation of wastewater through unsaturated soil or sand efficiently reduces BOD₇, ammonia and indicator bacteria (Jenssen and Siegrist 1991, Siegrist et al. 2000).

The hydraulic loading rates of the pre-treatment units in Table 1 varied from 3 - 113 cm/d. Soil or sand filters are typically loaded at 1- 5 cm/d under Norwegian conditions, resulting in an area requirement of 3 - 15 m²/pe. By using well-sorted porous media with a minimum grain size of 2mm higher loading rates could be sustained (Jenssen and Siegrist 1991). Using 2-4 mm LWA, Zhu (1998) demonstrated that near complete nitrification of septic tank effluent (STE) could be achieved at loading rates up to 30 cm/d. This is the reason for a 30 cm/d maximum recommended loading rate suggested in the Norwegian guidelines (Gaut and Mæhlum 2001). However, new findings indicate that higher loading rates may be used especially for greywater (Heistad et al. 2001).

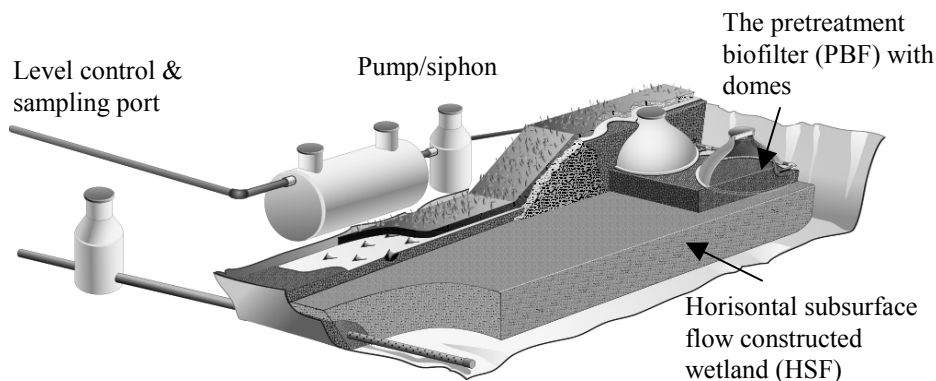


Fig. 5 *The last generation constructed wetlands for cold climate with integrated pre-treatment biofilter (PBF) in Norway*

A conventional trickling filter has a surface area typically $200 - 600 \text{ m}^2/\text{m}^3$. A porous media filter of gravel or LWA with a grain size in the range of $2 - 10 \text{ mm}$ has a surface area exceeding trickling filters by an order of magnitude or more. If the available surface area can be utilised for biofilm generation very efficient filters are obtained (Table 2). The key to obtaining high BOD_7 removal in a single pass coarse media biofilter is even distribution of the effluent over the filter surface area. Various distribution systems have therefore developed in Norway (Heistad et al. 2001). The systems all need a small pump feeding spray nozzles suspended in an open compartment over the filter media. Siphons or other dosing devices may also be used if the elevation difference between the dosing chamber and the pre-treatment filter is sufficient

In the system suggested by Heistad et al. (2001) a special tangential fullconical spray nozzle (TF-nozzle) distributes the effluent in small droplets over the filter surface. The effect of the better distribution is demonstrated in Table 3.

System 3 (Table 3) has a hydraulic loading rate one order of magnitude higher than systems 1 and 2 and the effluent is supplied in 2 doses per day as opposed to > 24 times for systems 1 and 2. Nevertheless system 3 has a BOD_7 removal as high as 70%. This performance may be attributed to the TF-nozzle that distributes the liquid in a fine spray over the surface of the LWA. A single pass vertical flow LWA filter reduces $\text{BOD}_7 > 70\%$ even at loading rates up to 100 cm/day (Table 1,2, and 3). The results also point out that LWA filters have the ability to

reduce the number of indicator bacteria by 2-3 logs or more. Emerick et al. (1997) found that reduction of bacteria was enhanced by small and frequent doses. Small doses and even distribution assure good aeration and flow conditions where the water moves as a thin film over the particle surface. Such flow conditions will normally increase the retention time, which was shown to be correlated to bacteria removal (Ausland 1998).

Table 3 show large variation in design details, loading rates and purification performance and not all details regarding purification processes are understood. Kraft (2000) who studied full scale pre-treatment biofilters with spray nozzles reported the best performance regarding nitrification and BOD₇ removal in systems with maximum HLR 20 -30 cm/d and > 12 doses per day. Surprisingly these biofilters also removed 20-40% of the total N. This effect may be explained by denitrification in anoxic sites in the filter during and after loading periods.

Rasmussen et al. (1996) studied the effect of filter depth on removal of BOD₇ and bacteria removal in LWA and sand filters. The study concluded that BOD₇ removal was independent of filter depth for LWA filters with a in the range 20 - 60 cm, but the bacteria removal was lower for the smaller filter depth.

Mæhlum and Stavseth (2001) reported a biofilter column experiment. The experiment tested shellsand, and the LWAs Filtralite™ and Perlite™ over a period of 6 months. The hydraulic loading rates (HLR) were 40-60 cm/d and a fixed dosing of 48 doses per day. Fig. 6 presents the results from the monitoring period. The three filter media were not significantly different in removing SS (90%), BOD₇ and TOC (75-80%) and in nitrification (75-85%). This experiment indicate that the control of the number of doses per day and volume per dose is more important for high performance results than the origin of the filter media, provided uniform distribution and a well sorted porous media within the grain size interval 1-6 mm.

System reference	Effluent type	Grain size (mm)	Filter depth (cm)	Distribution system	Loading rate cm/d	Doses per day	BOD ₇ removal (%)	NH ₄ reduction (%)	Bacteria reduction ^e (logs)
1 ^a	DSTE	LWA 2-4	80	Manifold	10	24	87	20-40	-
2 ^b	GSTE	LWA 2-4	80	Spray nozzles	6-18	24	88 - 96	10-50	1-5
3 ^c	GSTE	LWA 2-4	60	TF-nozzles	115	2	71	< 5	1-4
4 ^d	DSTE	LWA 2-4 Shellsand 1-4	50-100	Spray nozzles	20-50	5-30	65 - 95	25-95	1-5

^a System A, 6 years monitoring of a LWA filter serving 2 homes (Mæhlum 1998).
^b System B, 7 LWA filters, 2 serving homes and 5 serving cottages (Westlie 1997).
^c System C, 2 years monitoring of a LWA filter serving 48 persons (Culbrandsen 1999, Larsen 2000).
^d System D, 1-3 years monitoring of 7 filters serving 10-60 persons (Kraft 2002).
^e Termotolerant coliforms
DSTE - domestic septic tank effluent, GSTE greywater septic tank effluent

Tab. 3 *Design details and performance of full scale single pass vertical flow biofilters*

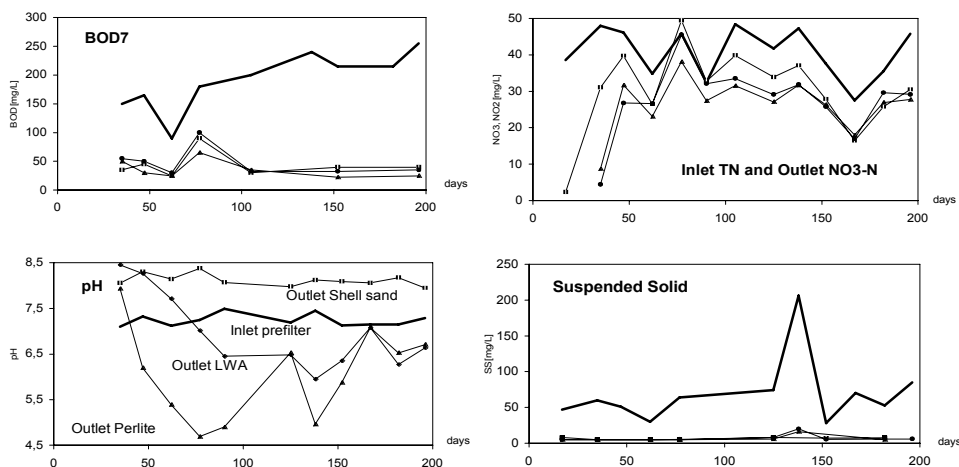


Fig. 6 Laboratory column biofilter experiments, HLR=, Filter media: Shell sand, LWA (FiltraliteTM) and PerliteTM (Mæhlum and Stavseth, 2001)

The horizontal subsurface flow section (HSF)

According to Table 2 and 3 and the section above the pretreatment biofilter accounts for the major part of the BOD₇ reduction in addition to, SS removal, nitrification and some bacteria removal. Phosphorus removal in the pretreatment biofilter is negligible. The main purpose of the horizontal subsurface wetland (HSF) in the Norwegian systems has been to reduce phosphorus. In addition sites for denitrification is provided and the hygienic quality of the effluent is improved. In vegetated systems evapotranspiration reduces and even eliminates the discharge in dry summer periods.

Phosphorus removal

Several natural media with a large potential P-sorption capacity have been tried in addition to a newly developed LWA (Filtralite P.). The volume of the HSF has been based on estimates of the P-sorption capacity and the geometry on hydraulic properties of the porous media (Jenssen et al. 1991). P-sorption capacity is easily measured by batch experiments in the laboratory. However, the correlation of the sorption values derived from simple batch experiments using phosphate solution to sorption in full-scale systems receiving wastewater is difficult (Jenssen and Krogstad 2002). Several authors have found that soils below wastewater infiltration systems sorb much more phosphorus than the adsorption maximum based on short term batch experiments indicate (Sawhney & Hill 1975, Krogstad 1986, Table 4). Whether this is true also for wetland systems has

not been documented. For man made media as LWA Jenssen and Krogstad (2002) suggests that the actual P-sorption capacity in full-scale systems is lower than the P-sorption capacity measured in batch experiment. However, this hypothesis is not yet confirmed. Despite a lot of work (Drizo et al. 1999, Arias et al. 2001, Jenssen and Krogstad 2002) no universal method for prediction of the long term P-sorption capacity of is yet developed. P-sorption values for various media is shown in Table 4. For different LWA P-sorption values are reported by Zhu et al. (1997) and Jenssen and Krogstad (2002).

Porous media	Batch experiments (20 °C)	Column experiments	Soil infiltration systems	CW systems	References
Glacial till	270		540		Stuanes and Nilsson (1987)
Ordinary sand	80		260		Stuanes and Nilsson (1987)
Iron rich sand	600		1 230	700	Stuanes and Nilsson (1987)
Quarts sand	< 50				Krogstad and Løvstad (1987)
Clays	250 - 1500				Krogstad and Løvstad (1987)
Shell sand	3 000-17 000	>3 500		2 500	Roseth (2000)
LWA*	Up to 12 000	2 000		2 500	Jenssen and Krogstad (2002)

*LWA= light weight aggregate

Tab. 4 *Examples of P-sorption capacity in mg P/kg for some natural porous media and lightweight aggregates (LWA)*

The natural material with the highest potential sorption capacity tested in Norway is the shell sand. Shell sand is a natural carbonic material consisting mainly of CaCO₃ and MgCO₃ produced by shells, snails and coral alga. The resource is limited, but commercially available in Norway. In addition to high P sorption capacity the material has high porosity (30-50%), bulk density 0,7 – 1 g/cm³. The hydraulic conductivity is highly varying (60-2000 m/d). The high sorption capacity (up to 17 g/kg) in batch experiments is probably due to the porous structure due to the coral algae that gives a high specific surface area (Roseth 2000).

The highest measured P-sorption in LWA material is 12000 mg/kg for the Norwegian FiltraliteP. The FiltraliteP has a hydraulic conductivity of 50 m/d in the 0-4mm fraction, which is the fraction with the highest P-sorption. Both the shell sand and the FiltraliteP exceed most natural sands with respect to hydraulic conductivity.

In Norway the sizing of constructed wetlands with respect to P-removal is based on sorbing 90% of the P-emitted over a 15 year period. Using the sorption values from the batch experiments the amount required of FiltraliteP and shell-

sand would be would be 0,44 m³ and 1,5 m³/person respectively (one person emits 0.6 kg P/year and the bulk density of shellsand is 1.2 and FiltraliteP 0.6). However, the sorption in full-scale systems have not yet reached these values and it is doubted if they will even with time (Jenssen and Krogstad 2002). The sizing of HSF's according to P-sorption therefore involves conservative estimates of the P-sorption capacity (Jenssen and Krogstad 2002) and for iron rich sand, shell sand, and LWA 7-9 m³/person is recommended in the Norwegian guidelines. This conservative design is also chosen to assure good bacteria and nitrogen removal.

Nitrogen and bacteria removal

Table 2 shows that all the systems where indicator bacteria are investigated meet the European standard for swimming water quality of < 1000 TCB/100ml. It is not yet clear what is the main mechanism for bacteria removal. In systems using the FiltraliteP high pH will contribute to the bacteria dieoff the first years. However, systems where the pH is near neutral (7-8) also show excellent bacteria removal (system 1,2,3 and 11 in Table 2). System 1 and 3 both contain a sand section which have pore sizes small enough to suggest straining as one removal mechanism. The grain size of the porous media in system 2 and 11 is to large (1-4 mm) to explain the bacteria removal as straining. It is known that the bacteria removal may be correlated to media having potentially high P-removal (Keswick and Gerba 1980, Stuanes and Nilsson 1987). The media used in the Norwegian CW's all have high P-removal capacity and this may explain the high removal. However, biological mechanisms are also important Stevik (1998) and it is speculated that the plants may have an effect on bacteria removal. For system 11 which have a LWA filter media with low P-sorption the bacteria removal has improved over the first 3 years. This correlates to the root and plant development.

The root zone also plays an important role in for nitrogen removal. Zhu (1998) found that the removal of nitrogen was significantly higher in vegetated that unvegetated horizontal subsurface flow wetland cells. The uncertainty with respect to bacteria and nitrogen removal mechanisms is also reflected in the conservative design criteria of 7-9 m³ of porous media/person.

Reuse

In Norway, constructed wetlands treating domestic wastewater optimise phosphorus removal by using light weight aggregate (LWA) and sand (Jenssen and Krogstad 2002). When saturated with phosphorus, the porous media can be

used as fertiliser. Investigations have shown that accumulated P in filter media has the same growth effect as P in mineral fertilisers (Kvärnström et al. 2001).

If heavy metals from wastewater are sorbed to the filter media (Stensen 2000), agricultural reuse may be limited. The average heavy metal content in domestic wastewater in Norway is 0.48 µg Cd/l, 3.7 µg Pb/l, 22 µg Cu/l, 3.9 µg Cr/l, 2.3 µg Ni/l and 108 µg Zn/l (Systad 1997). Measurement of the heavy metal content in filter media (sand/LWA and LWA) treating domestic wastewater for 8 and 7 years respectively, are shown in Table 1 and 2.

	SAND FILTER			LWA FILTER		
	Inlet zone	Outlet zone	Filtermedia start	Inlet zone	Outlet zone	Filtermedia start
Cd	<0.4	< 0.4	0.4	<0.4	<0.4	<0.4
Pb	9.0	7.6	5.3	<4	<4	<4
Cu	14.7	14.7	10.3	22.5	20.1	23.4
Zn	43.8	40.7	27.8	21.4	23.5	19.1
Ni	16.3	17.4	12.8	20.9	22.2	17.6
Cr	21.7	22.8	16.8	17.1	16.1	15.3
Co	5.9	6.1	4.5	5.8	5.3	4.1
V	32.1	31.1	24.4	17.2	15.6	15.0

Tab. 5 Heavy metal content (mg/kg) in the filter media treating domestic wastewater for 8 years (System1 Table 1)

The sand filter accumulated all of the investigated heavy metals except for Cd. The LWA filters accumulated Zn, Ni, Cr, Co and V. Both for the sand and the LWA filters the increase in heavy metals was small compared to the background. This indicates that the sorption capacity is low. There is no systematic enrichment gradient through the filters (vertical or horizontal) which indicates that the sorption capacity is near saturation.

The content of Cd, Pb and Cu are at the same level or lower than the content in the background LWA material, which indicates low sorption or slight release of metals under the conditions prevailing in the filters. The accumulation mechanism of the heavy metals is mainly sorption to organic matter and (to a lesser degree) the surface of sand and LWA particles. Future increase in sorbed heavy metal concentrations may occur if organic matter content increases.

Heavy metal concentrations in the wetlands' filter media are low compare to the Norwegian Standards for allowable maximum levels of sewage sludge applied to agriculture (Systad 1997). Therefore, our results indicate that heavy metal content will not limit the reuse of the filter media as fertiliser.

Conclusions

- Constructed wetlands with pretreatment biofilters using porous media with high phosphorus sorption capacity have consistently removed <90% of the phosphorus for more than 10 years. The nitrogen removal is in the range of 40-60% and the effluent meets European standards for swimming water quality with respect to bacteria.
- Constructed wetlands with pretreatment biofilters produce an effluent quality that is independent of season.
- Pretreatment biofilters that nitrify and reduce BOD are a necessary component of cold climate CWs.
- Prediction of long term phosphorus removal in horizontal subsurface flow constructed wetland substrates is uncertain. Better prediction of the phosphorus removal and further optimising of the pretreatment biofilter will yield more cost effective systems.
- Greywater treatment needs less area and opens for use of onsite constructed wetland systems in urban areas.
- Low heavy metal accumulation facilitates reuse of P-saturated filter material as fertiliser
- The fertiliser effect of P-saturated LWA is comparable to mineral fertiliser.

This paper is based on a presentation given at 8th Int. Conference on Wetlands for Water Pollution Control, Arusha, Tanzania in September 2002.

References

- Arias, CA, M.D. Bubba and H. Brix 2000. Phosphorus removal by sands for use as media in subsurface flow constructed reed beds. Wat. Sci. Res. Vol. 35, No. 5 pp 1159-1168.
- Ausland, G. 1998. Hydraulics and Purification in Wastewater Filters. Doctor scient. thesis 1998:23. Dept. of Agr. Eng., Agr. Univ. of Norway, Ås, Norway, ISBN 82-575-0359-2.
- Bakke, R. Hagman, E., Ollestad, P.H., Sele, K. and Oltedal, j. (1999) Nutrient removal in combines bioreactores and wetland systems. In Proc. 4. Int. conf. Ecological engineering for wastewater treatment: Managing the wastewater resource, June 7-11, Ås, Norway.

Brix, H. and H.-H. Schierup. 1990. Soil oxygenation in constructed reed beds: The role of macrophyte and soil-atmosphere interface oxygen transport. In: *Use of Constructed Wetlands in Water Pollution Control*, P.F. Cooper and B.C. Findlater (Eds.), Pergamon Press, Oxford, pp. 41-51.

Drizo, A. C.A. Frost, J. Grace and K.A. Smith. Pysico-chemical screening of phosphate removing substrates for use in constructed wetland systems. *Wat. Res.* 33(17), 3595-3602.

Emerick , R.W, R.M. Test, G. Tchobanoglous and J. Darby. 1997. Shallow intermittent sand filtration: micrororganism removal. *The Small Flows Journal*, 3(1): 12-22.

Gaut, A. & Mæhlum, T. Våtmarksfiltre. VA-Miljøblad nr. 49. NKF and NORVAR, Hamar, Norway, 2001 (In Norwegian).

Gulbrandsen, A. 1999. A watersaving vacuumssystem for transport of blackwater and onsite treatment of greywater in a constructed wetland. M.Sc. Thesis. Dept. of Engineering, Agr. Univ Norway, Ås (In Norwegian).

Heistad, A., P.D. Jenssen and A.S. Frydenlund. 2001. A new combined distribution and pretreatment unit for wastewater soil infiltration systems. In K. Mancl (ed.) *Onsite wastewater treatment. Proc. Ninth Int. Conf. On Individual and Small Community Sewage Systems*, ASAE, pp. 200 – 206.

Jenssen, P.D. and T. Krogstad. Design of constructed wetlands using phosphorus sorbing lightweight aggregate (LWA). In: Mander, Ü and Jenssen P.D. (eds.) *Advances in Ecological Sciences*, WIT Press.

Jenssen, P.D. & Siegrist, R.L., 1991. Integrated loading rate determination for wastewater infiltration system sizing. *ASAE Publ.* 10-91, pp 182-191.

Jenssen, P.D. and R. L. Siegrist. 1991. Integrated loading determination for wastewater infiltration system sizing. *On-site waste water treatment. Proceedings of the Sixth Natioanl Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, 16-17 Desember 1991, Chikago, Illionis. ASAE.

Jenssen, P.D., T. Krogstad and T. Mæhlum. 1991. Wastewater treatment by constructed wetlands in the Norwegian climate: Pretreatment and optimal design. In: *Ecological Engineering for Wastewater Treatment*, C. Etner and B. Guterstam (Eds.), Bokskogen, Sweden, pp. 227-238.

Jenssen, P.D., Mæhlum T., & Warner, W.S. The influence of cold climate upon constructed wetlands: Performance of treating of domestic wastewater and land-fill leachate in Norway. Proc. Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, December 11-13, 1994, Atlanta, American Society of Agricultural Engineers (ASAE), 18, pp. 137-145, 1994.

Jenssen, P.D., T. Mæhlum and T. Krogstad. 1993. Potential use of constructed wetlands for wastewater treatment in northern environments. Wat. Sci. Tech., 28 (10), 149-157.

Jenssen, P. D., T. Mæhlum and T. Zhu. 1996. Construction and performance of subsurface flow constructed wetlands in Norway. In: Proc. Symposium Constructed Wetlands in Cold Climates, 4-5 June 1996, Niagara-on-the-Lake, Ontario, Canada.

Johansson, L. 1999. Industrial by-products and natural substrata as phosphorus sorbents. Environmental Technology, 20, pp. 309-316,.

Kadlec, R.H., Knight, R.L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R. 2000. Constructed wetlands for pollution control. Scientific and Technical Report No.8. IWA Publishing, London

Kadlec, R.H. & Knight, R.L., Treatment Wetlands, CRC Lewis Publishers: Boca Raton, USA, 1996.

Kraft, P.I. 2002. Biologiske filtre – utforming og renseeffekt. Jordforsk report 33/02 (in Norwegian). Jordforsk, Norway.

Krogstad, T. & Løvstad, Ø., 1989. Erosion, phosphorus and phytoplankton response in rivers of South-Eastern Norway. Hydrobiologia 183: 33-41.

Krogstad, T., 1986. Langtidsbinding av fosfor i jordrenseanlegg. NLVF report no. 600, 13 s.

Kvärnström, E., C. Morel & T. Krogstad (2002). Agricultural recycling of filter substrates derived from small-scale wastewater treatment systems. Water Research (in Press).

Larsen, E. 2000. Oppfølging av et fullskala anlegg for separat behandling av svartvann og gråvann, men vekt på gråvannsbehandling. MSc. Thesis. Dept of engineering, Agr. Univ. Norway (in Norwegian).

Lindstrøm, E., 2001. Økt algevekst i uberørt fjellvann: et samspill mellom langtransporterte forurensninger og klima. NIVA Report No LNR 4459-2002 (In Norwegian).

Mæhlum, T. & Jenssen P.D. Design and performance of integrated subsurface flow wetlands in a cold climate.

Mander, Ü & Jenssen, P.D. (eds), Computational Mechanics Publ. (in Press).

Mæhlum, T. & Stålnacke, P. Removal efficiency of three cold-climate constructed wetlands treating domestic wastewater: effects of temperature, seasons, loading rates and input concentrations. *Wat. Sci. Tech.* 40(3), pp. 273-281, 1999.

Mæhlum, T. 1998. Cold-climate constructed wetlands: Aerobic pre-treatment and horizontal subsurface flow systems for domestic sewage and landfill leachate purification. Doctor scientarium theses 1998:9, Agricultural University of Norway, Ås.

Mæhlum, T., Warner, W.S., Stålnacke, P. and Jenssen, P.D. Leachate Treatment in Extended Aeration Lagoons and Constructed Wetlands. *Constructed wetlands for the treatment of landfill leachates*, eds. G. Mulamoottil, E.A.. McBean and F. Rovers, CRC Lewis Publishers: N.Y., USA, pp. 151-163, 1998.

Mæhlum, T. and Stavseth, B.N. 2001. Renseeffekt i biologiske forfiltre – laboratorieforsøk. *Jordforsk report No. 63/01*. Ås; Norway (In Norwegian.)

Rasmussen, G., Jenssen, P.D. & Westlie. 1996. Greywater treatment options. *Transtec Pub.*, pp 215-220.

Roseth, R. Shell sand: a new filter medium for cosntructed wetlands and wastewater treatment. *J. Environ.Sci.Health*, A35(8), 1335-1355, 2000.

Sawhney, B.L. & D.E. Hill, 1975. Phosphate sorption characteristics of soils treated with domestic waste water. *J. Environ. Qual.*, Vol.4: 342-346.

Sele, K. and E. Hagman. 1998. Utprøving av kloakkløsninger for spredt bebyggelse. Foreløpig sluttrapport i Aksjon Jærvassdrag. *Aksjon Jærvassdrag*, The County Governor of Rogaland, AJV-report 24/98 (in Norwegian).

Siegrist, R.L., E.J. Tyler and P.D. Jenssen. 2000. Design and performance of onsite wastewater soil absorption systems. Report presented at National Research Needs Conference Risk-Based Decision Making for Onsite

Wastewater Treatment, St. Louis, Missouri, 19-20 May 2000. USEPA, Electric Power Research Inst. Community Env. Center, National Decentralized Water Resources Capacity Development Project.

Siegrist, R.L., 1987. Soil clogging during subsurface wastewater infiltration as affected by effluent composition and loading rate. *J. Environ. Qual.*, 15(3):181-87.

Stensen G. (2000). Constructed wetlands: treatment of wastewater and accumulation of heavy metals. MSc. Thesis. The Agricultural University of Norway (in Norwegian).

Stevik, T.K., 1998. Retention and elimination of pathogenic bacteria percolating through biological filters. Effect of physical, chemical and microbiological factors. Doctor scient. Thesis 1998:20. Agricultural Univ. of Norway, Dept. of Agricultural Eng., Ås, Norway.

Stuanes, A. and P. Nilsson. 1987. Investigation of soil treatment systems for septic tank effluent. 3. The fate of phosphorus. *VATTEN* 43, pp. 45-53.

Systad I.M. (1997). Sources of heavy metals in municipal wastewater - households. *SFT 97:28*. Norwegian State Pollution Control Authority, Oslo.

Vymazal, J., H. Brix, P.F. Cooper, M.B. Green and R. Haberl (Eds.). 1998. Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe. Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands.

Westlie, L. 1997. Rensing av gråvann i kompakte filtre for boliger og hytter. Rapport fra NAT-programmet, Jordforsk 140/97.

Wittgren, H.B. and Mæhlum, T. Wastewater treatment wetlands in cold climates. *Wat. Sci. Tech.*, 35(5), pp. 45-53, 1997.

Zhu, T. Phosphorus and nitrogen removal in light-weight aggregate (LWA) constructed wetlands and intermittent filter systems. Dr. Scient. Theses 1997:16. Agricultural University of Norway, 1998.

Zhu, T., Jenssen, P.D., Mæhlum, T. and Krogstad, T. Phosphorus sorption and chemical characteristics of light-weight aggregates (LWA) - potential filter media in treatment wetlands. *Wat. Sci. Tech.*, 35(5), pp. 103-108, 1997.

18 giugno 2003

SESSIONE 1

ESPERIENZE EUROPEE

APPLICAZIONE DI SISTEMI A FLUSSO SOMMERSO ORIZZONTALE PER TRATTAMENTO SECONDARIO DI REFLUI CIVILI E AGRO-INDUSTRIALI IN ITALIA

Giulio Conte, Riccardo Bresciani, Beatrice Pucci, Nicola Martinuzzi

Introduzione

La società IRIDRA Srl è stata costituita nel 1999 da un gruppo multidisciplinare di professionisti specializzati nella analisi e nella progettazione di soluzioni ecocompatibili per la gestione delle acque. Nel campo della depurazione naturale, IRIDRA ha progettato oltre 80 impianti di cui 39 sono già stati realizzati. Tra gli impianti progettati da IRIDRA vi sono alcuni degli impianti italiani di maggiori dimensioni: come l'impianto di Jesi, che insieme a quello di Finale Emilia è il più grande impianto di postrattamento. Oppure l'impianto di Dicomano, che con una capacità di 3.500 abitanti è il più grande impianto di trattamento secondario in Italia ed uno dei maggiori d'Europa.

L'impianto di Jesi, progettato da esperti IRIDRA con l'Ing. Gara prima della costituzione della società, riceve l'intera portata dell'effluente dell'impianto consortile del Comune di Jesi, pari a circa 60.000 AE. Il trattamento consiste in un sedimentatore in testa, in un primo stadio a flusso sommerso orizzontale (1 ettaro) e un secondo stadio a flusso superficiale (5 ettari). Le acque trattate (oltre 13.000 m³/giorno) saranno poi in parte riutilizzate nella limitrofa zona industriale. L'impianto è entrato in funzione nel maggio 2003.

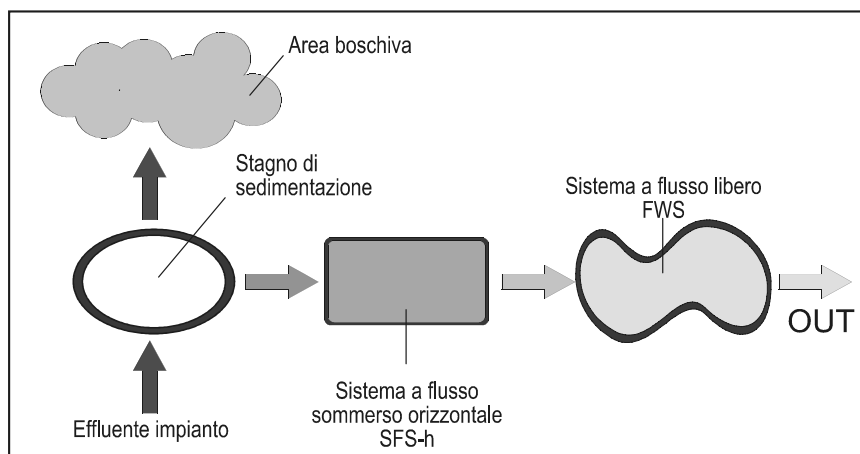


Figura 1 Progetto dell'impianto di postrattamento di Jesi

L'impianto di fitodepurazione a servizio del Comune di Dicomano è attualmente il trattamento secondario più grande d'Italia (è stato dimensionato per trattare circa 3500 a.e): la sua realizzazione è terminata nel Maggio 2003 ed attualmente è nella fase di avvio. Si tratta di un sistema di tipo multistadio in cui il refluo dopo un trattamento preliminare di grigliatura ed una sedimentazione primaria tramite Vasca Imhoff passa attraverso diversi stadi di depurazione naturale: flusso sommerso orizzontale, flusso sommerso verticale, e flusso libero.

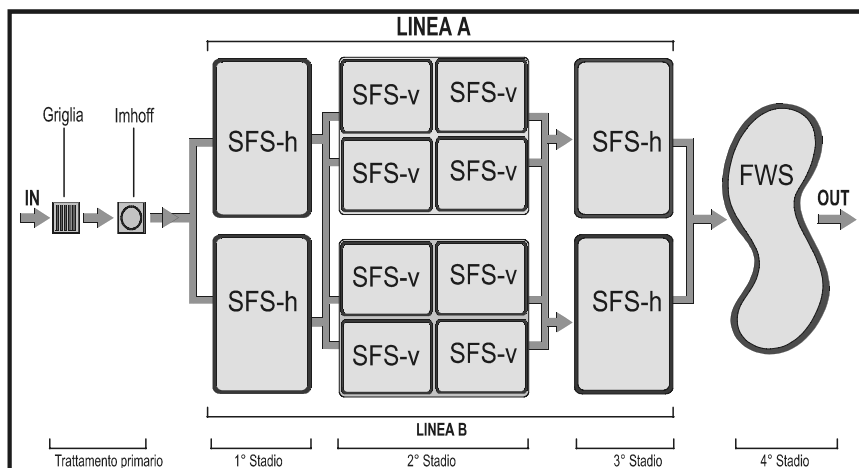


Figura 2 Schema dell'impianto di Dicomano

Uno dei settori per cui la fitodepurazione riveste potenzialmente un grande interesse è quello agroalimentare. Le produzioni agroalimentari infatti presentano ampie oscillazioni del carico inquinante che viene prodotto in modo concentrato in alcuni periodi dell'anno (si pensi ad esempio alla produzione di olio e vino o alle conserve di pomodoro). Una interessante esperienza realizzata da IRIDRA è quella della Cantina Cecchi, riportata da Bresciani in un poster presentato a questo stesso convegno.

Un altro impianto progettato da esperti IRIDRA e dall'Arch. Paolo Anella di ECOMED è quello di Tor Bellamonaca a Roma. E' il primo caso italiano di un impianto di dimensioni rilevanti realizzato in area urbana. L'impianto tratta gli scarichi di una popolazione variabile tra i 500 e i 1.000 abitanti: è servito da pompe che modulano la portata in ingresso in funzione della efficacia di rimozione (maggiore in estate). Obiettivo del progetto è restituire le acque trattate ad un piccolo corso d'acqua, le cui portate – inquinate da scarichi diffusi - vengono sottratte per essere inviate al sistema di depurazione centralizzato. Qui l'im-

pianto di fitodepurazione permette di depurare localmente una portata sufficiente ad alimentare il corso d'acqua, dove è stato realizzato un parco urbano, accessibile al pubblico, in cui l'impianto di fitodepurazione vi si inserisce perfettamente. L'impianto è operativo dal 2001 ma ad oggi non si dispone ancora di rilevamenti sufficienti a valutarne la funzionalità.

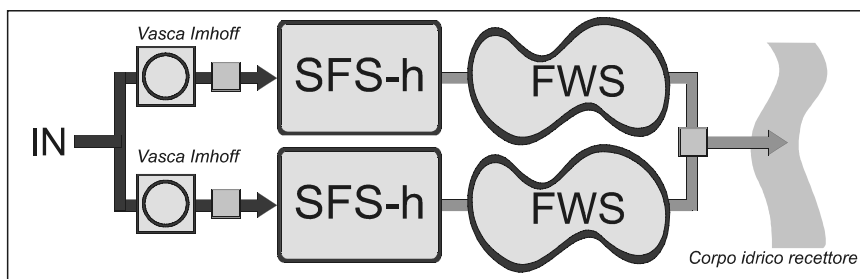


Figura 3 Schema dell'Impianto di Tor Bellamonaca

Alcuni degli interventi più innovativi che IRIDRA ha in corso di progettazione riguardano il disinquinamento della Laguna di Venezia. Il più avanzato di essi, progettato su incarico del Consorzio di Bonifica Dese Sile ed ormai quasi a livello di progettazione definitiva, riguarda un sottobacino del fiume Dese. Il progetto prevede la realizzazione di aree umide ad “uso promiscuo”, che possano essere alimentate in continuo per garantire la rimozione costante dei nutrienti, ma possano anche invasare le portate di piena generate in caso di eventi meteorici eccezionali avendo così una doppia funzione: riduzione dell'inquinamento diffuso e laminazione delle piene per prevenire il rischio idraulico.

Solo per alcuni degli impianti progettati da IRIDRA è disponibile un numero di analisi di monitoraggio sufficiente a dare un quadro della funzionalità. Nei prossimi paragrafi si presentano le principali caratteristiche e la funzionalità di alcuni degli impianti realizzati.

L'efficacia degli impianti IRIDRA: alcuni risultati

Impianto di Spannocchia (SI)

La tenuta agricola di Spannocchia svolge attività agrituristiche, ospitando gruppi di giovani americani per vacanze studio, per cui ha una produzione di liquami che presenta rapide oscillazioni di carico idraulico e organico. Il carico generato è di tipo civile e la popolazione massima presente nell'agriturismo è di circa 60 abitanti equivalenti. L'azienda ha scelto la fitodepurazione perché

garantiva maggiore efficacia depurativa (anche per il riutilizzo delle acque), minori costi e un ottimo inserimento ambientale.

I reflui dell’Azienda Agraria Tenuta di Spannocchia, dopo un trattamento primario mediante fossa Imhoff, passano ad un sistema secondario costituito da due vasche a flusso sommerso orizzontale in parallelo. Successivamente le acque reflue vengono raccolte in un bacino in cui confluiscono anche le acque meteoriche e da qui utilizzate per irrigare il frutteto biologico (vedi schema seguente).

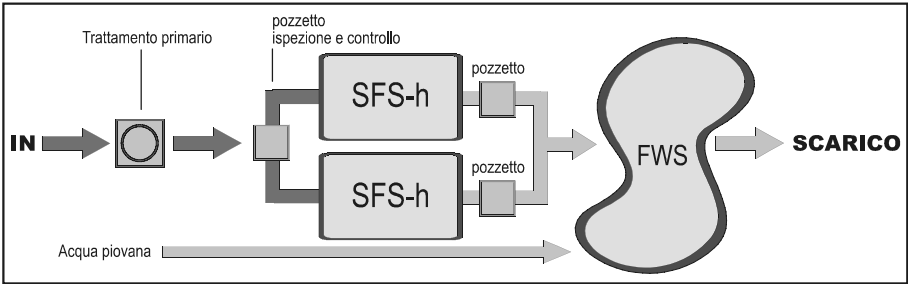


Figura 4 Schema dell'impianto di Spannocchia

L'impianto è stato progettato per una portata di 9 m³/d, un BOD₅ in ingresso di 280 mg/l e un tempo di ritenzione idraulica di 3,4 giorni. I letti dei sistemi SFS-h sono stati impermeabilizzati con una membrana in PVC separata dal suolo mediante uno strato di geotessile (TnT). Le macrofite impiegate sono le *Phragmites australis*, peraltro specie autoctona già presente nell'area, con una densità di 4,4 rizomi/m². Si riportano di seguito i principali parametri utilizzati per il design delle vasche SFS-h:

Pendenza dei letti	1%	
Profondità media	0.5	
Materiale di riempimento		
D 10	4 mm	
Porosità (n)	0.4 - 0.5	
Pietrisco per zone di ingresso e drenaggio	4 - 6 cm	
Area totale vasche	160 m ²	(2.7 m ² /AE)
Volume totale	80 m ³	
HRT	3.4 d	

Il bacino di raccolta finale è stato dimensionato stimando il fabbisogno idrico necessario per l'irrigazione delle limitrofe coltivazioni in estate. Nello stagno finale sono state inserite le seguenti essenze vegetali: *Phragmites australis*, *Typha latifolia*, *Iris pseudacorus*, *Nymphaea alba*, *Myriophyllum aquaticum*. (Pucci et al., 1998).

Consumo idrico medio (maggio - agosto)	5 l/m ²
Fabbisogno idrico giornaliero	15 m ³
Volume del bacino di accumulo	500 m ³
Capacità idrica teorica circa	30 giorni

Nella tabella seguente sono riportate le concentrazioni medie dei diversi inquinanti, rilevate nel periodo 1998-2000 in ingresso e in uscita dall'impianto.

Rendimento depurativo dell'impianto di Spannocchia			
		In	Out
Solidi sospesi	mg/L	114,2	30,0
COD	mg/L O ₂	599,9	45,9
Ammoniaca	mg/L NH ₄ ⁺	74,6	17,8
Nitrati	mg/L N-NO ₃ ⁺	1,5	16,3
Fosfati	mg/L P-PO ₄ ⁻	3,4	2,8
Tensioattivi (MBAS)	mg/L	15,4	0,9
Coliformi totali	UFC/100ml	2.088.000	23.800
Coliformi fecali	UFC/100ml	126.000	1.220
Streptococchi fecali	UFC/100ml	261.600	425
Esch. Coli	UFC/100ml	73.333	265

Appare chiaramente la notevole capacità di abbattimento dei solidi sospesi, del COD, dei tensioattivi e della carica batterica. Le ridotte dimensioni dell'impianto e la mancanza di un trattamento a flusso subsuperficiale verticale non permettono di garantire una concentrazione dell'ammoniaca nell'effluente inferiore ai 15 mg/l.

Impianto dell'Isola di Gorgona (LI)

La casa di reclusione dell'Isola Gorgona richiedeva un sistema di trattamento dei liquami che permettesse una buona funzionalità in assenza di una gestione specializzata. Si è scelto un sistema di trattamento secondario e terziario delle

acque reflue basato sulle tecniche naturali. L'impianto, progettato per una utenza massima di 400 AE, con una portata idraulica media di 56 m³/d, è costituito da due linee in parallelo, ciascuna composta da due vasche SFS-h in serie (per un totale di 1350 m²), confluenti in un prato umido per l'affinamento finale coltivato a foraggiera, presenta una superficie complessiva di circa 1800 m² (4.5 m²/AE). Le macrofite radicate emergenti scelte per l'impianto sono le *Phragmites australis* e lo *Schoenoplectus lacustris*, piante autoctone e già presenti sull'isola. Dopo il prato umido l'effluente finale viene convogliato in una vasca di raccolta per il riutilizzo (irrigazione, lavaggio stalle, scarichi servizi igienici ecc.).

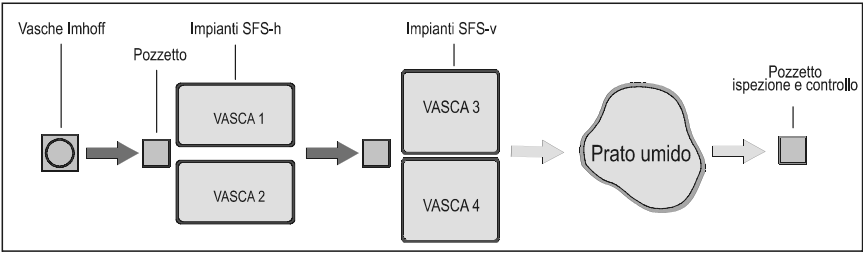


Figura 5 Schema dell'impianto di Gorgona

I risultati dei primi mesi di monitoraggio evidenziano un buon funzionamento dell'impianto fin dalle fasi di avvio, come mostra la figura , risultanti dai dati ottenuti con 4 analisi da maggio a giugno 1998. (Masi et al., 1998).

Rendimento depurativo dell'impianto di Gorgona			
		In	Out
Solidi sospesi	mg/L	228	56
COD	mg/L O ₂	220	121
Ammoniaca	mg/L NH ₄ ⁺	50	6
Nitrati	mg/L N-NO ₃ ⁺	3	1,3

Impianto di Poggio Antico - Comune di Montespertoli (FI)

L'azienda agricola biodinamica Poggio Antico produce latte, derivati e conserve alimentari oltre ad ospitare una popolazione civile di circa 10 unità. I liquami prodotti dall'azienda hanno quindi notevoli oscillazioni, sia in termini di quantità prodotte (le produzioni sono discontinue nel corso dell'anno), sia nelle caratteristiche chmico/fisiche (le lavorazioni sotto sale, ad esempio, provocano alte concentrazioni di cloruri).

L'impianto di fitodepurazione, realizzato nel 1998, prevede lo smaltimento di 150 m³/anno prodotte dal caseificio e da lavorazioni agroalimentari e 440 m³/anno di reflui domestici (valori stimati da consumi idrici reali) per un totale BOD₅ in = 370 mg/l e una Qd = 1,6 m³/d, (Q max = 3 m³/d). L'area superficiale totale è pari a 70 m² con un HRT = 6,5.

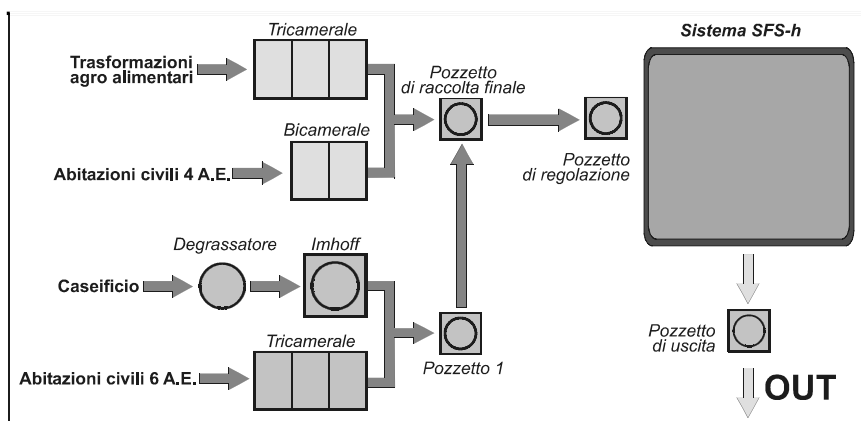


Figura 6 Schema dell'impianto di Poggio Antico

Nella tabella seguente sono riportati i rendimenti depurativi dell'impianto di Poggio Antico: si nota l'ottima capacità di ossidazione dei reflui con conseguente elevata rimozione del COD e dell'ammoniaca.

Rendimento depurativo dell'impianto di Poggio Antico

		In	Out
Solidi sospesi	mg/L	105	20
COD	mg/L O ₂	1136	38
Ammoniaca	mg/L NH ₄ ⁺	71.9	0.05
Nitrati	mg/L N-NO ₃ ⁺	0,05	0,01
Fosfati	mg/L P-PO ₄ ⁻	6.35	2.27
Tensioattivi (MBAS)	mg/L	8	1.12
Coliformi totali	UFC/100ml	1.000.000	20.000
Coliformi fecali	UFC/100ml	500.000	1.000
Streptococchi fecali	UFC/100ml	6.000.000	5.000
Esch. Coli	UFC/100ml	73.333	265

Impianto a servizio dell'agriturismo Baggiolino – Comune di Scandicci (FI)

L'impianto a servizio dell'agriturismo Baggiolino tratta un massimo di 30 a.e. prevalentemente concentrati nella stagione primaverile ed estiva. L'impianto di trattamento è costituito da una fossa settica tipo Imhoff ed un sistema a flusso sommerso orizzontale (HF). L'impianto è stato realizzato nell'ambito del progetto di ricerca comunitario SWAMP (Gestione Sostenibile delle acque e degli scarichi nelle strutture turistiche www.swamp-eu.org) che prevede la sperimentazione e la verifica dell'efficacia di diverse soluzioni per affrontare i problemi idrici delle strutture turistiche (ampie oscillazioni delle utenze e dei consumi idrici). L'impianto è stato avviato nel giugno 2002 e da allora è monitorato mensilmente da ARPAT.

Pendenza del letto	HF 1%
Profondità media	0.8
Materiale di riempimento	
D 50	8 mm
Porosità (n)	0.35
Pietrisco per zone di ingresso e drenaggio	10 cm
Area totale HF	109 m ²
HRT	10,5 d (3.2 d HF)

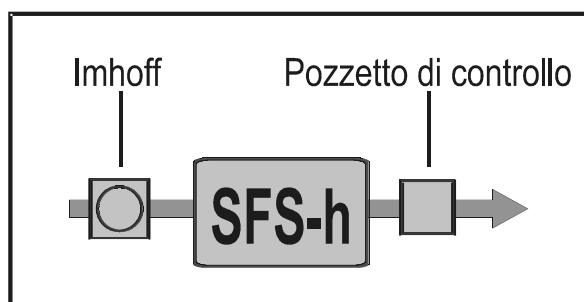


Figura 7 *Schema dell'impianto di Baggiolino*

Il carico in ingresso all'impianto di Baggiolino si presenta piuttosto diluito. Tale diluizione potrebbe essere dovuta alla forte oscillazione del carico in ingresso, che comporta un notevole aumento del tempo di residenza dei reflui nel sistema primario (evidente anche dal basso carico in ingresso di solidi sospesi). A questo potrebbe essere dovuta anche la presenza, in alcuni campioni in ingresso all'impianto, di concentrazioni molto basse di ammoniaca.

Rendimento depurativo dell'impianto di Baggolino

		In	Out
Solidi sospesi	mg/L	64,6	10,7
BOD	mg/L O ₂	73,4	8,7
COD	mg/L O ₂	192,2	36,1
Ammoniacale	mg/L N-NH ₄ ⁺	37,9	14,1
Azoto Totale	mg/L N	65,1	38,5
Fosfati	mg/L P-PO ₄ ⁻	4,7	1,7
Esch. Coli	UFC/100ml	196.500	176

Conclusioni

L'esperienza di Iridra mostra che la fitodepurazione, con le sue diverse soluzioni tecniche, è ormai una tecnologia matura, in grado di garantire ottime capacità di rimozione degli inquinanti. E' ormai chiaro, inoltre, che tale tecnica risulta efficace anche per reflui ad elevato carico organico, non necessariamente di origine civile. Risulta confermato infine, che la fitodepurazione, per il suo ridotto impatto ambientale e paesaggistico, può essere più facilmente inserita nei tessuti urbani o nelle aree di grande pregio (zone turistiche, parchi, rifugi di montagna, ecc.).

Appare quindi evidente la necessità di integrare la fitodepurazione insieme con le altre tecniche di depurazione naturale (interventi per favorire l'autodepurazione dei corsi d'acqua, Fasce tampone), nelle strategie di risanamento dei corpi idrici come previsto tra l'altro dai nuovi orientamenti normativi.

Il nuovo quadro normativo che emerge dall'approvazione della Direttiva Comunitaria 2000/60 e dall'attuazione del D.Lgs 152/99, infatti, rinnova profondamente la "filosofia" della pianificazione degli interventi per la prevenzione dell'inquinamento. Il vecchio approccio della Legge "Merli" puntava alla realizzazione di opere di collettamento e depurazione che garantissero il rispetto degli standard allo scarico: compito del vecchio PRRA era, in buona sostanza, individuare gli scarichi, colletterli e trattarli in modo che rispettassero i limiti delle tabelle.

Ben più complesso è il compito del Piano di Tutela: tale piano deve individuare i corpi idrici che non rispettano gli obiettivi di qualità stabiliti, compren-

derne le cause, ipotizzare gli interventi che consentano il raggiungimento degli obiettivi di qualità ai corpi idrici, dosando da un lato le risorse disponibili, dall'altro i limiti agli scarichi, che non sono più fissi ma possono essere resi più o meno restrittivi in ragione del loro potenziale impatto.

Anche in termini di possibili interventi la cassa degli attrezzi a disposizione del "Piano di Tutela" è molto più ampia rispetto a quella del PRRA che (anche per le carenze culturali degli operatori in quell'epoca) era limitata a fognature e depuratori. Il Piano di Tutela, teoricamente, può e deve agire su tutto il bacino intervenendo sulle derivazioni (minimi deflussi vitali), sulle capacità "tampone" del territorio (modifiche dell'uso del suolo, diffusione di fasce tampone), sulla capacità autodepurativa dei corsi d'acqua (rinaturalizzazione, creazione di wetlands in alveo), ricorrendo ad opere, ma anche a prescrizioni, raccomandazioni, incentivi.

Bibliografia

Masi, F., Martinuzzi, N., Loiselle, S., Bacci, M. 1998. *The treatment plant of Gorgona Island (Leghorn - Tuscany): constructed wetlands for wastewater reuse*. Conference Proceedings of the IAWQ International Conference on Advanced Wastewater Treatments, Recycling and Reuse, Milano, vol.2, 1051-1055.

Pucci, B., Giovannelli, L. 1998. *Constructed wetland system for an integrated treatment and reuse of rural residential wastewater (Tuscany - Italy)*. Conference Proceedings of the IAWQ International Conference on Advanced Wastewater Treatments, Recycling and Reuse, Milano, vol.2, 1071-1074.

FITODEPURAZIONE: L'ESPERIENZA APUANA

Bruno Borghini

Premessa

La comparsa della fitodepurazione quale strategia alternativa ai sistemi tradizionali (es. fanghi attivi, biodischi ecc.) ha suscitato reazioni contrapposte sia negli addetti ai lavori sia nei possibili fruitori.

Da una parte c'è stata un'accoglienza entusiastica per le potenzialità e le caratteristiche particolarmente innovative, dall'altra una certa diffidenza, se non aperta opposizione, soprattutto da parte di chi concepiva il bisogno di depurazione con la "progettazione di impianti".

La fitodepurazione in Provincia di Massa Carrara ha suscitato molto interesse stimolando i tecnici di ARPAT al suo studio e alle potenzialità applicative. Ciò spinse gli stessi operatori anche ad una verifica delle esperienze consolidate in Italia e in Slovenia, particolarmente attiva in materia.

La positività dell'indagine (es. notevole efficienza depurativa degli impianti sloveni, verifica della buona funzionalità delle esperienze italiane - Discoteca Genux di Desenzano, Ovodry di Vicenza ecc.) ha accelerato il processo di conoscenza e dato il via a una vera e propria campagna promozionale della fitodepurazione, particolarmente recepita dalle amministrazioni comunali della Lunigiana, a causa della scarsa funzionalità dei piccoli impianti a fanghi attivi.

A metà degli anni '90 il comune di Filattiera accolse per primo l'idea di sostituire i suoi due piccoli impianti a fanghi attivi, ormai obsoleti, con un fitodepuratore di elevata potenzialità (1000 abitanti equivalenti); nello stesso periodo anche il comune di Pontremoli, in un progetto LIFE cofinanziato dalla CEE, realizzò (1994 - 1997) 15 piccoli impianti. Le più recenti esperienze sono del comune di Casola che, nel dicembre 2001, ha realizzato tre impianti della potenzialità ciascuno di 400 abitanti, due al servizio della frazione di Codiponte ed uno a quello del capoluogo.

Il comune di Pontremoli, nonostante avesse realizzato 15 impianti, dimostrò però in seguito di non credere molto a questa esperienza: dopo breve tempo dalla loro realizzazione abbandonò completamente, infatti, i fitodepuratori, senza effettuare più alcuna manutenzione, indispensabile per il loro corretto funzionamento.

Una successiva verifica sullo stato degli impianti ha permesso di rilevare una serie costante di anomalie operative (es. occlusione degli ingressi, scorrimenti superficiali, bypass dell'impianto ecc.), che di fatto rendevano inattivi gli impianti.

Fitodepuratore di Filattiera

Caratteristiche dell'impianto

L'impianto è stato realizzato nella primavera del 1994 ed è entrato in funzione a giugno dello stesso anno. Serve complessivamente circa 1000 abitanti (riceve fognature miste per 400 abitanti e fognature nere per 600 abitanti), non possiede alcun pretrattamento (es. fosse settiche, fosse Imhoff ecc.) ed ha una superficie totale di circa 1650 m².

Il collettore di adduzione è costituito da una tubazione di 25 cm di diametro e viene alimentato tramite impianto di sollevamento, poiché la fognatura è situata a - 3 m dal piano di campagna. L'alimentazione dell'impianto è pressoché continua, ed è regolata da due pompe della capacità teorica di 3 l/s (litri al secondo) che entrano in funzione a seconda del livello raggiunto dal liquame nella vasca di raccolta.

La distribuzione dei liquami in ingresso all'impianto è ottenuta mediante una canaletta a dente di sega che riversa in un dreno grossolano (4-7 cm) per garantire una distribuzione omogenea. L'impianto è costituito da due vasche disposte in parallelo delle dimensioni ciascuna di circa 13 x 60 m, profonde circa 1 m; l'impermeabilizzazione è stata ottenuta tramite collocazione di uno strato di bentonite all'interno di due strati di geotessile (4,5 kg bentonite per m²); sul telo sono state messe in opera tubazioni microfessurate per garantire il deflusso dei reflui (diametro di circa 14 cm).

Sopra è stato posato un dreno grossolano di circa 30 cm (ciottoli di circa 5-20 cm) distribuito sul fondo e sulle pareti dei due bacini, poi uno strato di paglia per impedire l'occlusione degli spazi tra i ciottoli ed infine la matrice di piantumazione (50 cm) costituita da terra vegetale ricavata dallo stesso sito dell'impianto. Lo scarico viene effettuato con tubi dello stesso diametro dell'ingresso (20 cm) e può essere regolabile in altezza mediante la semplice rotazione di un gomito terminale. Questo particolare permette di regolare il livello idrico all'interno del bacino a seconda delle esigenze.

La piantumazione, realizzata nel luglio 94, è stata realizzata posando 400 pani di *Phragmites australis* (1 ogni 4 m²).

Controlli in fase di attivazione dell'impianto

L'impianto è stato seguito sia nelle fasi iniziali di attività (semplice filtrazione dei liquami da parte del medium) sia dopo lo sviluppo di un rigoglioso fragmiteto, ed ha offerto rendimenti accettabili, sebbene mai "esaltanti".

La Tabella 1 mostra il funzionamento dell'impianto dopo aver allacciato le fognature, senza alcuna piantumazione di *Phragmites*; la depurazione è operata

quindi esclusivamente dal medium mediante un processo di filtrazione- adsorbimento.

Le due vasche, com'era prevedibile, si comportano in maniera simile (Tab. 1 e Fig. 1): non vi sono differenze significative tra i valori dei tre parametri rilevati allo scarico delle due vasche. La rimozione dei solidi sospesi risulta più efficace, sia rispetto a quella delle sostanze organiche che dell'azoto ammoniacale, perché al momento dell'attivazione dell'impianto la filtrazione operata dal medium costituisce la fase depurativa più importante.

Controlli dopo lo sviluppo del fragmiteto

L'impianto di Filattiera, dopo le prime fasi di avviamento, è stato controllato negli anni successivi quando si è sviluppato un rigoglioso fragmiteto (1996, 1997, 1998, 2003).

Nelle Tabelle e nelle Figure 2, 3 e 4 vengono riportate le efficienze depurative relative ai parametri COD, NH₄ e Solidi sospesi totali. La Tabella 2 e il corrispondente Grafico (Fig. 2) mostrano che la rimozione delle sostanze organiche è soddisfacente, nonostante il carico organico in ingresso non sia molto elevato; anche la rimozione dell'azoto appare accettabile (Tab. 3 e Fig. 3), con riduzioni consistenti nel caso di ingressi contaminati (settembre '98 e aprile 2003), e modesti abbattimenti nel caso di ingressi poco carichi (settembre '98).

L'abbattimento dei solidi sospesi (Tab. 4 e Fig. 4) risulta eccellente in due occasioni (91 e 93% rispettivamente maggio 97 e aprile 2003), mentre appare evidente l'anomalia di un dato (valore in uscita > valore in ingresso - settembre 98 -) che, se considerato, così come fatto nell'elaborazione, abbassa notevolmente la media percentuale di rimozione dei solidi sospesi, assegnando addirittura alla filtrazione (al momento dell'attivazione dell'impianto) un rendimento superiore rispetto a quello offerto dal fitodepuratore (fase a regime).

Confronto tra le due fasi depurative: attivazione dell'impianto e processo fitodepurativo

Il confronto tra la prima fase depurativa iniziale (filtrazione-adsorbimento) e il processo fitodepurativo (fase a regime) (Tab. 5 e Fig. 5) si rivela interessante.

L'efficienza depurativa, dopo la piantumazione e lo sviluppo del fragmiteto, aumenta in maniera apprezzabile sia per il COD sia per l'azoto ammoniacale (l'unica eccezione, come già detto, è costituita dai solidi sospesi per i quali i peggiori rendimenti del fitodepuratore rispetto alla semplice filtrazione sembrano dovuti all'anomalia di un controllo, con valori in ingresso inferiori a quelli in uscita) anche se non raggiunge valori particolarmente elevati.

La rimozione dei coliformi fecali è buona (Tab. 6 e Fig. 6) e raggiunge in due occasioni valori molto elevati (96,29 e 99,21 % rispettivamente a maggio del

1997 e a settembre del 1998), tuttavia anche in questi casi l'elevata efficienza depurativa non permette di ottenere valori conformi ai limiti consigliati dal D.Lgs. 152/99 per l'E. coli, che sono decisamente più bassi (5000 U.F.C. /mL).

Commenti

Il rendimento depurativo del fitodepuratore evidenzia, rispetto ai soli processi di filtrazione adsorbimento, un aumento apprezzabile anche se i risultati, come già detto, sono sicuramente inferiori alle aspettative. Ciò sembra probabilmente imputabile soprattutto a due fattori, legati entrambi alle particolarità costruttive:

- a) il sottodimensionamento dell'impianto ($1,6 \text{ m}^2$ per abitante rispetto agli usuali 4 m^2);
- b) la presenza di un dreno grossolano, realizzato sul fondo e sulle pareti.

La superficie totale utilizzata nell'impianto è infatti inferiore ai valori consigliati per abitante equivalente (4 m^2); inoltre, la realizzazione di un dreno grossolano sul fondo e sulle pareti può avere determinato l'insorgenza di percorsi preferenziali che riducono il rendimento depurativo.

Occorre ricordare che l'impianto è stato realizzato direttamente dal comune di Filattiera in economia, e ciò ha portato sia alla riduzione della superficie necessaria, sia all'uso del terreno vegetale presente in situ, piuttosto che ad altre matrici probabilmente più idonee. Un'attenta analisi sul funzionamento dell'impianto sembra tuttavia offrire un quadro complessivamente accettabile con rendimenti depurativi che aumentano con l'aumentare del carico inquinante, e viceversa diminuiscono ai carichi più bassi. In base alla normativa vigente (D. Lgs. 152/99), possiamo ritenere che il fitodepuratore di Filattiera garantisce "un trattamento depurativo appropriato" così come richiesto per le piccole comunità (< 2000 abitanti equivalenti).

L'esperienza del comune Casola Lunigiana

L'assoluta inadeguatezza della depurazione nel comune di Casola (solo 150 abitanti serviti da un depuratore a fanghi attivi su un totale di 1340) ha spinto lo stesso comune a realizzare, nel dicembre 2001, tre impianti a macrofite radicate a flusso sub-superficiale, ciascuno della potenzialità di 400 abitanti, di cui uno al servizio di Casola Capoluogo e due per la frazione di Codiponte.

Caratteristiche degli impianti

L'impianto di Casola capoluogo, alimentato con acque miste, è costituito da tre vasche, di cui le prime due uguali, a forma trapezoidale ($20 \times 10 \times 60 \text{ m}$),

disposte in parallelo; la terza, rettangolare (20 x 10 m), raccoglie lo scarico delle prime due. La pendenza del fondo delle vasche è dello 0,4 % e l'impermeabilizzazione è stata eseguita con HDPE dello spessore di 2 mm, protetto da uno strato di geotessuto in polipropilene.

La circolazione del liquame è stata favorita dalla messa in opera sul fondo di tubi microfessurati del diametro di 125 mm; il medium è costituito, nei primi 5 m, da materiale di dimensioni da 2 a 5 cm, per migliorare la dispersione dello scarico, mentre la parte restante della vasca è riempita con materiale di dimensioni da 4 a 10 mm.; l'altezza media del medium è di 65 cm e l'essenza vegetale impiegata è la *Phragmites australis*.

La piantumazione è avvenuta mediante la posa di rizomi (n° 5 x m²) con almeno tre segmenti e un germoglio, posti ad una profondità di 20-30 cm; il tempo di ritenzione, riferito a 400 abitanti, è di 4,5 giorni (100 m³ di reflu per una capacità di accumulo totale del medium pari al 40% del volume totale (1120) cioè circa 450 m³).

Nella frazione di Codiponte, una delle più popolate del comune di Casola (500 abitanti, con una punta di 1000 nel periodo estivo) sono stati realizzati, con gli stessi criteri costruttivi di quelli impiegati nell'impianto del capoluogo, due impianti a flusso sub-superficiale collocati rispettivamente in destra e sinistra idrografica del Torrente Aulella.

L'impianto di destra è costituito da due vasche rettangolari (20 x 50 m), un'altezza del medium di circa 65 cm e un volume complessivo medio di 1165 m³; ha una capacità di accumulo di 400 m³ tale da permettere dei tempi di ritenzione di 4 giorni, considerando 400 il numero di abitanti serviti e 250 l di acqua il consumo medio pro capite.

Anche il fitodepuratore in sinistra idrografica, che riceve acque miste, è costituito da due vasche rettangolari di dimensioni simili (60 x 15 m), con un volume complessivo di 1000 m³, capacità di accumulo di 400 m³, con un tempo di ritenzione di 4 giorni per 400 abitanti.

Impianto di Casola capoluogo

Dopo la sua attivazione l'impianto è stato sottoposto a 3 controlli (febbraio e giugno 2002 e giugno 2003); il liquame in ingresso è di "debole forza" (Tab. 7 e Fig. 7) così, nonostante i rendimenti depurativi non siano complessivamente elevati (55 e 5% rispettivamente per COD e Azoto Ammoniacale), ad eccezione di quello relativo ai solidi sospesi totali (77%), la concentrazione dei tre parametri in uscita risulta assai modesta.

Impianto di Codiponte (sinistra idrografica del torrente Aulella)

Dopo la sua attivazione l'impianto è stato controllato 4 volte (febbraio, giugno e settembre 2002 e giugno 2003). Anche in questo caso è possibile notare (Tab. 8 e Fig. 8) che il liquame in arrivo all'impianto è poco concentrato e che i valori in ingresso di COD, Azoto ammoniacale e solidi sospesi sono piuttosto bassi; per questo motivo anche rendimenti depurativi non particolarmente elevati (es. 50% per l'ammoniaca) permettono di ottenere valori in uscita relativamente bassi.

Impianto di Codiponte (destra idrografica) del torrente Aulella

Dopo la sua attivazione l'impianto è stato controllato 3 volte. Questo impianto riceve uno scarico più concentrato (es. valori medi in ingresso di COD e NH_4 , rispettivamente 300 e 25 mg/l) e i rendimenti depurativi (Tab. 9 e Fig. 9) appaiono decisamente superiori a quelli rilevati finora negli altri due fitodepuratori: sembra lavorare in condizioni ottimali e mostra i migliori abbattimenti.

Per verificare la rimozione dei batteri sono stati impiegati i coliformi fecali, ad eccezione dell'ultimo controllo di giugno 2003, in cui è stata utilizzata invece l'*Escherichia coli*.

In entrambi gli impianti (Tab. 10 e Fig. 10, Tab.11 e Fig. 11) si nota che gli ingressi presentano cariche batteriche assai modeste; ciò permette di ottenere in uscita valori conformi ai limiti consigliati per l'E. coli (All. 3 D.Lgs.152/99), nonostante i rendimenti depurativi non siano molto elevati. In due occasioni, nell'impianto di Casola capoluogo, si registrano alti valori di rimozione (97 e 90% rispettivamente a giugno 2002 e giugno 2003) sempre, tuttavia, con un ingresso poco contaminato.

Anche nel fitodepuratore di Codiponte (Destra Idrografica) il basso numero di batteri in ingresso determina, nei due controlli di febbraio e giugno 2002 (Tab. 12 e Fig. 12), uscite con cariche batteriche molto basse con abbattimenti rispettivamente di 76 e 98%; in una sola occasione (giugno 2003), la carica batterica in ingresso risulta elevata (4.700.000 UFC/100 ml) ma l'impianto mostra ancora una elevata efficienza depurativa (94%).

I modesti valori di contaminanti (bassa concentrazione di sostanza organica e di cariche batteriche) rilevati in ingresso agli impianti di Casola capoluogo e Codiponte (sinistra idrografica) sembrano dovuti al sistema fognario misto che, raccogliendo oltre ai liquami fognari anche cospicue quantità di acque bianche, diluisce molto il carico inquinante.

Conclusioni

L'esperienza sulla fitodepurazione apuana presenta complessivamente aspetti molto promettenti, ma talvolta anche qualche elemento di preoccupazione.

Gli aspetti positivi sono legati al fatto che il progetto fitodepurativo ha ancora ampi margini di miglioramento e di diffusione: diversi comuni sono, infatti, interessati a realizzare nel proprio territorio fitodepuratori al servizio di piccole comunità. Gli elementi che invece generano preoccupazione sono legati al fatto che alcuni comuni (ad eccezione di Filattiera) sembrano ritenere che la fitodepurazione possa "autosostenersi" e che l'impianto, una volta realizzato, non necessiti di alcuna manutenzione.

I controlli più recenti agli impianti di Casola hanno confermato questa sensazione poiché sono già evidenti piccole carenze operative imputabili alla mancanza di manutenzione (es. canalette di adduzione dei liquami parzialmente invase da sabbia, scorrimenti superficiali, ecc.) che, se perdurasse nel tempo, creerebbe problemi ancora più grossi.

In conclusione, allo stato attuale il funzionamento dei fitodepuratori in provincia di Massa Carrara risulta complessivamente buono: promettenti sembrano, in particolare, i fitodepuratori di Casola che, nonostante la recente attivazione, mostrano risultati soddisfacenti; anche l'impianto di Filattiera continua ad esibire, a nove anni dalla sua costruzione, una depurazione accettabile. È tuttavia indispensabile l'acquisizione della consapevolezza che anche i fitodepuratori, sebbene abbiano esigenze gestionali nettamente inferiori agli impianti tradizionali, non possono prescindere da un minimo di manutenzione.

	Parametri	COD mg/L	NH ₄ mg/L	Sol. Sosp. Tot. mg/L
Valore medio di 16 controlli	In	228	41	166
giu-lug-ago-set-ott- '94	Out	107	24	37
	% abbattimento	53	41	78
	Out vasca 1	96	25	37
	Out vasca 2	118	24	38

Tab. 1 *Funzionamento dell'impianto di Filattiera nelle prime fasi di avviamento (1994)*

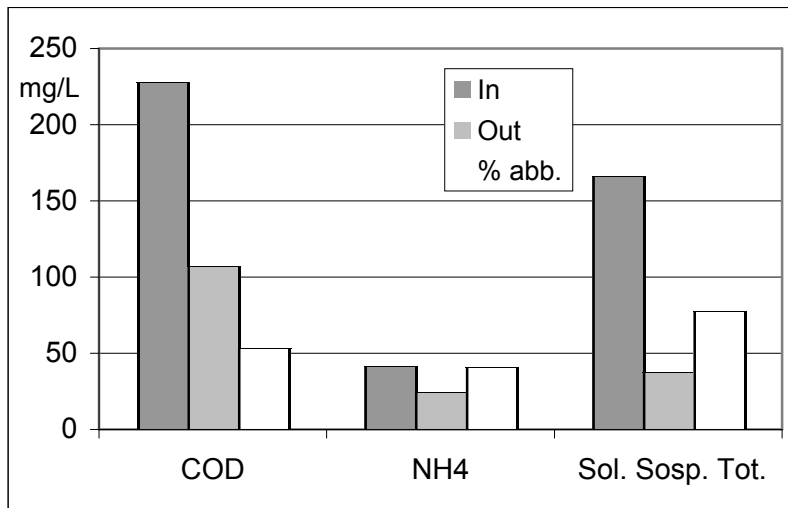


Fig. 1 *Fito-depuratore di Filattiera: COD, NH₄ e Solidi Sospesi Totali in ingresso e in uscita dall'impianto e loro rimozione % nel periodo di attivazione (1994)*

Data controllo	mag-96	mag-97	set-98	apr-03
COD In	87	260	110	166
COD out	38	130	32	25,4
% abbattimento	56	50	71	85

Tab. 2 Rimozione del COD nell'impianto di Filattiera nel periodo di esercizio 1996-2003

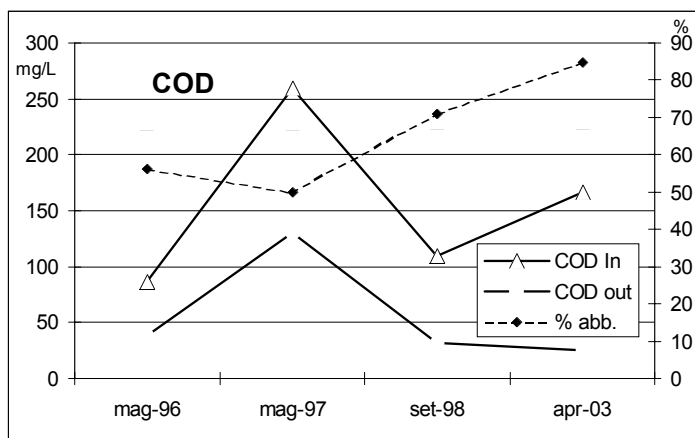


Fig. 2 Fitodepuratore di Filattiera: rimozione del COD nel periodo di esercizio 1996-2003

Data controllo	mag-96	mag-97	set-98	apr-03
NH ₄ In	49,2	32,5	15,8	27,6
NH ₄ Out	13,1	13,5	12,7	15,2
% abbattimento	73	58	20	45

Tab. 3 Rimozione dell'azoto ammoniacale nell'impianto di Filattiera nel periodo di esercizio 1996-2003

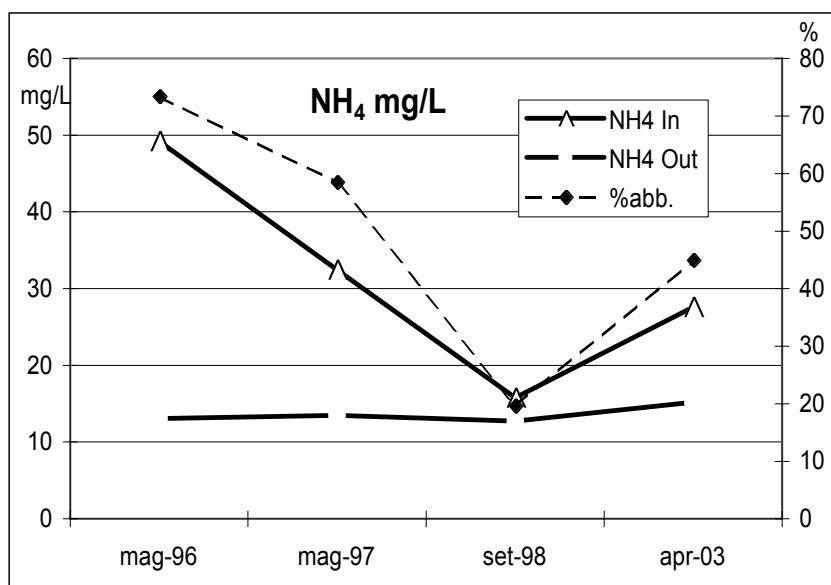


Fig. 3 Fitodepuratore di Filattiera: rimozione dell'azoto ammoniacale nel periodo di esercizio 1996-2003

Data controllo	mag-96	mag-97	set-98	apr-03
Sol. Sosp. Tot. In	5	58	32	73
Sol. Sosp. Tot. Out	5	5	44	5
% abbattimento	0	91	-37	93

Tab. 4 Rimozione Solidi sospesi nel fitodepuratore di Filattiera nel periodo di esercizio 1996-2003

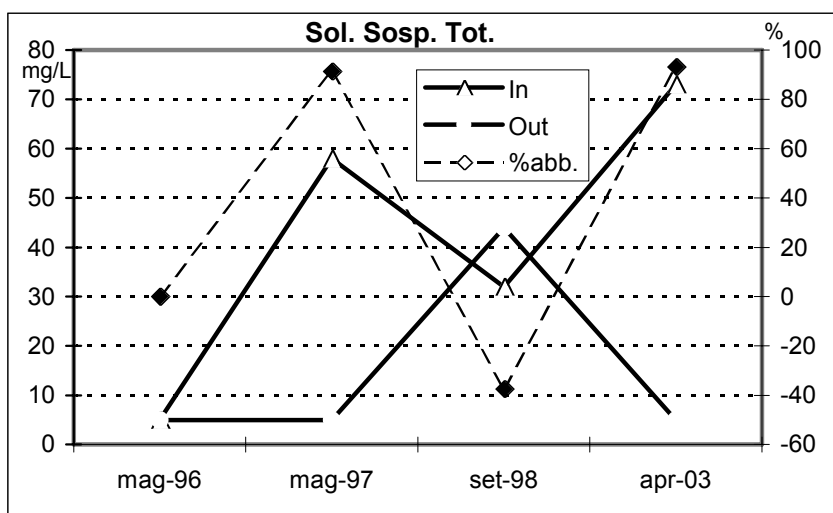


Fig. 4 Fitodepuratore di Filattiera: rimozione dei solidi sospesi totali nel periodo di esercizio 1996-2003

Parametri→	COD	NH ₄	Sol. Sosp.Tot.
Filtrazione - adsorbimento	53,14	40,57	77,61
fitodepurazione	65,48	49,10	61,51

Tab. 5 *Fitodepuratore di Filattiera: confronto tra la rimozione percentuale di COD, NH₄ e Solidi Sospesi Totali, operata nelle prime fasi di attività (filtrazione-adsorbimento) e dopo lo sviluppo di un abbondante fragmiteto (fitodepurazione)*

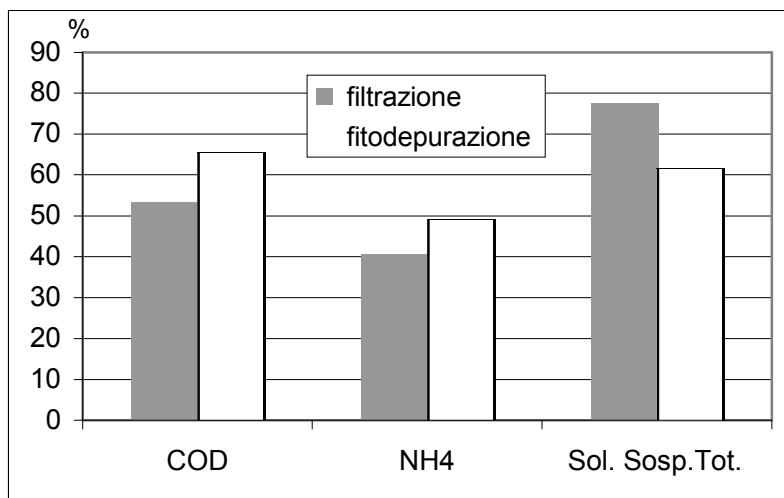


Fig. 5 *Fitodepuratore di Filattiera: confronto tra la rimozione percentuale di COD, NH₄ e Solidi Sospesi Totali, operata nelle prime fasi di attività (filtrazione-adsorbimento) e dopo lo sviluppo di un abbondante fragmiteto (fitodepurazione)*

Data controlli	17-mag-96	22-mag-97	08-set-98	29-apr-03
In	800.000	3.500.000	1.000.000	1.690.000
Out	260.000	130.000	8.000	140.000
% abbattimento	68	96	99	92

Tab. 6 *Fitodepuratore di Filattiera: rimozione dei coliformi fecali*

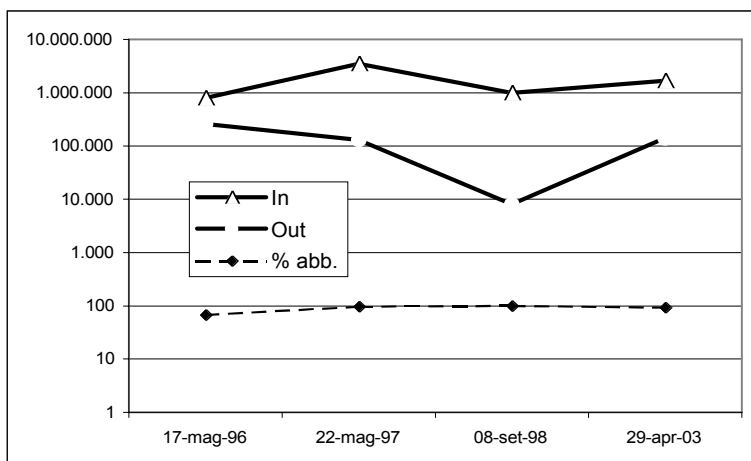


Fig. 6 *Fitodepuratore di Filattiera: rimozione dei coliformi fecali*

	COD mg/L	NH ₄ mg/L	Sol. Sosp. Tot. mg/L
In (medio)	95,98	7,00	34,80
Out (medio)	42,97	6,62	7,90
% abbattimento	55%	5%	77%

Tab. 7 Impianto di Casola capoluogo: valori medi in ingresso e in uscita di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

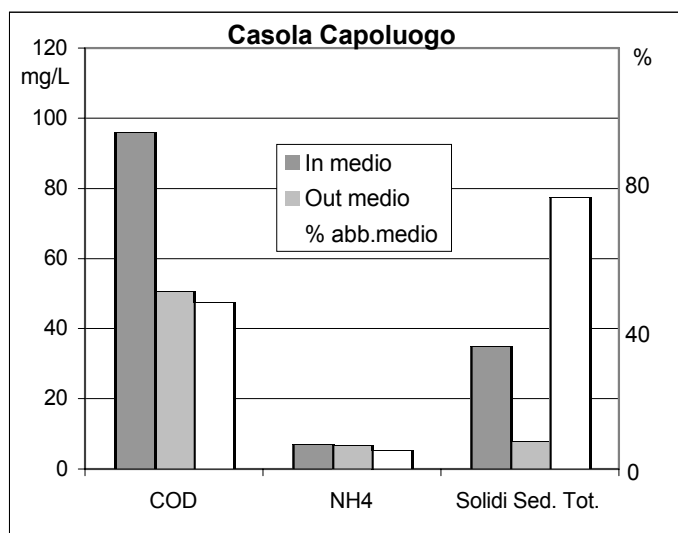


Fig. 7 Fitodepuratore di Casola capoluogo: valori medi in ingresso e in uscita di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

	COD mg/L	NH ₄ mg/L	Sol. Sosp. Tot. mg/L
In medio	68,45	7,72	34,18
out medio	41,52	3,56	17,28
% abb.	39%	54%	49%

Tab. 8 Fitodepuratore di Codiponte (sinistra idrografica): valori medi in ingresso ed uscita di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

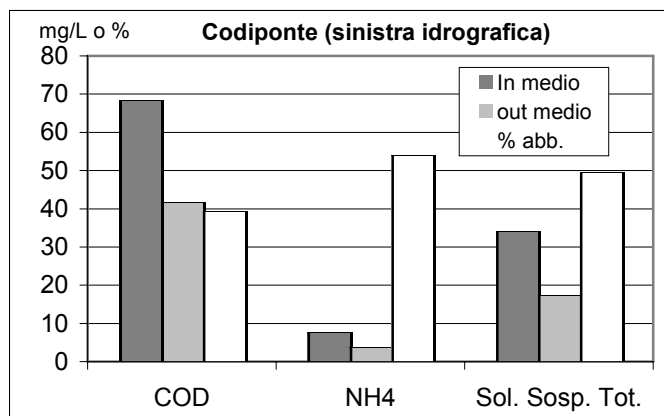


Fig. 8 Fitodepuratore di Codiponte (sinistra idrografica): valori medi in ingresso ed uscita di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

	COD	NH ₄	Sol. Sosp. Tot.
In	288	25	73
out	41	8	14
% abbattimento	86	70	81

Tab. 9 Impianto di Codiponte (destra idrografica): valori medi in ingresso ed uscita (mg/L) di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

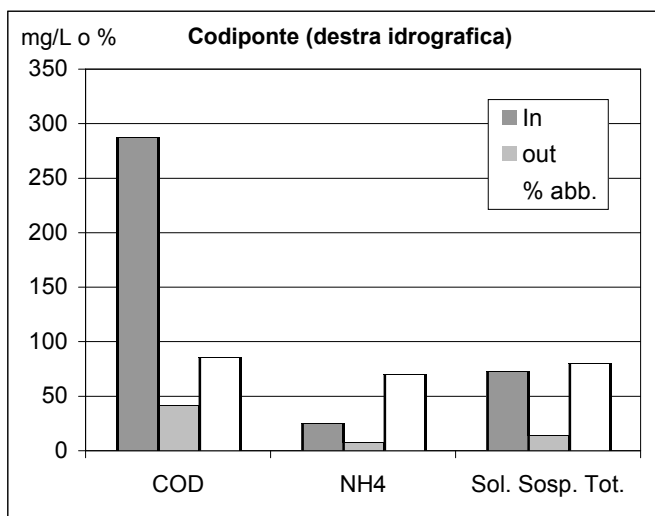


Fig. 9 Impianto di Codiponte (destra idrografica): valori medi in ingresso ed uscita (mg/L) di COD, NH₄, Solidi Sospesi Totali e loro rimozioni %

	feb-02	giu-02	giu-03
In	13.400	54.000	240.000
Out	5.100	1.800	25.000
% abbattimento	62%	97%	90%

Tab. 10 *Fitodepuratore di Casola capoluogo: coliformi fecali in ingresso e in uscita (UFC/100 mL) e loro rimozioni %*

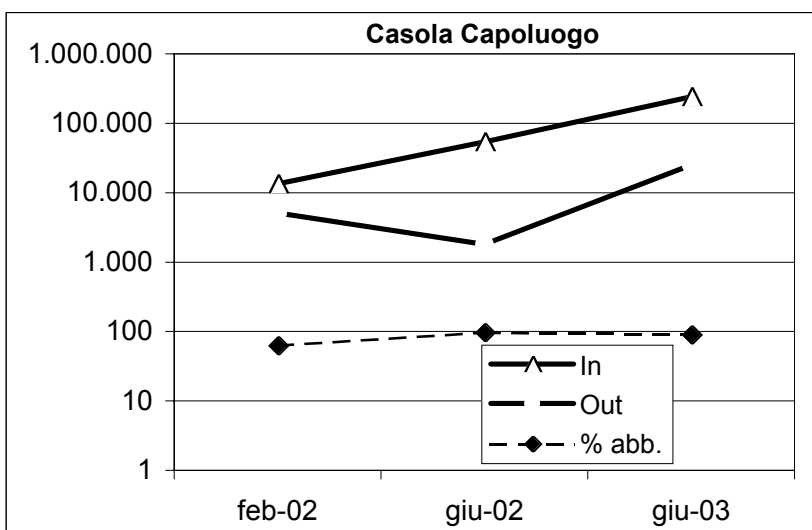


Fig. 10 *Fitodepuratore di Casola capoluogo: coliformi fecali in ingresso ed uscita e loro rimozioni %*

	feb-02	giu-02	set-02	giu-03
In	13.100	12.500	24.000	230.000
Out	3.640	3.700	8.000	43.000
% abbattimento	72%	70%	67%	81%

Tab. 11 *Fitodepuratore di Codiponte (sinistra idrografica): coliformi fecali in ingresso ed uscita (UFC/100 mL) e loro rimozioni %*

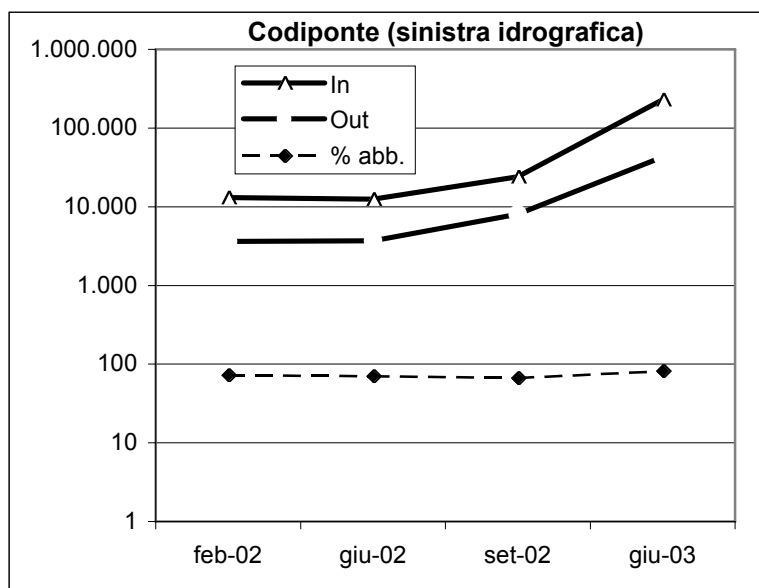


Fig. 11 *Fitodepuratore di Codiponte (sinistra idrografica): coliformi fecali in ingresso ed uscita (UFC/100 mL) e loro rimozioni %*

Data Controlli	feb-02	giu-02	giu-03
In	17.000	61.000	4.700.000
Out	4.000	1.500	290.000
% abbattimento	76%	98%	94%

Tab. 12 Fitodepuratore di Codiponte (destra idrografica): coliformi fecali in ingresso ed uscita (UFC/100 mL) e loro rimozioni

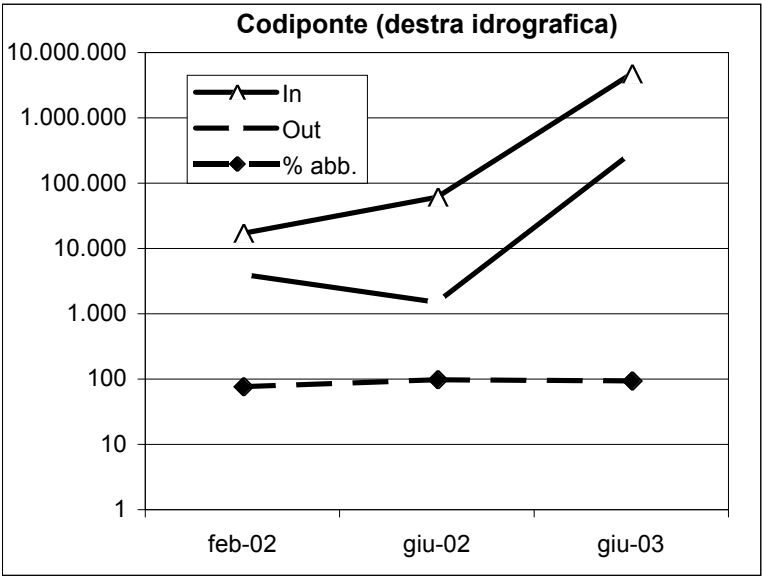


Fig. 12 Fitodepuratore di Codiponte (destra idrografica): coliformi fecali in ingresso ed uscita (UFC/100 mL) e loro rimozioni %

ANALISI DI COMPOSTI NATURALI E SINTETICI MODIFICATORI DEL SISTEMA ENDOCRINO IN IMPIANTI DI FITODEPURAZIONE: GLI OTTILFENOLI POLIETOSSILATI

Massimo Del Bubba, Leonardo Checchini, Luciano Lepri

Introduzione

Con il termine “Environmental Endocrine Disrupters (EED)” vengono indicate numerose sostanze organiche appartenenti a classi di composti strutturalmente molto diverse tra loro, ma accomunate dalla capacità di interagire con il sistema endocrino modificandone il normale funzionamento [1]. Tale interazione si esplica attraverso numerosi meccanismi: gli EED, infatti, possono ad esempio legarsi a un recettore ormonale inducendo effetti agonistici o antagonistici sul funzionamento di quel recettore, oppure inibire la sintesi di ormoni o la rimozione del loro eccesso dal flusso sanguigno o, ancora, indurre una extra-sintesi di recettori ormonali. Gli effetti ipotizzati e in parte documentati di questa interazione sono molteplici e comprendono la diminuzione della fertilità maschile e lo sviluppo di alcuni tipi di tumore [2].

Fra i composti organici aventi una accertata attività modificatrice del funzionamento del sistema endocrino vanno segnalati gli estrogeni, sia di origine naturale che sintetica, la maggior parte degli idrocarburi policiclici aromatici, composti alogenati quali i policlorobifenili e i polibromodifenileteri, alcuni ftalati e gli alchilfenoli e i loro derivati mono e polietossilati.

Per questi ultimi è stata documentata una attività estrogenica di entità variabile in dipendenza del numero di unità etossiliche e della lunghezza della catena alchilica e comunque solo 5-6 volte inferiore a quella dell'estrogeno naturale 17- β -estradiolo, utilizzato, di solito, come composto di riferimento [2-4]. In particolare, White *et al.* [5] hanno evidenziato che l'attività estrogenica dell'ottilfenolo (OP), del nonilfenolo (NP), del nonilfenolo monoetossilato (NPEO_1) e del suo derivato carbossilato (NPEO_1C) varia nell'ordine: $\text{OP} > \text{NPEO}_1\text{C} > \text{NP} > \text{NPEO}_1$.

Gli alchilfenoli polietossilati (APEOs) sono tensioattivi non ionici diffusamente utilizzati per la preparazione di vernici, detergenti, inchiostri, pesticidi e nell'industria tessile [6]; essi risultano, perciò, insieme ai loro metaboliti, estremamente diffusi nell'ambiente [7-9]. Fra i loro prodotti di degradazione vi sono, appunto, gli ottil e i nonil fenoli, che rappresentano i metaboliti più resistenti alla ulteriore degradazione [10,11] e le cui proprietà lipofile consentono una bioaccumulazione nei tessuti grassi degli organismi acquatici e la conseguente poten-

ziale contaminazione della catena alimentare umana [9]. Studi riguardanti il trattamento di acque di scarico contenenti APEOs in impianti a fanghi attivi hanno evidenziato che l'accorciamento della catena etossilica avviene attraverso meccanismi ossidativi con formazione di intermedi carbossilati (2). Studi analoghi aventi per oggetto la rimozione di APEOs in zone umide costruite non sono stati invece finora effettuati.

L'obiettivo di questo lavoro è, perciò, lo studio della rimozione di ottilfenoli polietossilati (OPEOs) in un piccolo impianto pilota a flusso sommerso orizzontale. A questo scopo, soluzioni di Triton X-100, un noto prodotto commerciale costituito da una miscela di oligomeri del 4-t-ottilfenolo polietossilato, sono state dosate nell'impianto a due differenti concentrazioni (30 e 300 mg/l).

Materiali e metodi

Descrizione dell'impianto

Lo studio è stato eseguito nel periodo febbraio 2000 – gennaio 2001 in una zona umida di tipo pilota a flusso sommerso orizzontale, costruita e piantumata con *Phragmites australis* nel 1997 e quindi, presumibilmente, completamente occupata dalle radici durante gli esperimenti. Il sistema è costituito da una vasca di plexiglas (area superficiale 0.65 m², profondità 0.6 m, pendenza 1%) provvista di pannelli mobili di poliuretano, allo scopo di prevenire la formazione di alghe al suo interno, e di una copertura trasparente per evitare gli effetti di diluizione dovuti all'acqua piovana. L'impianto è stato alimentato con un flusso pari a 0.024 m³/d ed il tempo di ritenzione idraulico (HRT) fu conseguentemente 5.1±0.4 giorni (r=5, misurazioni primaverili con somministrazione di un'elevata concentrazione salina). In estate HRT aumentò significativamente a causa dell'evapotraspirazione. La temperatura dell'acqua di scarico fu misurata in continuo attraverso una sonda infissa nel centro della vasca alla profondità di circa 20 cm e registrata ogni 2 ore.

Dosaggio del tensioattivo

L'impianto è alimentato dall'effluente di un impianto di depurazione a fanghi attivi che tratta reflui civili. L'effluente dell'impianto convenzionale è addizionato di Triton X-100, una miscela di oligomeri del 4-t-ottil-fenossi-polietossietanolo aventi un numero di unità etossiliche variabile da 1 a 13 (vedi Figura 1).

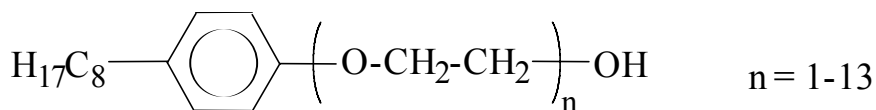


Figura 1 Struttura degli OPEOs costituenti il prodotto commerciale Triton X-100

Campionamento

Campioni istantanei sono stati prelevati, durante il dosaggio del tensioattivo, a crescenti distanze dall'ingresso (0, 40, 80, 120 e 160 cm) usando bottiglie di vetro precedentemente lavate con miscela cromica bollente e sciacquate con acqua distillata.

Allo scopo di individuare un eventuale rilascio di Triton X-100 e suoi metaboliti dopo il termine del dosaggio, sono stati prelevati campioni medi refrigerati dell'effluente su 24 ore.

Per quanto riguarda le analisi microbiologiche, sono stati prelevati campioni di medium e di radici a 25 cm di profondità e a differenti distanze dall'ingresso, utilizzando un carotatore messo a punto nei nostri laboratori.

Analisi chimiche

L'acqua di scarico è stata sottoposta a filtrazione sotto vuoto con filtri in fibra di vetro (porosità approssimativa 0.45 μm) e i campioni acquosi e di particolato risultanti sono stati estratti utilizzando la procedura riportata in Sacco *et al.* [12].

Gli estratti sono stati analizzati utilizzando sia metodi gascromatografici accoppiati con la spettrometria di massa, sia HPLC [12]. L'HPLC, infatti, permette l'analisi di tutti gli oligomeri degli OPEOs, mentre la gascromatografia consente di determinare l'ottilfenolo e gli OPEOs con un numero basso di unità etossiliche.

La determinazione della domanda chimica di ossigeno (COD) è stata eseguita utilizzando la metodica IRSA-CNR [13].

Risultati e discussione

L'aggiunta di Triton X-100 al refluo è stata effettuata utilizzando concentrazioni via via crescenti in modo da acclimatare, per quanto possibile, la flora microbica dell'impianto alla sua presenza.

Una volta raggiunta la concentrazione di 30 mg/l, questa fu mantenuta costante per 66 giorni (26 febbraio – 3 maggio 2000). Un successivo periodo di dosaggio a 300 mg/l venne protratto per 134 giorni (4 maggio – 15 settembre 2000).

Il dosaggio del tensioattivo ebbe inizio quando le piante si trovavano ancora in stato di quiescenza invernale. La vegetazione primaverile delle *Phragmites*

australis iniziò alla fine di marzo; lo sviluppo delle piante fu rapido e non fu notato nessun segno di sofferenza vegetativa, neanche per i dosaggi più elevati di tensioattivo.

L'efficienza di rimozione, all'inizio dell'esperimento, fu scarsa, e fu monitorata in uscita alla zona umida una considerevole concentrazione di oligomeri con un numero elevato di unità etossiliche. Il livello di qualità dell'effluente migliorò sensibilmente durante il primo mese di dosaggio e fu osservata una stabilizzazione della composizione degli oligomeri.

Distribuzione degli oligomeri a differenti distanze dall'ingresso

La composizione del prodotto commerciale Triton X-100, determinata attraverso HPLC, è riportata in Tabella 1. Il numero di unità etossiliche varia da 1 a 13, con un massimo a 8 unità etossiliche; il numero medio di etossilazione risulta essere 8.1.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
%	0	0.7	1.0	1.3	3.6	7.0	12.6	15.9	16.5	12.4	10.6	8.9	5.7	3.8

Tabella 1 *Composizione media percentuale (r=3) degli OPEOs determinati per HPLC nel prodotto commerciale Triton X-100; n è il numero di unità etossiliche*

Sulla base delle concentrazioni determinate a differenti distanze dall'ingresso per ciascun OPEOs e per l'OP, le loro percentuali relative sono state calcolate e riportate in funzione della distanza dall'ingresso, sia per il dosaggio a 30 mg/l (Figura 2a) sia per quello a 300 mg/l (Figura 2b). Sono stati riportati solo gli oligomeri con un numero di unità etossiliche (n) minore o uguale a 5, giacché quelli con n più elevati furono determinati a bassissime concentrazioni (n=6-7) o addirittura al di sotto dei limiti di rilevabilità già a 40 cm dall'ingresso.

L'andamento osservabile per il dosaggio a 300 mg/l mostra che gli oligomeri con 3,4 e 5 unità etossiliche diminuiscono fortemente dopo i primi 40 cm e che le loro percentuali sono simili o addirittura più basse di quelle determinate durante il dosaggio di 30 mg/l. Tale comportamento, in apparente contrasto con l'aumentata concentrazione di dosaggio del tensioattivo, potrebbe essere spiegato con la più alta temperatura osservata nel corso di questa seconda esperienza (T=22-27°C), rispetto alla precedente (T=15-18°C). Inoltre, il maggiore tempo di acclimatazione potrebbe aver influenzato positivamente la velocità di degradazione. La scomparsa degli oligomeri più pesanti sembra essere correlata con l'aumento

di quelli aventi un numero più basso di unità etossiliche, per i quali, quindi, può essere proposto un meccanismo di formazione a partire dagli omologhi superiori per accorciamento della catena etossilica, analogo a quello visto negli impianti a fanghi attivi. Inoltre, la catena etossilica mostra una velocità di degradazione maggiore di quella alchilica, che appare ancora intatta nei metaboliti aventi basso valore di n . La rapida scomparsa degli OPEOs con 3-7 unità etossiliche indica che la loro velocità di degradazione è comparabile con quella degli omologhi superiori, mentre il dietossilato, il monoetossilato e l'ottilfenolo risultano più recalcitranti. In particolare, l'elevata concentrazione ritrovata in uscita per il monoetossilato, in modo particolare a 300 mg/l di dosaggio, suggerisce che la sua velocità di degradazione sia inferiore a quella del dietossilato. L'ottilfenolo, infine, mostrando sia a 30 che a 300 mg/l di dosaggio un andamento costantemente crescente lungo la vasca, rappresenta il metabolita in assoluto più resistente alla successiva degradazione, in accordo con quanto osservato in altri studi [10,14].

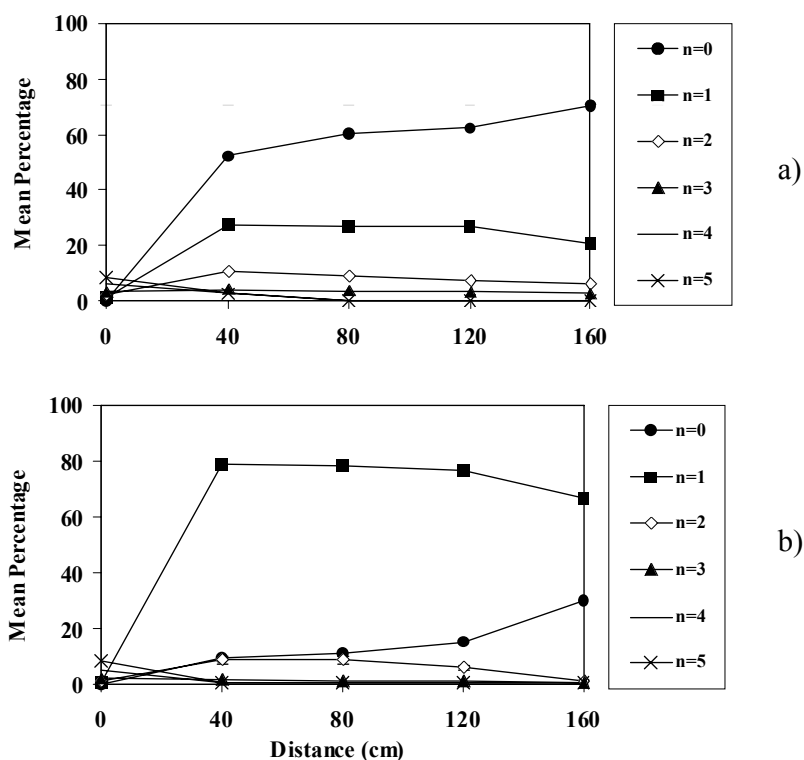


Figura 2 (a), b)) Percentuali medie ($r=3$) di OP e OPEO ($n \leq 5$) trovati in fase disciolta e particolata a crescenti distanza dall'ingresso durante il dosaggio di Triton X-100 a 30 (a) e 300 (b) mg/l.

Rimozione del Triton X-100

Le concentrazioni degli OPEOs ritrovati nell'effluente in soluzione e nel particolato furono molto basse rispetto alle concentrazioni in ingresso, sia a 30 che a 300 mg/l di dosaggio (vedi Tabella 2).

Sulla base dei dati riportati in Tabella 2, gli oligomeri presenti in uscita rappresentano circa il 5-10% di quelli in entrata. E' da rilevare, tuttavia, che, durante il dosaggio di 300 mg/l, il monoetossilato e il 4-t-ottilfenolo sono stati monitorati nell'effluente a concentrazioni così elevate da costituire motivo di preoccupazione per l'ambiente.

Oligomeri OPEOs	30 mg/l		300 mg/l	
	Ingresso	Uscita	Ingresso	Uscita
n=0	-	0.9±0.2	-	8.4±0.6
n=1	0.3±0.1	0.4±0.2	1.3±0.2	22.8±1.1
n=2	0.5±0.2	0.2*	2.4±0.2	0.5±0.2
n=3	0.8±0.2	-	5.7±0.8	0.2*
n=4	1.8±0.3	-	14.8±1.2	0.2*
n=5	2.6±0.4	-	27.1±1.4	0.2*
n=6	3.9±0.6	-	38.6±1.3	-
n=7	4.7±0.5	-	46.8±1.6	-
n=8	5.4±0.8	-	50.6±0.8	-
n=9	3.5±0.4	-	35.7±1.2	-
n=10	2.9±0.3	-	29.1±0.9	-
n=11	2.4±0.5	-	21.3±1.1	-
n=12	1.6±0.4	-	15.3±0.7	-
n=13	1.2±0.2	-	9.1±0.8	-
Totale oligomeri	31.6±4.9	1.5±0.4	297.8±12.2	32.3±1.9

* limite di rivelabilità

Tabella 2 Concentrazioni degli OPEOs e di OP presenti nella soluzione e nel particolato delle acque in ingresso e in uscita (mg/l). I valori riportati rappresentano la media ± deviazione standard (n=9 e 22 rispettivamente per i dosaggi a 30 e 300 mg/l); n è il numero delle unità etossiliche

La fase particolata contribuì a queste concentrazioni in uscita per circa il 9 e il 12%, rispettivamente per i dosaggi di 30 e 300 mg/l [12]. La rimozione del Triton X-100 può essere quindi attribuita a processi di degradazione a carico

della catena etossilica con formazione di metaboliti, che in parte fuoriescono nell'effluente e in parte rimangono intrappolati nel particolato all'interno del letto.

La rimozione del carbonio organico può essere valutata anche attraverso la determinazione del COD, i cui valori in entrata e in uscita all'impianto sono riportati in Tabella 3. Questi dati mostrano per ambedue i dosaggi una eccellente rimozione del carbonio organico (corretta per il bianco) che risulta sempre maggiore o uguale all'80%.

La percentuale del COD residuo rispetto al totale nel caso del dosaggio di 300 ppm, pari a circa il 13%, è comparabile con quella ottenuta dai dati di rimozione degli OPEOs (vedi Tabella 2). Infatti, esprimendo le concentrazioni come millimoli e considerando che il numero medio di etossilazione in ingresso è 8.1 e in uscita è circa 1, si calcola che i metaboliti in uscita rappresentano circa il 12% di quelli in entrata. Perciò il COD in uscita sembra essere strettamente legato dalle concentrazioni in uscita di OP e OPEOs.

Triton X-100 (mg/l)	COD (mg/l)							
	Tipo di campione	Ingresso	40 cm	80 cm	120 cm	Uscita (160 cm)	Rimozion e (%)	Rimozione corretta *** (%)
0	NF*	29±14**	n.d.	n.d.	n.d.	14±6**	51.7	-
	F*	20±11**	n.d.	n.d.	n.d.	9±4**	55.0	-
30	NF*	234±18	140±11	95±10	65±8	50±7	78.6	82.4
	F*	205±15	135±12	82±9	60±7	46±6	77.6	80.0
300	NF*	1440±118	460±49	402±37	240±26	197±19	86.3	87.0
	F*	1260±105	255±27	220±26	198±22	166±15	86.8	87.3

* NF = campione non filtrato; F = campione filtrato.

** Media e deviazione standard di tredici determinazioni effettuate nel periodo Novembre 1998 – Novembre 1999 (bianco).

*** Rimozione corretta per il bianco.

Tabella 3 Valori di COD (media ± deviazione standard) in campioni di acqua di scarico prelevata a crescenti distanze dall'ingresso prima e durante il dosaggio del Triton X-100; n.d. = non determinato

Bilancio di massa di OPEOs e OP

Dopo il termine del dosaggio, il sistema pilota fu alimentato con l'effluente dell'impianto convenzionale e fu eseguito un monitoraggio settimanale dei tensioattivi presenti nell'effluente. Tale studio fu effettuato allo scopo di evidenziare l'eventuale desorbimento dell'ottilfenolo e dei suoi derivati a basso grado

di etossilazione. Lo studio di post-dosaggio fu terminato 113 giorni dopo la fine del dosaggio a 300 mg/l, allorché le concentrazioni in uscita dei vari metaboliti risultarono fortemente diminuite e tendenti a zero. OP e OPEOs con n variabile da 1 a 3 furono identificati nell'effluente: le quantità determinate (mmol/d) sono riportate in Figura 3.

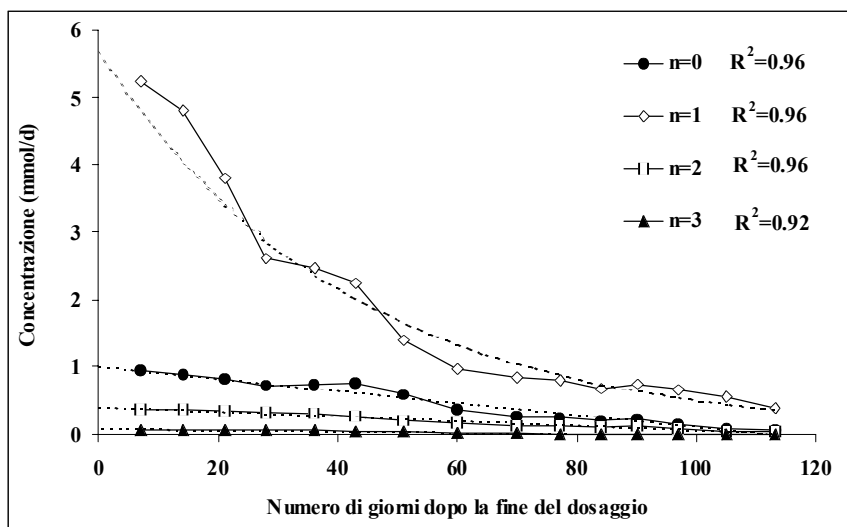


Figura 3 *Quantità (mmol/d) di OP e OPEOs ($n \leq 3$) in fase disciolta e nel particolato in uscita all'impianto durante il periodo di post-dosaggio. Le linee tratteggiate rappresentano le equazioni di regressione dei dati e R^2 sono i coefficienti di correlazione.*

Il bilancio di massa tra gli OPEOs introdotti nell'impianto e quelli ritrovati, insieme all'OP, nell'effluente durante e dopo il dosaggio ha mostrato che circa il 41% del Triton X-100 è degradato a OPEO a basso grado di etossilazione ($n=1-3$) e OP. L'estrapolazione delle curve di regressione a 180 giorni ha consentito di verificare che i metaboliti rilasciati durante questo ulteriore periodo rappresentano meno dell'1% di quelli effettivamente identificati durante lo studio. Questi dati sembrano indicare, quindi, che circa il 58% del prodotto commerciale Triton X-100 è stato ulteriormente trasformato in metaboliti del 4-t-ottilfenolo. L'ipotesi di una biodegradazione completa del Triton X-100 sembra in effetti essere supportata anche dal forte abbattimento del COD osservato sia a 30 che a 300 mg/l di dosaggio del tensioattivo (vedi Tabella 3). Una completa biodegradazione di OPEOs, con tempi di dimezzamento pari a 1-4 settimane, è stata per altro recentemente misurata in fanghi attivi acclimatati (15). Questi dati sono in

accordo con i risultati del nostro studio, che sono stati ottenuti con elevati HRT; è inoltre da sottolineare che il tempo di residenza dei metaboliti intrappolati nel letto può avere raggiunto valori anche di alcuni mesi, facilitando ulteriormente la degradazione completa dell'ottilfenolo.

Bibliografia

- [1] L.H. Keith (1997). Environmental endocrine disruptors: a handbook of property data. Editor: John Wiley and Sons Inc., New York.
- [2] J. W. Birkett and J. N. Lester (2003). Endocrine disruptors in wastewater and sludge treatment process. Editors: Lewis Publishers and IWA Publishing, London.
- [3] Soto A. M., Justicia H., Wray J. W. and Sonnenschein C. (1991). p-Nonylphenol: an estrogenic xenobiotic released from "modified" polystyrene. *Environ. Health Persp.* **92**, 167-173.
- [4] Tange T., Devriese G. and Verstraete W. (1999). Nonylphenol and estrogenic activity in aquatic environmental samples. *J. Environ. Qual.* **28**, 702-709.
- [5] White R., Jobling S., Hoare S.A., Supter J.P. and Parker M.G. (1994). Environmentally persistent alkylphenolic compounds are estrogenic. *Endocrinol.* **135**, 175-182.
- [6] Ejlertsson J., Nilsson M. L. Kylin, H. Bergman, A. Karlson, L. Oquist, M. and Svensson B. H. (1999). Anaerobic degradation of nonylphenol mono- and diethoxylates in digester sludge, landfilled municipal solid waste and landfilled sludge. *Environ. Sci. Technol.* **33** (2), 301-306.
- [7] Field J.A. and Reed R.L. (1996). Nonylphenol polyethoxy carboxylate metabolites of nonionic surfactants in U.S. paper mill effluents, municipal sewage treatment plant effluents and river waters. *Environ. Sci. Tech.* **30** (12), 3544-3550.
- [8] Lepri L., Desideri P. and Del Bubba M. (1997). Analysis of organic pollutants in a wastewater treatment plant. *Ann. Chim.* **87**, 317-335.
- [9] Blackburn M. A., Kirby S. J. and Waldock M. J. (1999). Concentrations

of alkylphenol polyethoxylates entering UK estuaries. *Mar. Poll. Bull.* **38**, 109-118.

[10] Giger W., Brunner P.H. and Schaffner C. (1984). 4-Nonylphenol in sewage sludge: accumulation of toxic metabolites from nonionic surfactants. *Science* **225**, 623-625.

[11] Nguyen M.H. and Sigoillot J.C. (1997). Isolation from coastal seawater and characterization of bacterial strains involved in non-ionic surfactant degradation. *Biodegradation*. **7**, 369-375.

[12] C. Sacco, A. Pizzo, E. Piscione, D. Burrini, L. Messeri, L. Lepri and M. Del Bubba. Aerobic bacterial community associated with the removal of alkylphenol polyethoxylates (APEOs) in a pilot-scale sub-surface horizontal flow reed bed. *Wat Res.*, submitted.

[13] IRSA-CNR (1981). Domanda chimica di ossigeno. Metodo E-007.

[14] Swisher R.D. (1987). *Surfactant biodegradation*. Marcel Dekker Inc., New York.

[15] C.A. Staples, C.G. Naylor, J.B. Williams and W.E. Gledhill. Ultimate biodegradation of of alkylphenol ethoxylate surfactants and their biodegradation intermediates. *Environ Toxicol Chem.* **20** (2001) 2450-2455.

CONSTRUCTED WETLANDS IN GERMANY. TECHNOLOGY AND EXPERIENCES

Heribert Rustige

Constructed wetlands utilise a more or less structured environment of water, soil and plants in order to improve the conditions for microbiological degradation of organic substances.

In contrary to technical systems with biological treatment CWs only need a minimum of extra energy. In this sense constructed wetlands can be regarded as sustainable. Even for a highly industrialised country like Germany it is evident that the growth of energy consumption for wastewater treatment on an increasing technical standard can not be maintained on a long term.

Thus it is important now to develop appropriate solutions corresponding to the Agenda 21 process. The local targets of water protection and nature conservation have to be reconciled with protection of global resources and climate. For this reason constructed wetlands and its combinations with technical treatment may get a key position in future development.

The chosen solutions of nature like treatment systems in practice are as different as their possible objectives. Regional aspects of landscape and tradition usually play a part besides the special task of wastewater treatment. While in the past Free Water Surface Wetlands had been preferred internationally, in Germany rather small Subsurface Flow Constructed Wetlands have been built.

Technologies and its use

Constructed wetlands may be generally differentiated by hydraulic properties and chosen substrates. The most important technology in Germany is the type of reed bed treatment system according to the German guideline ATV A 262 (Jul 1998). This type is also called “Bewachsene Bodenfilter” (planted soil filters) which use a sand or gravelly sand of certain specification as a substrate. The settled wastewater is moved through by gravity in horizontal or vertical direction. The soil filter is sealed to the ground and thus represents a closed bio-film reactor with defined inlet and outlet conditions.



Fig. 1 *Constructed wetland with a vertical and horizontal flow reed bed at demonstration site Wiedersberg, Saxonia*

There have been developed numerous types of other reed bed treatment systems which sometimes very much differ from the ATV A 262 guideline.

Reed bed systems using gravel as substrate have been of minor interest in Germany the last decay. Although this had been an early development by Käthe Seidel in the 1960s it had been realised by Reinhold Kickuth in the 1970s that soil even is a more important factor than the plant activity within the treatment system. Instead of nutrient uptake the role of the plants now is mainly considered to dig up of the soil by their shoots continuously.

Unfortunately the well known “Root Zone Treatment System” by Kickuth using humus soil and clay had not proved to function hydraulically. Because of this failure the system was not recommended by the German Association on Wastewater Treatment (ATV). The treatment of unsettled raw wastewater in vertical flow reed beds is also not recommended because of hygienic reasons.

At nowadays there have been good experiences with the use of coarse sand as it is described by the A 262 guideline: clay particles have to make up less than five percent and the effective grain size (d_{10}) has to be 0.2 mm or more. In order to get a sufficient porosity the uniformity factor ($U = d_{60}/d_{10}$) has to be less than 5. A minimum surface area of 5 m²/PE for horizontal flow systems and 2.5 m²/PE for vertical flow systems must be designed.

Advantages of sand as substrate

Since the biological treatment is based on biofilm as it is a biofilter system it is important to bring in as much surface area as possible. This can be achieved by using a fine substrate. On the other hand there is a continuous chemical exchange with the substrate itself. Carbonate is buffering the nitrification process and phosphorous can be precipitated or adsorbed to iron or aluminium rich sand. Suspended solids are filtered at best by fine media and the high hygienic performance of slow sand filter systems is well known from drinking water processing.

Investigations on treatment efficiency

62 planted sand filter systems with an operation time of at least three years and a size of more than 50 pe were chosen for evaluation by GELLER AND HÖNER (2002)[1] The oldest wetland being surveyed was built in 1990. The oldest HF wetland was operating since 1984.

Typical of these constructed wetlands was the use of sand or gravelly sand according to national regulations [2, 3] in one or several layers with a height of 50 to 180 cm at vertical flow filters and a flow distance of 3 to 12 m at horizontal flow filters, mostly planted with *phragmites australis*. Before entering the planted soil filter the wastewater usually had been settled by multiple chambers or ponds.

The mean organic concentrations in the effluent of the investigated reed beds showed to be very low. The narrow distribution of BOD values (Fig. 2) indicate a high stability for this removal process. 90 percent of all surveyed reed beds had a mean effluent concentration of less than 40 mg l⁻¹ BOD. There was no significant difference between vertical (VF) and horizontal flow (HF) systems.

In order to show the general difference between the two systems the mean effluent concentrations of the survey are compared in Tab. 1.

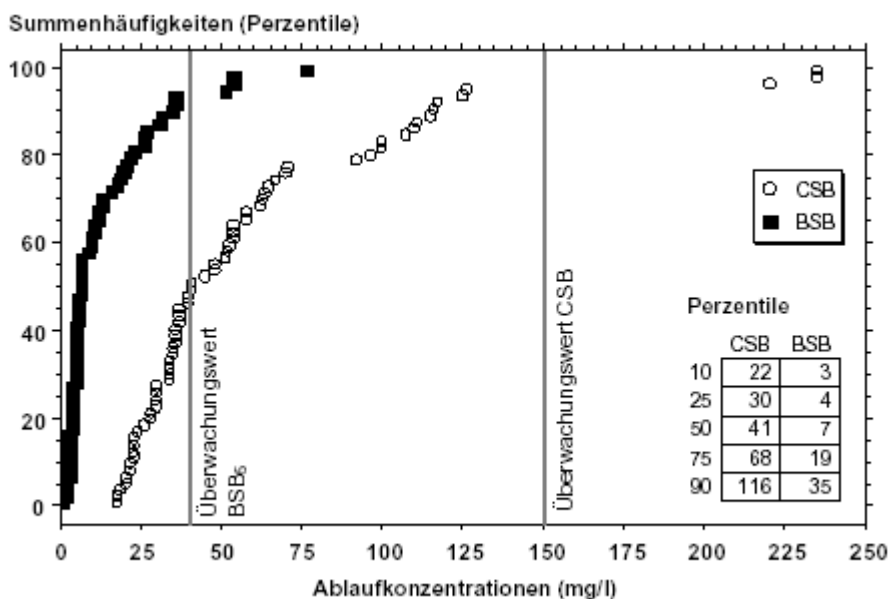


Fig. 2 Percentiles of mean effluent concentrations (one point per site) of COD and BOD (Geller and Höner, 2002)

	Horizontal Flow			Vertical Flow		
	15 perc.	50 perc.	85 perc.	15 perc.	50 perc.	85 perc.
NH ₄ -N	13	22	30	1	7	47
TN	20	27	36	21	41	63
TP	0,7	2,1	6	2	3,3	6,8

Tab. 1 Mean effluent concentrations (mg l⁻¹) of nitrogen and phosphorus in surveyed systems (percentiles), according to Geller and Höner (2002)

As a result it can be stated that vertical flow systems have the best potential for removing ammonium whereas horizontal flow systems can remove total nitrogen more efficiently.

It was noticed that some of the investigated sites did not operate at their optimum, which means for example that vertical flow systems showed ammonium effluent concentrations above 10 mg/l.

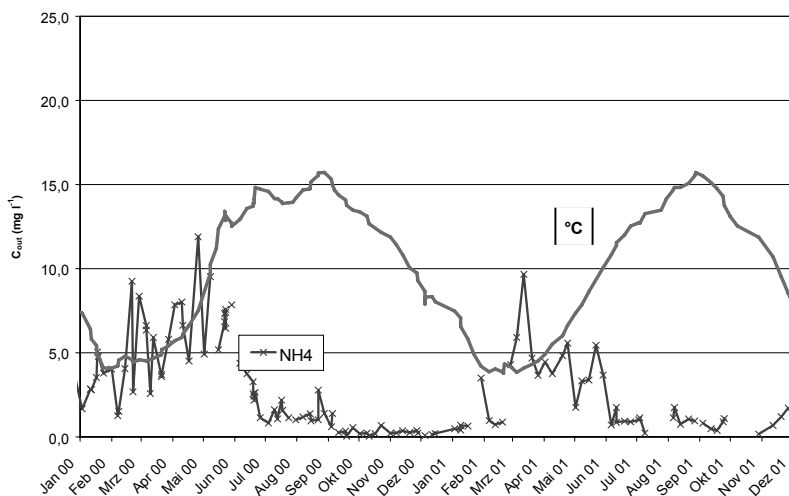


Fig. 3 Typical annual pattern of $\text{NH}_4\text{-N}$ output concentration of a VF system under German climatic conditions (Wiedersberg, Sax. at 400 m altitude)

Even at low temperatures the ammonium output concentration should not exceed 10 mg/l as shown in Fig. 3. Otherwise there is a lack of oxygen supply which might be due to bad hydraulic conditions such as overloading or (partly) clogging of surface.

Recent experiments of KAYSER *ET AL.* (2002)[4] showed that there should be no limitation of nitrification rates at temperatures above 10 °C and that the nitrification efficiency should constantly be more than 85 percent. They also found a strong coherence between low dissolved oxygen concentrations or a low oxidation-reduction potential (ORP) and high ammonium concentrations at the outlet of a vertical flow filter.

The best removal efficiency of phosphorous was observed from HF systems with hydraulic loading rates of 10 mm d⁻¹ or less (RUSTIGE *ET AL.*, 2002 [5]). There was found a high phosphorous content in humus and sludge within the inlet area of some investigated reed bed systems. A good phosphorus retention could also be achieved by an extra phosphorous sorption filter (following HF reed bed) containing filter sand with high Fe contents from drinking water filtration which was tested at Wiedersberg. The performance of the filter was approximately 67 percent (average) at input concentrations of 0.5 to 3 mg l⁻¹.

The hygienic performance of sand based reed beds may be elucidated by Fig. 4. The removal of representative indicator organisms within two sequencing subsurface flow stages reached values of 3 to 4 powers of ten.

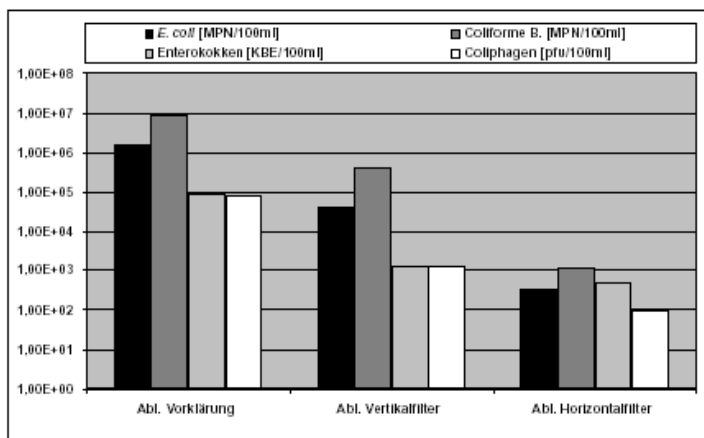


Fig. 4 Mean pathogen concentrations in the effluent of settling tank (Abl. Vorkl.), VF (Abl. Vertikalf.) and HF (Abl. Horizontalf.) of the constructed wetland at Wiedersberg, at more than two years of monitoring. Fehr et al. (2003)

Recommendations on design and operation

Sand based reed bed systems for wastewater treatment have to be designed according to following priorities:

1. Determination of the maximum organic load preventing clogging effects
2. Meeting the hydraulic requirements
3. Optimisation of oxygen input
4. Optimisation of treatment efficiency
5. Optimisation of operational factors

According to WINTER AND GÖTZ (2002) [6] the kind and concentration of total suspended solids (TSS) entering the filter does influence the soil clogging phenomena of vertical flow sand based reed bed systems. They conclude, that the concentration of TSS should not exceed an average of 100 mg l⁻¹. Especially particle sizes bigger than 50 µm can block the pores. The chance of soil clogging rises as well, if the daily load of TSS is higher than 5 g m⁻² d⁻¹. The organic load is restricted to a maximum of 20 g m⁻² d⁻¹. In any case an alternating operation of at least two parallel VF filter beds is recommended. Several studies show the refreshing effect of a resting time of one or two weeks, when the filter is not loaded with wastewater.

Since the dimensioning of a reed bed depends on loading rates it is useful to consider a large scaled pretreatment. That will reduce the load and consequently the necessary surface area.

In coherence with the vertical distribution of biofilm within a vertical flow fil-

ter the biological degradation of organics and nitrification as well take place in the very top of the filter bed. KAYSER *ET AL.* (2002) found that after a down flow of 5 cm more than 80 percent of $\text{NH}_4\text{-N}$ had been eliminated. After a passage of 30 cm no relevant reduction of ammonium could be detected even at high hydraulic loading rates of 200 mm d^{-1} . FEHR *ET AL.* (2003) conclude that a minimum filter height of 40 cm will do well for nitrification and organic removal. This statement is of course restricted to sand (up to a grain size of 2 mm).

In order to prevent low ORP-levels, the maximum hydraulic loading rate of a vertical flow system was found to be restricted to 120 mm d^{-1} at temperatures above 10°C and to 80 mm d^{-1} at temperatures below. In laboratory experiments the influence of viscosity by temperature change on the infiltration rates was obvious. If the filter is not capable of dewatering in a sufficient period of time, a lack of gas exchange and oxygen input will be the result.

The examination of COD data of all investigated reed bed systems collected by GELLER *ET AL.* (2002) shows that a minimum removal efficiency of 85 percent can be expected if the hydraulic load is less than 50 mm per day.

For sand based subsurface horizontal flow systems the aspect ratio is not important for its performance. The most important design parameter is the size of the infiltration area. In practice the minimum horizontal flow distance is about 3 m. There is no theoretical minimum as long as breakthroughs can be avoided and the needed residence time is achieved. Because of biofilm growth a reduced hydraulic conductivity of 1 power has to be considered. A filter height of 50 cm will be sufficient in most cases for hydraulic reasons. A large area should be preferred rather than a deep bed because of oxygen input.

The most important parameters for dimensioning sand based filter systems under German climatic conditions, including winter and summer operation are summarised in Tab. 2.

Organic loading rates	HF	$< 16 \text{ g CSB m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
	VF	$< 20 \text{ g CSB m}^{-2} \text{ d}^{-1}$
Hydraulic loading rates	HF	$< 40 \text{ mm d}^{-1}$
	VF	$< 80 \text{ or } 120 \text{ mm d}^{-1*}$
Filter height	HF	50 – 80 cm
	VF	$\geq 40 \text{ cm}$

*(Winter/Summer)

Tab. 2 *Proposed design parameters for subsurface flow sand based reed beds in Germany*

For increasing denitrification a combination of VF system and a partly recirculation of the effluent to the first chamber of the settling tank has proved to work fine. All recirculated nitrate could be removed within the pretreatment tank. A recirculation ratio of more than 2 is not useful though, because of a decreasing denitrification efficiency of the VF reed bed (FEHR *ET AL.*, 2003).

The use of a multiple-layer filter system (Phytofilt) as described by Löffler (1997) [7] has shown to be very susceptible to soil clogging effects. The supposed advantage of a better nitrogen elimination by this system is not evident. Thus mono-layer vertical flow systems should be favoured.

Conclusions

The use of sand based reed bed treatment systems for water pollution control has shown to be very effective for removal of organics, pathogens and nutrients. The recent investigations on the state of the art of constructed wetlands in Germany will result in a revision of the ATV A 262, especially concerning vertical flow systems and further demands on the pretreatment. The surface area of VF systems is regarded to be of more importance than a long filtration distance.

-
- 1 Geller, G. and Höner, G. (2002): *Anwenderhandbuch Bewachsene Bodenfilter mit CD-Rom - Evaluation von bewachsenen Bodenfiltern im deutschsprachigen Raum und Hinweise zum Qualitätsmanagement*, AZ 14178-09. - Ingenieur-büro Ökolog Geller und Partner, Augsburg, – Report AZ 14178-01, Deutsche Bundesstiftung Umwelt
 - 2 Abwassertechnische Vereinigung (ATV), Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bei Ausbaugrößen bis 1000 EW, Arbeitsblatt A 262, Hennef, 1998.
 - 3 Österreichisches Normungsinstitut (ON), Bepflanzte Bodenfilter (Pflanzenkläranlagen) – Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb, ÖNORM B 2505, Wien: 16, 1997.
 - 4 Kayser, K.; Kunst, S.; Fehr, G. and Voermanek, H. (2002): “Controlling a combined lagoon/reed bed system using the oxidation-reduction potential (ORP)”, *8th Intern. Conf. On Wetland Systems for Water Pollution Control*, pp. 254-261, Univ. Dar es Salaam, Arusha
 - 5 Rustige, H., Tomac, I. und Höner, G. (2002): „Investigations on Phosphorus Retention in Subsurface Flow Constructed Wetlands“, *8th Intern. Conf. On Wetland Systems for Water Pollution Control*, pp. 997-1008, Arusha
 - 6 Winter, K. and Götz, D. (2002): “The impact of sewage composition on the soil clogging phenomena of vertical flow reed beds”, *8th Intern. Conf. On Wetland Systems for Water Pollution Control*, pp. 7-13, Univ. Dar es Salaam, Arusha
 - 7 Löffler, H. (1997): “Praxiserfahrungen mit Pflanzenkläranlagen vom Typ Phytotilt”, *Naturnahe und technische Klein- und Kleine Kläranlagen im Vergleich*, Dresdner Berichte, Bd. 11, pp. 57-71, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Dresden

SISTEMI A FLUSSO VERTICALE PER APPLICAZIONI INDUSTRIALI

Massimo Vecchiet

Premessa

La fitodepurazione è un sistema biologico di trattamento delle acque reflue, basato sulla ricostruzione di un ecosistema naturaliforme che grazie alla contestuale presenza di processi fisici, chimici e biologici è in grado di rimuovere gli inquinanti e restituire all'ambiente un'acqua depurata.

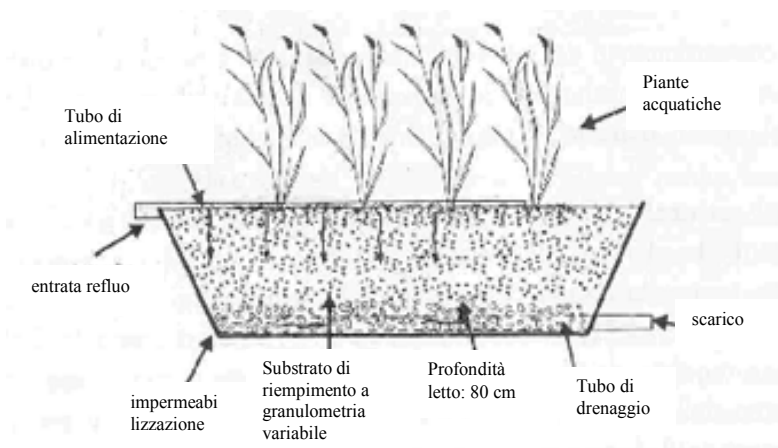
Le tipologie costruttive più conosciute sono:

fitodepurazione a flusso superficiale

fitodepurazione a flusso sub-superficiale: allo stato attuale gli impianti maggiormente diffusi in Italia sono quelli a flusso sub-superficiale nelle due varianti di sistemi a flusso orizzontale e sistemi a flusso verticale.

La fitodepurazione a flusso verticale

Gli impianti di fitodepurazione a flusso verticale sono costituiti da vasche con materiale inerte ed essenze vegetali. Il refluo attraversa il letto in senso verticale. La distribuzione discontinua del refluo può essere superficiale o sub-superficiale, al fine di evitare il formarsi di odori ed il contatto diretto con l'uomo. Nel prosieguo è schematicamente rappresentato un impianto di fitodepurazione a flusso verticale (tratto da Cooper *et al*, 1996).



Le esperienze svolte dal CETA

Le esperienze più significative svolte dal CETA, Centro di Ecologia Teorica ed Applicata, sono le seguenti:

- impianto dimostrativo di fitodepurazione per la rimozione della carica batterica nelle acque a fini irrigui - realizzato in loc. Lavacci c/o il Consorzio di Bonifica Euganeo con il supporto finanziario e la collaborazione della Provincia di Padova - Assessorato all'Ambiente e Viabilità;
- impianto di fitodepurazione per l'affinamento di acque reflue provenienti da attività tessile, per la rimozione dei tensioattivi non ionici (BiAS) e del COD, svolto in collaborazione con AREA Science Park di Trieste, MURST Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica Tecnologica e Ziche Manifattura Lane S.p.A.;
- fitodepurazione dei reflui di origine domestica in aree montane: impianto presso il Rifugio alpino F.lli Grego nel Parco delle Alpi Giulie (1390 mslm);
- impianto dimostrativo di fitodepurazione a flusso verticale presso il depuratore comunale di Gorizia dove il CETA svolge anche sperimentazioni e prove di fitodepurazione su reflui di diversa natura e origine, sia a livello di impianto dimostrativo che a livello laboratorio e di impianto pilota;
- sulla base dei risultati ottenuti il CETA ha realizzato in collaborazione con Ditte specializzate numerosi impianti a servizio di piccole utenze domestiche o condominiali, centri commerciali e ristorativi, zone artigianali sia per il trattamento di acque reflue che per il trattamento di acque di prima pioggia.

Descrizione delle esperienze e risultati ottenuti

Impianto di fitodepurazione per la rimozione della carica batterica nelle acque a fini irrigui

Nel corso del 2002 è stato realizzato presso la stazione di sollevamento in loc. Lavacci, Comune di Granze (PD), un impianto di fitodepurazione a flusso verticale per il trattamento delle acque derivate a fini irrigui dal fiume Fratta Gorzone.

L'obiettivo dell'esperienza era il raggiungimento di obiettivi di qualità microbiologica delle acque a fini irrigui, per colture destinate al consumo umano crude.

Secondo la classificazione qualitativa delle acque irrigue (Giardini 1992, Agronomia generale, ambientale e aziendale) le acque del fiume Fratta Gorzone sono, sulla base dei parametri microbiologici, classificabili come *Classe C* ovvero *Acque che non possono essere impiegate su nessuna coltura orticola; devono*

inoltre essere sempre distribuite con metodi che evitino il contatto con la vegetazione.

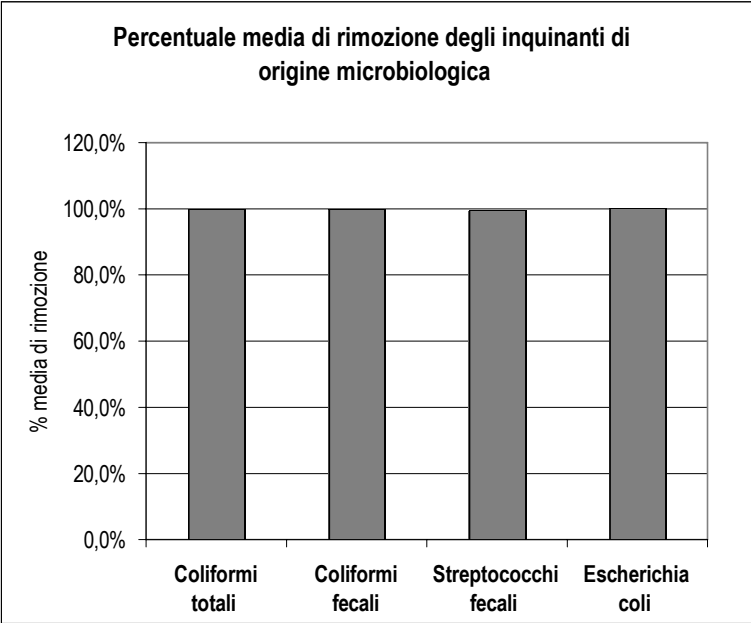
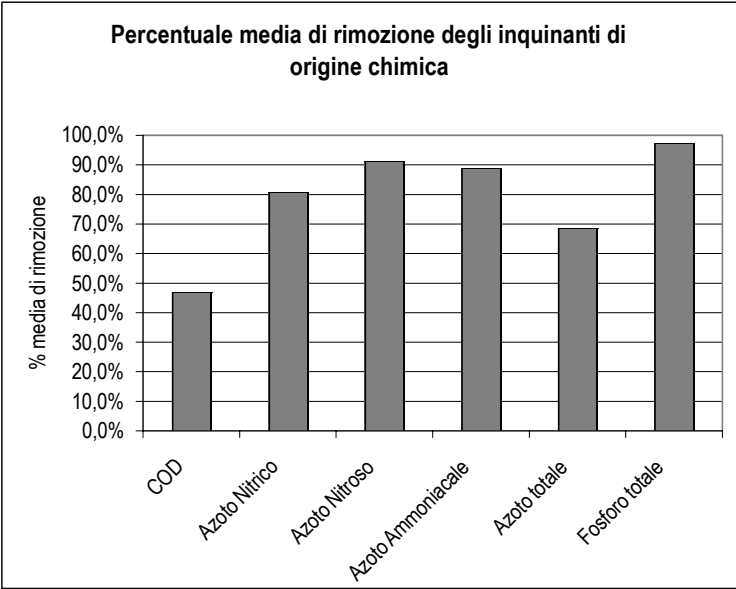
Nella tabella seguente sono esposti i valori relativi all'inquinamento del Fiume Fratta Gorzone, ovvero la qualità delle acque influenti all'impianto di fitodepurazione.

VALORI DEGLI INQUINANTI RISCONTRATI NELLE ACQUE DEL FIUME FRATTA GORZONE				
Parametro	U.M.	MIN	MEDIA	MAX
COD	mgO ₂ /l	4,7	31,7	117,0
BOD ₅		n.r.	n.r.	n.r.
PH	UpH	7,5	7,7	8,1
Solidi sospesi totali	mg/L	3	119	215
Cloruri	mg/L	26	81	240
Azoto Nitrico	mg/L	1,89	3,75	11,30
Azoto Nitroso	mg/L	0,05	0,11	0,28
Azoto Ammoniacale	mg/L	0,09	0,27	0,48
Azoto totale	mg/L	2,76	5,34	13,00
Fosforo totale	mg/L	0,18	1,10	14,40
Solfati	mg/L	61	103	195
Coliformi totali	MPN/100 mL	430	244.800	2.400.000
Coliformi fecali	MPN/100 mL	0	49.700	460.000
Streptococchi fecali	MPN/100 mL	0	1.450	24.000
Salmonella in 1000 mL		Assenti	Assenti	Assenti
Escherichia coli	UFC/100MI	0	470	2130
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata				

A seguito del trattamento mediante fitodepurazione a flusso verticale le caratteristiche qualitative delle acque effluenti sono le seguenti.

VALORI DEGLI INQUINANTI RISCONTRATI NELLE ACQUE IN USCITA DALL'IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE A FLUSSO VERTICALE				
Parametri	Valori in uscita			% media di rimozione
	min	media	max	
COD (mg/L)	6,2	16,9	39,1	46.7%
pH	7,2	7,5	7,9	
Solidi sospesi totali (mg/L)	0	0	0	100%
Cloruri (mg/L)	46	113	167	-
Azoto Nitrico (mg/L)	0,07	0,73	2,14	80.5%
Azoto Nitroso (mg/L)	0,01	0,01	0,02	90.9%
Azoto Ammoniacale (mg/L)	0,01	0,03	0,09	88.9%
Azoto totale (mg/L)	0,15	1,68	3,31	68.5%
Fosforo totale (mg/L)	0,00	0,03	0,11	97.3%
Solfati (mg/L)	39	84	121	-
Coliformi totali (MPN/100mL)	0	223	2100	99.9%
Coliformi fecali (MPN/100mL)	0	150	1500	99.7%
Streptococchi fecali (MPN/100mL)	0	9	90	99.4%
Salmonella in 1000 mL	Assenti			Assenti
Escherichia coli (UFC/100mL)	0	0	0	≅100%
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata				

Rappresentazione grafica delle rese di rimozione di alcuni inquinanti nel trattamento delle acque mediante fitodepurazione a flusso verticale:





Visione dell'impianto dimostrativo di fitodepurazione a flusso verticale per la rimozione della carica batterica nelle acque a fini irrigui

I risultati ottenuti indicano la possibilità del raggiungimento di obiettivi di qualità delle acque per l'irrigazione anche di colture destinate al consumo umano crude.

Secondo la classificazione qualitativa delle acque irrigue (Giardini 1992, Agronomia generale, ambientale e aziendale) le acque effluenti dall'impianto di fitodepurazione sono, sulla base dei parametri microbiologici, classificabili come *Classe A* ovvero *Acque impiegabili senza limitazioni*.

Impianto di fitodepurazione per l'affinamento di reflui da tintoria tessile

Nel febbraio 2002 è stato avviato a Breda di Piave (TV) un impianto di fitodepurazione a flusso verticale per l'affinamento dei reflui effluenti da impianto a fanghi attivi a servizio della tintoria di filati tessili ZICHE MANIFATTURA LANE S.p.A.

La Ricerca, il Progetto e l'Impianto sono stati realizzati con la collaborazione del AREA Science Park di Trieste e con il supporto finanziario del MURST Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica Tecnologica.

Gli obiettivi della Ricerca sono stati i seguenti:

- Rimozione del COD
- Rimozione dei tensioattivi non ionici BiAS
- Raggiungimento dei limiti della Tabella 3 dell'Allegato 5 del D.Lgs.152/99
- Riutilizzo delle acque depurate nel processo produttivo.

Le fasi della Ricerca sono state le seguenti:

- 2001 - Prove a scala di laboratorio svolte presso il CETA.
- Risultati ottenuti: rimozione del COD pari al 70% (valori in uscita mediamente inferiori a 50 mg/l), rimozione del BiAS pari al 70-80% (valori in uscita mediamente inferiori a 2 mg/l)
- 2001 - Prove con impianto pilota di fitodepurazione, svolte presso lo stabilimento di Breda di Piave (TV) della Ziche Manifattura Lane.
- Risultati ottenuti: rimozione del COD pari al 70% (valori in uscita mediamente inferiori a 40 mg/l), rimozione dei BiAS pari al 70% (valori in uscita mediamente inferiori a 1.2 mg/l).
- Inizio lavori di costruzione dell'impianto: autunno 2001
- Conclusione dei lavori e avviamento impianto: febbraio 2002

Caratteristiche dell'impianto:

- Tipologia d'impianto: fitodepurazione a flusso verticale
- Modalità costruttive: 2 stadi posti in serie
- Substrato di riempimento: suolo ricostruito con inerti di granulometria decrescente
- Modalità di alimentazione: sub-superficiale-discontinua
- Portata giornaliera $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{giorno}$
- Valori COD (mg/l) presenti nell'affluente: media 96, max. 204, min. 30
- Specie vegetali utilizzate o programmate: Specie erbacee - *Lolium perenne* 1^a fase in seguito *Phragmites communis*, *Miscanthus sinensis*, *Arundo donax*.

L'impianto di depurazione presso lo stabilimento in oggetto si compone delle seguenti fasi:

1. Vasca di accumulo
2. Impianto biologico a fanghi attivi
3. Sedimentatore

Dal sedimentatore i reflui sono avviati all'impianto di fitodepurazione a flusso verticale per l'affinamento.

Le fasi realizzative dell'impianto di fitodepurazione a flusso verticale sono state le seguenti:

1. Scavo e impermeabilizzazione
2. Riempimento con inerti e suolo ricostruito
3. Reti di adduzione e distribuzione

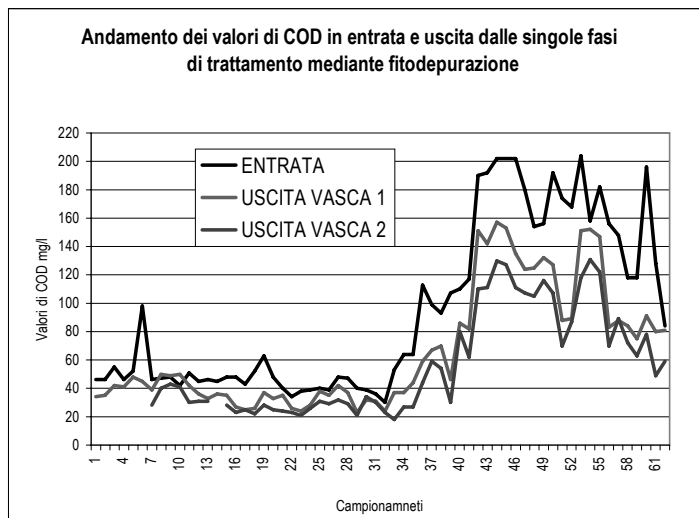


Visione dell'impianto presso la tintoria tessile: impianto a fanghi attivi e sedimentatore secondario



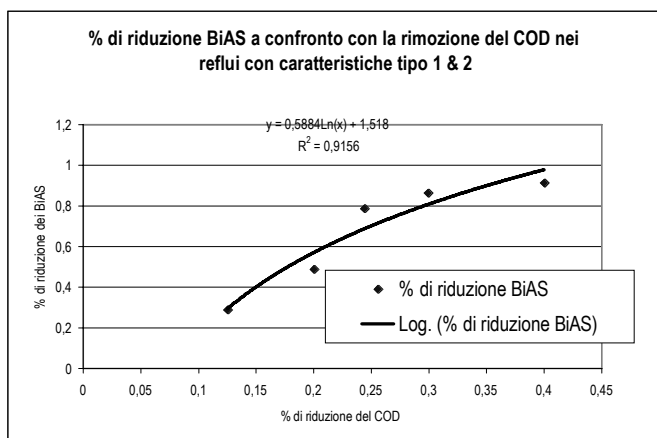
Visione delle fasi di costruzione dell'impianto di fitodepurazione

Nel febbraio del 2002 l'impianto è stato avviato e sottoposto ad un monitoraggio, parte dei risultati ottenuti sono esposti nel seguente grafico:

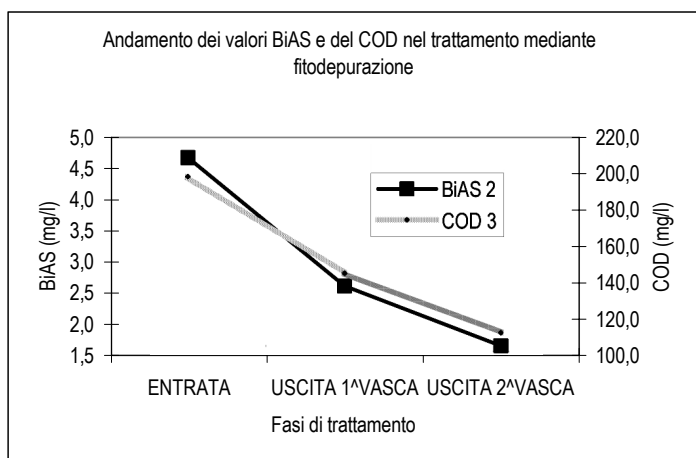
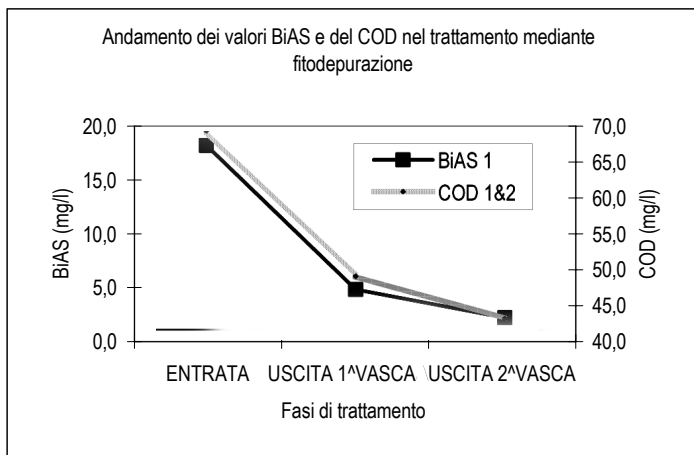


Sulla base dell'andamento dei valori di COD in uscita dal sedimentatore, ovvero in entrata all'impianto di fitodepurazione, si possono distinguere diverse tipologie di reflui, determinati dalle diverse tinture e materiali utilizzati nello stabilimento (lane, cotone, misto lana ecc.).

Le rimozioni del COD sono risultate soddisfacenti, contestualmente sono state determinate le rimozioni dei tensioattivi non ionici BiAS.



La rimozione dei Tensioattivi non ionici BiAS risulta percentualmente maggiore rispetto alla rimozione del COD.



Risultati conclusivi:

La riduzione del COD, nel periodo in oggetto, è stata mediamente del 43%; la rimozione dei tensioattivi non ionici BiAS è compresa tra il 65 ed il 92%.



Visione dell'impianto di fitodepurazione a flusso verticale presso la tintoria Ziche Manifattura Lane

Impianto di fitodepurazione per il trattamento dei reflui di origine domestica in aree montane

Nel 2001 è stato realizzato presso il Rifugio Grego un impianto di fitodepurazione a flusso verticale. L'impianto è posto a valle della vasca Imhoff esistente. La distribuzione dell'affluente è realizzata per gravità.

Nel 2002 è stato effettuato un monitoraggio dei reflui in entrata ed uscita dall'impianto di fitodepurazione.

I parametri analizzati sono stati: il COD, Azoto, Fosforo; non sono stati valutati i parametri del BOD₅ e dei Solidi sospesi in quanto le rimozioni mediamente ottenute in impianti analoghi sono state rispettivamente del 95 e 85%.

Contestualmente alle esperienze presso il Rifugio Grego sono state svolte presso il depuratore comunale di Gorizia esperienze analoghe di fitodepurazione a flusso verticale dei reflui di origine urbana.

I reflui presenti presso il Rifugio Grego risultano avere un carico organico maggiore rispetto ai reflui presso il depuratore comunale di Gorizia. Ciò è a nostro avviso dovuto ad apporti in fognatura pro-capite (lt/ae/giorno) presso il Rifugio Grego inferiori rispetto agli apporti in fognatura pro-capite presso l'utenza urbana della città di Gorizia. I reflui presso il Rifugio sono confrontabili con i reflui delle utenze di ristorazioni, con concentrazioni di Azoto ammoniacale maggiori rispetto alle utenze domestiche.

I risultati ottenuti presso il Rifugio Grego sono esposti nella seguente tabella con il confronto qualitativo dei reflui presso il depuratore di Gorizia.

VALORI MEDI IN ENTRATA E USCITA DALL'IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE C/O IL RIFUGIO GREGO E RIMOZIONI OTTENUTE				
Parametri (mg/l)		Valori medi in entrata	Valori medi in uscita	% media di rimozione
COD		457	60	87%
Ntot		73,67	42,64	42%
NH ₄		59,43	31,57	47%
NO ₃		0,41	5,54	-
NO ₂		0,29	0,30	-
Ptot		8,25	2,96	64%
NH ₄ /Ntot	81%	Rapporto medio di Azoto amm. / Azoto totale nei reflui effluenti dalla sezione di sedimentazione presso il Rifugio Grego		
Ntot/COD	16%	Rapporto medio di Azoto tot / COD nei reflui effluenti dalla sezione di sedimentazione presso il Rifugio Grego		
NH ₄ /Ntot	26%	Rapporto medio di Azoto amm. / Azoto totale nei reflui effluenti dalla sezione di sedimentazione presso il depuratore di Gorizia		
Ntot/COD	16%	Rapporto medio di Azoto tot / COD nei reflui effluenti dalla sezione di sedimentazione presso il depuratore di Gorizia		
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata				

I risultati di rimozione ottenuti nel trattamento delle acque reflue mediante fitodepurazione a flusso verticale consentono, sulla base delle norme vigenti nella Regione Friuli Venezia Giulia, lo scarico del refluo (Tabella C1 del Piano Generale di Risanamento delle Acque (PGRA), approvato con Decreto del Presidente della Giunta di data 23 agosto 1982).



Visione dell'impianto di fitodepurazione a flusso verticale presso il Rifugio Grego nel Parco delle Alpi Giulie (UD)

Tuttavia, sulla base dei risultati ottenuti nel trattamento dei reflui presso il depuratore di Gorizia è possibile, mediante l'attivazione di pompe, alimentate con pannelli fotovoltaici, già presenti, stimare un miglioramento della qualità

degli effluenti dall'impianto di fitodepurazione presso il Rifugio Grego ed il raggiungimento dei limiti richiesti dalla Tabella 4 del Allegato 5 del D.Lgs.152/99.

STIMA DEI VALORI CONSEGUIBILI MEDIANTE L'APPLICAZIONE DI DISTRIBUZIONE A PRESSIONE PRESSO IL RIFUGIO GREGO					
Parametri (mg/l)	Valori medi in entrata	Valori medi in uscita	% media di rimozione	Limiti C1 del PGRA	Tab.4 All.5 del D.Lgs. 152/99
COD	457	60	87%	75%	100
Ntot	73,67	42,64	42%	-	15
<i>Ntot stima</i>	<i>73,67</i>	<i>11</i>	<i>85%</i>		<i>15</i>
NH ₄	59,43	31,57	47%	-	5
<i>NH₄ stima</i>	<i>59,43</i>	<i>5</i>	<i>91%</i>		<i>5</i>
NO ₃	0,41	5,54	-	-	-
NO ₂	0,29	0,30	-	-	-
Ptot	8,25	2,96	64%	-	2
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata					

Sulla base dei risultati ottenuti nel trattamento delle acque reflue mediante fitodepurazione a flusso verticale, presso il Rifugio Grego, sito caratterizzato da condizioni climatiche spesso molto sfavorevoli e tipiche delle Alpi Giulie, nonché sulla base dei miglioramenti conseguibili con opportuna adduzione discontinua del refluo all'impianto, si ritiene che i sistemi di fitodepurazione a flusso verticale possono essere adottati anche nel trattamento di reflui domestici o assimilabili in aree montane.

Impianto di fitodepurazione per il trattamento dei reflui di origine domestica in aree montane

Dal 1995 è in funzione presso il depuratore comunale di Gorizia un impianto dimostrativo di fitodepurazione a flusso verticale. Il depuratore comunale di Gorizia è un impianto di depurazione di acque reflue civili ed industriali a fanghi attivi dalla potenzialità di 40.000 a.e. con portata pari a 7.000 mc/giorno. Ovviamente l'impianto di fitodepurazione consente di trattare solamente una piccola aliquota delle acque reflue affluenti al depuratore in oggetto.

Nel corso degli anni sono state apportate diverse modifiche e svolti vari cicli di sperimentazione, svolgendo un monitoraggio periodico delle acque in entrata (ovvero acque effluenti dalla sezione del depuratore ed in entrata all'impianto di fitodepurazione) ed uscita dall'impianto di fitodepurazione.

La sperimentazione è stata suddivisa in due fasi:

1^a fase - periodo 1995-1999 - utilizzando l'impianto di fitodepurazione come sistema di trattamento di affinamento (potenzialità 1000 a.e.) del refluo effluente dal depuratore;

2^a fase - periodo 1999-2001, tuttavia l'impianto è tuttora in funzione - utiliz-

zando le acque reflue provenienti dal sedimentatore primario del depuratore e quindi come stadio secondario di trattamento (potenzialità 250 a.e.).



Visione dell'impianto di fitodepurazione a flusso verticale presso il depuratore comunale di Gorizia

1^a fase: relativa alle sperimentazioni di affinamento dei reflui effluenti dall'impianto di depurazione

I risultati ottenuti nel corso della sperimentazione sono esposti nella seguente tabella:

TRATTAMENTO DI AFFINAMENTO MEDIANTE SISTEMA DI FITODEPURAZIONE A FLUSSO VERTICALE POTENZIALITA' 1000 A.E.						
Parametri	ENTRATA	USCITA		Limiti di emissione Allegato 5 del D.Lgs. n.152		
	Valori medi	Valori medi	% media di rimozione	Tabella 1	Tabella 2	Tabella 3
Colore	1:20	Incolore				1:20
Odore		Inodore				Non molesto
BOD ₅ mgO ₂ /l	80	4	95%	25		40
COD mgO ₂ /l	293	61	79%	125		160
Fosforo tot. mg/l	4.6	0.8	83%		2	10
Ntot. mg/l	28.6	13.0	54%		15	-
NH ₄ mg/L	9.6	9.4			-	15
NO ₂ mg/l	0.09	0.3			-	0.6
NO ₃ mg/l	2.3	0.26			-	20
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata						

2^a fase: relativa all'utilizzo dell'impianto di fitodepurazione come stadio di trattamento secondario dei reflui effluenti dalla sedimentazione primaria del depuratore.

I risultati ottenuti nel corso della sperimentazione e relativi al periodo 1999 – 2001 sono esposti nella seguente tabella:

TRATTAMENTO SECONDARIO MEDIANTE SISTEMA DI FITODEPURAZIONE A FLUSSO VERTICALE POTENZIALITA' 250 A.E. (ABITANTI EQUIVALENTI)								
Parametri	ENTRATA			USCITA		Limiti di emissione Allegato 5 del D.Lgs. n.152/99		
	Valori medi			Valori medi	% media di rimozione	Tab. 1	Tab. 2	Tab. 3
	min	medi	max					
Colore		1:20		Incolore				1:20
Odore				Inodore				Non molesto
BOD5 mgO2/l	160	260	420	12.1	95%	25		20
COD mgO2	418	633	999	33.6	94%	125		100
Ptot. mg/l	3.15	4.75	5.76	0.1	98%		2	2
Ntot. mg/l	25	43.9	127	11.22	71%		15	15
NH ₄ mg/L	6.9	13.3	17.7	0.85	94%		-	5
NO ₂ mg/l	0.12	0.35	1.5	0.18	48%		-	-
NO ₃ mg/l	0.36	1.4	5.74	5.83	-		-	-
Min.: valori minimi riscontrati, Max.: valori massimi riscontrati								
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata								

Nell'ambito dell'impianto dimostrativo presso il depuratore di Gorizia vengono svolte anche altre prove di trattamento di reflui mediante fitodepurazione a flusso verticale, utilizzando diverse tipologie di substrato e modalità gestionali.

Nel prosieguo sono riportati i risultati di un ciclo di prove, sono state omesse le analisi del BOD₅ e dei Solidi sospesi in quanto le rimozioni sono risultate, sulla base di esperienze analoghe e sopra descritte, rispettivamente pari al 95 e 85%.

RISULTATI OTTENUTI MEDIANTE TRATTAMENTO DI FITODEPURAZIONE DI REFLUI EFFLUENTI DA SEDIMENTATORE PRIMARIO						
Parametri (mg/l)	Valori medi in entrata	Valori medi in uscita	% media di rimozione	Limiti di emissione Allegato 5 del D.Lgs. n.152/99		
				Tabella 4	Tabella 3	Tabella 1 e 3
COD	240	34	86%	100	160	125
Ntot	38,4	5,7	85%	15	-	-
NH ₄	10,2	1,0	91%	5	15	15
NH ₄ /Ntot	26%					
Ntot/COD	16%					
NO ₃	0,3	4,2	-	-	20	20
NO ₂	0,098	0,148	-	-	0,6	0,6
Ptot	1,9	0,75	61%	2	10	10
Centro di Ecologia Teorica ed Applicata						

Il trattamento dei reflui del depuratore di Gorizia, mediante la fitodepurazione, ha permesso di ottenere una qualità dello scarico nei limiti richiesti dal D.Lgs. 152/99.

Sulla base dei risultati conseguiti nelle esperienze descritte presso il depuratore comunale di Gorizia sono stati realizzati diversi impianti di fitodepurazione a servizio di piccole utenze domestiche.



Visione di un impianto di fitodepurazione a flusso verticale a servizio di un Centro commerciale, impianto realizzato nelle aree verdi del parcheggio dello stesso



Visione di un impianto di fitodepurazione a flusso verticale a servizio di un condomino, impianto realizzato nel giardino condominiale

Contestualmente le esperienze svolte hanno consentito di ampliare la tipologia di utenze servite, e nello specifico: Centri commerciali, Cantine di vinificazione e trattamenti di acque di prima pioggia a valle di disoleatori per il raggiungimento dei limiti richiesti dalla Tabella 4 dell' Allegato 5 del D.Lgs. 152/99.

Accenni sull'impatto ambientale degli impianti di fitodepurazione a flusso verticale

- IMPATTO VISIVO: la presenza di vegetazione (arbustiva e/o erbacea) consente di ridurre l'impatto visivo;
- IMPATTO ACUSTICO: l'assenza o la limitata presenza di componenti elettromeccaniche consente la riduzione della rumorosità;
- IMPATTO OLFATTIVO: lo scorrimento sub-superficiale del refluo impedisce il formarsi di odori nonché il contatto diretto con l'uomo;
- EFFETTI SULLA FLORA E FAUNA: gli impianti di fitodepurazione si presentano quali ecosistemi naturaliformi e ciò riduce fortemente l'impatto sulla flora e fauna locale.
- SMALTIMENTO DEI FANGHI: i sistemi di fitodepurazione non comportano produzione di fanghi, evitando pertanto i costi e le problematiche connesse al loro smaltimento.

Conclusioni

Sulla base dei risultati conseguiti nelle esperienze descritte le conclusioni sono le seguenti:

- gli impianti di fitodepurazione, contemplati dalla normativa vigente, e nello specifico gli impianti di fitodepurazione a flusso verticale, possono essere validamente impiegati in sostituzione o integrazione degli impianti di depurazione tradizionali (fanghi attivi ecc.) per il trattamento dei reflui urbani o industriali;
- la fitodepurazione a flusso verticale può essere altresì utilizzata per il trattamento dei reflui di origine industriale e per il trattamento delle acque a fini irrigui.

CONFRONTO TRA LE CAPACITÀ FITODEPURATIVE DI DIVERSI SISTEMI ACQUATICI A FLUSSO SUPERFICIALE

Paolo Mannini, Stefano Anconelli, Giorgio Guidoboni

Introduzione

L'acqua è ormai al centro delle problematiche agricole ed ambientali europee e del nostro Paese, e ad essa, finalmente, inizia a prestare attenzione il mondo politico mentre quello scientifico sta dimostrando un rinnovato impegno nei suoi confronti.

La carenza idrica caratterizza molte regioni italiane, non solo quelle meridionali; il fenomeno sembra aggravarsi per il mutamento climatico conseguente all'effetto serra che determina l'estremizzazione delle piogge, con periodi di prolungata siccità alternati ad altri d'intensità spesso disastrosa. Parallelamente alla carenza idrica permangono gravi problemi di eutrofizzazione e d'inquinamento delle acque superficiali e del mare, con i negativi riflessi d'ordine igienico, ambientale ed economico.

Inoltre, le problematiche aperte dall'applicazione dei piani di tutela, del deflusso minimo vitale e quelli relativi alla necessità di tutelare le residue zone umide interne e costiere per la protezione della biodiversità e del paesaggio, sollecitano ad un nuovo approccio integrato di salvaguardia quantitativa e qualitativa delle acque e del territorio.

La rinnovata sensibilità ai problemi delle risorse idriche sta portando allo sviluppo di strategie di risparmio idrico nei settori civile, industriale ed agricolo, così come di azioni di depurazione e riuso delle acque reflue migliorate, capaci di permettere un recupero di risorse altrimenti perse e fonte di nuova eutrofizzazione.

La depurazione delle acque con metodi naturali, come la fitodepurazione a flusso superficiale (FWS), risulta capace di riunire in sé le più ampie possibilità del miglioramento ricercato: ricostruzione di zone umide seminaturali di elevata ricchezza biologica e paesaggistica, recupero, miglioramento e possibilità di riuso irriguo delle acque reflue migliorate, riduzione dell'eutrofia e dell'inquinamento, economica sostituzione o integrazione della depurazione tradizionale per il raggiungimento dei più elevati standard oggi necessari per lo scarico delle acque reflue.

L'esperienza, di cui si riportano i risultati, ha avuto l'obiettivo di verificare la reale possibilità di migliorare le acque reflue civili mediante la fitodepurazione a flusso superficiale di sistemi acquatici ricostruiti di differente complessità biologica, controllandone le prestazioni e le problematiche costruttive e gestionali. E', infatti, noto che ogni pianta palustre ha una diversa capacità di adattamento al carico e al tipo di nutrienti e inquinanti contenuti nell'acqua, ed ha una diversa capacità di rimozione degli stessi; una successione ben mirata di diverse piante palustri permette quindi di ottenere una loro migliore condizione di sviluppo e la più alta rimozione di inquinanti, sia per assimilazione radicale (G. Ansola *et al.*, 1995), sia per la demolizione operata dai films batterici che aderiscono alle porzioni di vegetazione immerse.

Materiali e metodi

L'attività sperimentale è stata condotta con le acque reflue del depuratore del Comune di Ostellato (FE) posto al margine delle Valli di Comacchio che, a seguito del progressivo inquinamento determinato dalle immissioni di reflui civili e industriali, nonché dalle colatizie agricole, sono in progressiva e preoccupante contrazione produttiva. Le residue Valli di Comacchio sono attualmente estese su circa 10.000 ettari e su di esse scolano oltre 90.000 ettari di territorio agricolo, e reflui per oltre 200.000 A.E. 2/3 dei quali depurati da 35 impianti comunali caratterizzati da un livello di trattamento diversificato e mediamente insoddisfacente per il tenore microbico e di nutrienti scaricati nella zona umida protetta dalla Convenzione di Ramsar, unica in Italia per valenza acquacolturale e paesaggistica.

L'esperienza è stata effettuata su un terreno agricolo confinante con il depuratore, negli anni 1996-1999. Il depuratore raccoglie gli scarichi di 1750 A.E. con una portata nera totale di 370 m³/d, e una portata nera di punta di 31 m³/h. La linea liquami prevede: grigliatura grossolana automatica, sollevamento, dissabbiatura a canale, ossidazione biologica ed aerazione prolungata, sedimentazione statica; non vengono effettuati trattamenti di disoleatura, clorazione, denitrificazione e defosfatazione.

Nel 1996, mediante operazioni di sterro e riporto, sono stati costruiti 18 bacini in terra arginati, con sponde inclinate a 45°, di 42 m² ognuno sul fondo (larghezza di 3 m, lunghezza di 14 m); i bacini sono stati uniti in serie di tre mediante tubazioni, per formare 6 diverse unità fitodepuranti di 126 m² ognuna. Il bacino posto in coda ad ogni modulo è stato dotato di uno sfioratore, capace di permettere la regolazione del livello idrico interno ai tre bacini in terra posti in serie;

il livello medio imposto è stato di 45 cm, ottenendo un volume di 23,3 m³ per bacino e quindi di 126 m³ per ogni modulo costituito da una serie 3 bacini in terra.

Nella vasca di sedimentazione del depuratore è stata installata una piccola elettropompa da 0.75 Kwatt di potenza, capace di alimentare le testate di ognuno dei 6 moduli, dotati di proprie tubazioni con un regolatore di pressione tarato a 1.4 bar e un contatore volumetrico. A valle dell'elettropompa è stato installato un filtro a rete di 80 mesh per consentire l'intercettazione di particelle in sospensione aventi diametri di una consistenza capace di ostruire i contatori posti in prossimità di ogni vasca per controllare i volumi immessi.

Il flusso in ingresso nei primi 5 moduli è stato regolato per ottenere una portata continua di 16,2 l/min, e quindi un tempo di transito di tre giorni; una portata dimezzata è stata tarata per ottenere il tempo di transito di 6 giorni impostato nel sesto modulo. Nei moduli con tempo di transito di tre giorni il volume sottoposto a fitodepurazione è stato di circa 185 l/d/m², corrispondente a circa 1 A.E./m²/d.

I moduli costruiti hanno avuto lo scopo di rappresentare, su piccola scala, degli "ecosistemi filtro" diversificati come successione di specie acquatiche; uno dei sei moduli è stato, invece, diversificato dagli altri per tempo di transito dell'acqua reflua: 6 giorni contro i 3 degli altri.

L'esperimento ha quindi posto a confronto le seguenti successioni di piante palustri:

1. (GSP) gliceria-giunco-cannuccia, con tempo di ritenzione di tre giorni;
2. (SPG) giunco-cannuccia-gliceria, con tempo di ritenzione di tre giorni;
3. (PGS) cannuccia-gliceria-giunco, con tempo di ritenzione di tre giorni;
4. (TTT) mono-successione di tifa, con tempo di ritenzione di tre giorni;
5. (PPP3) mono-successione di cannuccia, con tempo di ritenzione di tre giorni;
6. (PPP6) mono-successione di cannuccia, con tempo di ritenzione di sei giorni.

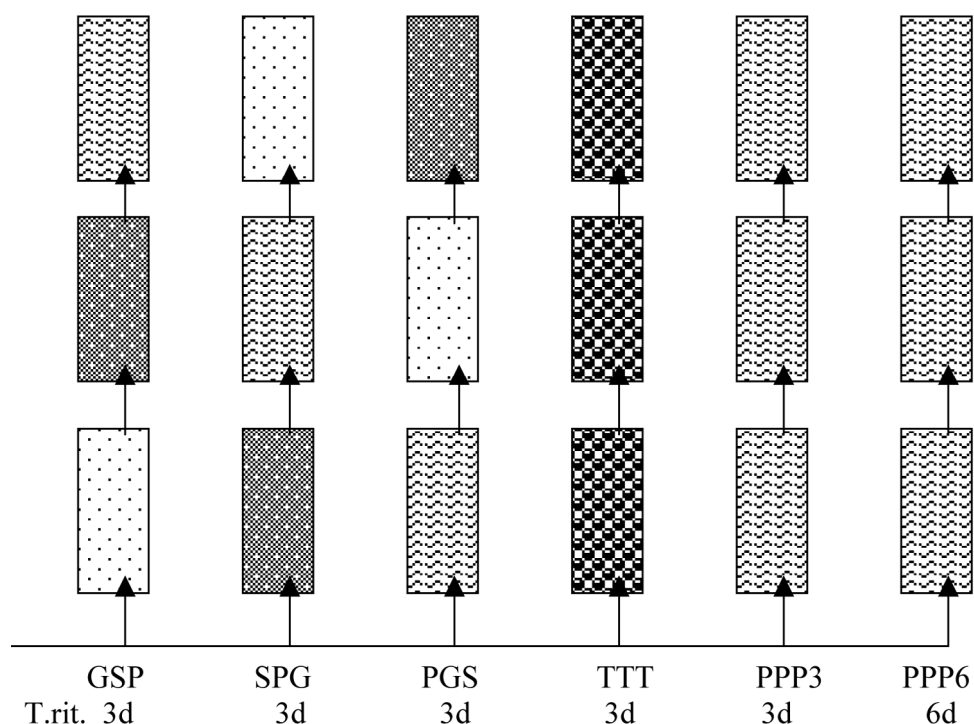


Fig. 1 Schema di distribuzione delle macrofite acquatiche nei 6 moduli a confronto
(P) Cannuccia (S) Giunco (G) Gliceria (T) Tifa

La Cannuccia di palude (*Phragmites australis*), la Tifa (*Tipha latifolia*), il Giunco (*Scirpus lacustris*) sono state scelte quali specie maggiormente impiegate nelle aree umide ricostruite fitodepuranti; la Gliceria, o gramignone acquatico (*Glyceria maxima*), è stata introdotta perché presente nel canale di scolo ricevente le acque del depuratore e, quindi, presumibilmente adatta alla qualità delle acque impiegate nell'esperimento.

Nel maggio 1996 si è proceduto ai trapianti delle macrofite acquatiche prescelte. Il giunco è stato prelevato in pani di terra da una zona umida naturale e trapiantato con sesto di 1.3 x 0.5 m per circa 50 pani per bacino; la Gliceria è stata prelevata in pani di terra dal canale di bonifica ricevente gli scarichi del depuratore e trapiantata con sesto di 1.1 x 0.75 m; infine, i rizomi di cannuccia di palude sono stati prelevati da un canale di bonifica all'atto del suo risezionamento, e sono stati trapiantati in solchi distanti 0.75 m e a 0.15-0.20 m lungo il solco. Il trapianto di Tifa è stato ritardato al mese di settembre, prelevandola in

pani di terra da un fosso di scolo e trapiantandola nei bacini alla distanza di 0.70×0.70 , impiegando circa 64 gruppi di piante per bacino.

Prima dell'inizio dell'immissione delle acque reflue sono state effettuate le analisi chimiche del suolo interno ad ogni modulo; le analisi sono state ripetute al termine di ogni annata per verificare gli accumuli e i rilasci di elementi chimici nel e dal terreno determinati dal passaggio dell'acqua reflua.

Il monitoraggio dell'acqua reflua in ingresso ai moduli e quella di uscita dagli stessi è stato effettuato con cadenza quindicinale; numerosi prelievi ed analisi sono stati anche effettuati nei singoli bacini costituenti i moduli fitodepuranti: ciò ha permesso una ricostruzione degli abbattimenti di elementi con tempi di transito inferiori ai tre giorni.

Durante ogni annata è stato monitorato lo sviluppo delle piante di ogni specie; alla fine di ogni anno la vegetazione è stata sfalciata a 15-20 cm di altezza e sottoposta ad analisi chimiche degli elementi principali; nel 1999, inoltre, è stata anche valutata la resa dell'apparato ipogeo di ogni specie a confronto. Le analisi effettuate sulle acque, sul suolo e sulla vegetazione hanno dato la possibilità di individuare i sink di accumulo degli elementi analizzati. La biomassa prodotta è stata pesata sul tal quale ed analizzato il tenore di umidità per il rilievo della resa in sostanza secca di ogni specie. E' stata inoltre misurata l'altezza media della vegetazione, il numero di culmi/m², il diametro maggiore e minore dei culmi; per stimare l'ipotetico effetto della presenza dei films batterici adesi alla vegetazione immersa è stato calcolato un indice di contatto tra m² di vegetazione e m³ d'acqua.

Le analisi chimiche dei numerosissimi campioni d'acqua, di suolo e di vegetazione sono stati effettuati dalla sezione provinciale di Ferrara dell'ARPA Emilia Romagna: nel presente lavoro, per necessità di sintesi, vengono riportati i risultati delle determinazioni analitiche principali.

I dati analitici delle acque sono stati applicati ai volumi transitati nei moduli fitodepuranti per il calcolo del bilancio di massa dei principali elementi analizzati; l'influenza delle piogge e delle evapotraspirazioni sui risultati è stata tenuta in considerazione mediante i dati rilevati da una stazione meteo posta a 500 m di distanza dall'esperimento.

Discussione dei risultati

Sviluppo della vegetazione

Durante il 1996, anno d'avvio dell'esperimento, l'obiettivo principale è stato quello di ottenere il migliore attecchimento e la maggiore densità di vegetazione di ogni specie acquatica trapiantata. L'acqua influente del depuratore è stata fatta scorrere sul fondo dei bacini, evitando di giungere ad un livello idrico capace di danneggiare o rallentare l'attecchimento e l'accestimento delle piante appena trapiantate. In tale situazione la capacità fitodepurante degli ecosistemi acquatici a confronto è stata perturbata dal basso indice di contatto vegetazione/acqua, variabile da un valore di $6.6 \text{ m}^2/\text{m}^3$ per la Gliceria, che aveva raggiunto la piena copertura vegetale del terreno, fino a quello di 1.86 per la Cannuccia di palude. In tale situazione, i dati analitici rilevati sulle acque hanno avuto il solo scopo di mantenere aggiornato il bilancio di massa dei sistemi acquatici a confronto.

I rilievi effettuati sulla vegetazione hanno fatto riscontrare che il Giunco si mostrava fortemente infestato da Giavone (*Echinocloa crus-galli*), derivante da seme trasportato assieme ai pani di terra di trapianto.

Nel 1997, l'epoca di ripresa vegetativa delle macrofite acquatiche è stata differente tra le specie: la più precoce è risultata la Gliceria, che ai primi di marzo mostrava già una completa copertura fogliare dei propri bacini; analoga copertura è stata raggiunta dalle altre specie alla fine di marzo, mettendo in evidenza che la Gliceria permette, oltre ad una perfetta colonizzazione e densità di piante, anche un ciclo vegetativo di almeno un mese superiore alle altre specie presenti nell'esperimento. In maggio, tutte le specie si presentavano in eccellente rigoglio vegetativo, con altezze variabili tra 0.8 m (Gliceria) e 1.2 m (Cannuccia, Tifa, Giunco); al rilievo finale le altezze della vegetazione avevano raggiunto i 180 cm per la Gliceria i 260 cm per il Giunco, i 227 e 262 cm per la Cannuccia e la Tifa rispettivamente.

La Gliceria ha sviluppato la maggiore densità di culmi/ m^2 (533), la massima produzione areica ($2.81 \text{ kg}/\text{m}^2$) e la maggiore superficie di contatto vegetazione/acqua ($20.4 \text{ m}^2/\text{m}^3$). Le altre tre specie hanno mostrato rese non significativamente differenti tra loro, variabili tra 1.3 e $1.5 \text{ kg}/\text{m}^2$, con valori dell'indice di contatto vegetazione/acqua di 12.2 e $12.6 \text{ m}^2/\text{m}^3$ per il Giunco e la Tifa, ed un minimo di 8.5 per la Cannuccia in conseguenza del piccolo diametro dei culmi (Tab.1).

specie	Sostanza secca s.s. %	Sostanza secca Kg/m ²	Altezza media cm	Numero culmi/m ² n°	Diametro medio mm	Superficie contatto m ² /m ³	Indice copertura %
1996							
Gliceria	13.3	0.44	90	183	12	6.6	100
Giunco	27.8	0.54	152	311	6	5.8	97
Cannuccia	33.2	0.08	105	173	4	1.9	58
1997							
Gliceria	11.7	2.81	180	533	12	20.4	100
Giunco	21.4	1.30	260	296	13	12.2	100
Cannuccia	35.7	1.50	227	336	8	8.5	100
Tifa	24.1	1.45	262	75	54	12.6	100
1998							
Gliceria	21.8	2.61	138	442	10	13.9	100
Giunco	30.6	2.32	230	456	12	17.0	100
Cannuccia	42.8	2.73	311	297	7	6.4	100
Tifa	28.7	2.46	227	126	44	17.5	100
1999							
Gliceria	36.3	3.13	100	209	9	6.8	100
Giunco	38.5	2.09	217	67	9	8.6	100
Cannuccia	76.8	2.34	328	284	8	6.8	100
Tifa	49.4	1.96	280	131	33	13.5	100

Tab. 1 *Rilievi effettuati sulle macrofite acquatiche durate gli anni di prova; media dei dati raccolti nei bacini.*

I rilievi effettuati nel 1998 hanno confermato le differenti precocità di ripresa vegetativa e durata della vegetazione tra le specie a confronto. La resa della biomassa secca raccolta è risultata elevata ed abbastanza omogenea tra le specie, con valori massimi di 2.73 kg/m² di sostanza secca per la Cannuccia di palude, che aveva raggiunto un'altezza media di 311 cm ed una densità di 297 culmi/m², e minimi per il Giunco di 2.32 kg/m². Nonostante l'elevata produttività e la discreta densità di investimento evidenziata dalla Cannuccia, il suo indice di contatto vegetazione/acqua è risultato il più basso (6.4 m²/m³) come conseguenza del piccolo diametro medio dei culmi, tipico della specie (7 mm di diametro nel 1998). Tale indice, viceversa, è risultato rispettivamente, pari a 13.9, 17.0, e 17.5 per la Gliceria, il Giunco e la Tifa, per quest'ultima in virtù del maggior diametro dei culmi (44 mm) e nonostante la minore densità raggiunta (126 culmi/m²).

Nell'ultimo anno la purezza delle specie all'interno dei bacini è risultata compromessa per la forte invasività e competizione mostrata dalla Tifa e dalla Cannuccia, che hanno colonizzato gran parte degli altri bacini. I risultati riportati in Tabella 1 risentono, quindi, di tale fattore, specie per la Gliceria ed il Giunco, risultate meno competitive. Ciò ha in parte peggiorato la possibilità di analisi degli effetti delle successioni impostate all'interno dei moduli.

Effetti sulla qualità delle acque

La media delle analisi effettuate sulle acque reflue del depuratore, impiegate come influenti negli ecosistemi acquatici, ha mostrato acque relativamente poco cariche in azoto e soprattutto in fosforo e, viceversa, un'elevatissima carica microbica. Questa caratteristica dell'acqua impiegata nell'esperimento può in gran parte spiegare i moderati livelli di rimozione dei nutrienti determinati dai sistemi palustri fitodepuranti a confronto, e le buone prestazioni di abbattimento della carica microbica (Tab. 2).

parametri		1997	1998	1999
Temperatura	°C	17,37	20,17	16,48
pH		7,41	7,24	7,20
Conducibilità	mS/cm	1,14	1,01	1,03
Ossigeno disciolto	ppm	4,08	-	-
Solidi sospesi	mg/l	7,44	15,67	9,40
B.O.D.5	mg/l	5,00	4,78	1,85
Fosforo totale (come P)	mg/l	1,11	1,94	2,63
Azoto totale (come N)	mg/l	16,14	24,97	28,95
Azoto Nitrico (come N)	mg/l	6,54	19,51	24,68
Azoto Ammoniacale (come N)	mg/l	12,98	1,12	0,49
Azoto Nitroso (come N)	mg/l	0,08	0,35	0,12
Coliformi Totali	MPN/100 ml	2 937 880	727 955	402 111
Coliformi Fecali	MPN/100 ml	610 769	73 027	14 478
Streptococchi Fecali	MPN/100 ml	6 443	1 635	295
Enterococchi	MPN/100 ml	1 130	-	-

Tab. 2 *Valori medi annuali delle acque influenti dal depuratore nel periodo aprile-novembre.*

Nel 1997, il bilancio di massa, calcolato impiegando i volumi e i dati analitici puntuali delle acque influenti e di quelle effluenti dai sei moduli ecosistemici a confronto, ha mostrato rimozioni dei solidi sospesi superiori al 50% senza differenze tra i moduli, e quelle del BOD₅ variabili tra il 35 ed il 45 %, ad eccezione del modulo a monosuccessione di Cannuccia, con tempo di transito di 6 giorni che ha raggiunto rimozioni del 55%.

Il basso tenore di fosforo presente nelle acque reflue è stato abbattuto di frazioni insignificanti (<10%) dalla successione GSP, ed attorno al 10-12% da quelle PGS, TTT e PPP3; le massime rimozioni sono state a carico della fitodepurazione operata dai moduli SPG e PPP6, rispettivamente del 25 e 28%.

La successione SPG ha evidenziato le migliori prestazioni nell'abbattimento dell'azoto con una frazione rimossa pari al 45% del N totale e al 35% di quello

ammoniacale, la monosuccessione di Cannuccia con tempo di transito di 6 giorni (PPP6) ha mostrato abbattimenti di azoto leggermente inferiori, pari al 35% per l'N-totale e 30% per l'N-NH₄; le altre unità ecosistemiche a confronto con abbattimenti del 30-35% del N-totale e del 20-25% del N-NH₄ non sono risultate differenti tra loro. L'azoto nitrico è stato mediamente abbattuto del 72-75 % dai moduli con successioni di tre differenti palustri e da quello PPP3, mentre per i moduli TTT e PPP6 la rimozione è risultata attorno al 60% (Fig. 2).

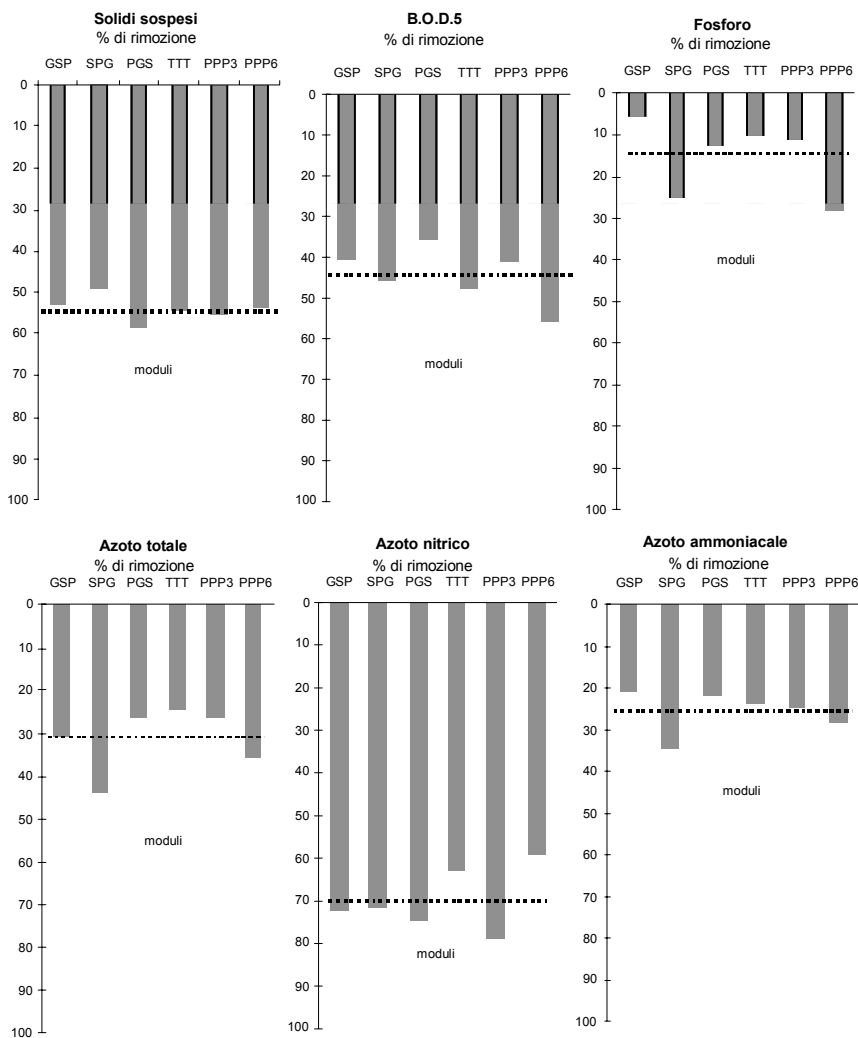


Fig. 2 Percentuale di rimozione ottenuta nei moduli fitodepuranti per alcuni parametri considerati e % di rimozione media; periodo giugno-novembre 1997.

Nel 1998, anno nel quale la vegetazione era al massimo dello sviluppo e ancora abbastanza in purezza, gli abbattimenti sono risultati analoghi a quelli dell'anno precedente evidenziando, però, in maniera più marcata, le migliori prestazioni delle successioni di tre piante palustri rispetto a quelle monospecifiche di Cannuccia e di Tifa. Infatti, le rimozioni di massa del BOD₅ dei moduli GSP, SPG e PGS sono risultate del 40-55%, quelle TTT e PP6 attorno al 35 % e quelle del modulo PPP3 di solo il 22%; l'N-totale ed il nitrico sono stati abbattuti maggiormente dai moduli con tre specie in successione rispetto a quelli di sola Tifa e sola Cannuccia con lo stesso tempo di transito, mentre solo il modulo PPP6, in virtù del tempo di ritenzione di 6 giorni, è risultato di analoga efficienza di rimozione rispetto a quello PGS, che è risultato sempre il migliore per tutti gli elementi analizzati.

Confrontando i risultati della monosuccessione di Tifa rispetto a quella di Cannuccia appare evidente come la prima sia stata sempre più efficiente della seconda (Fig.3).

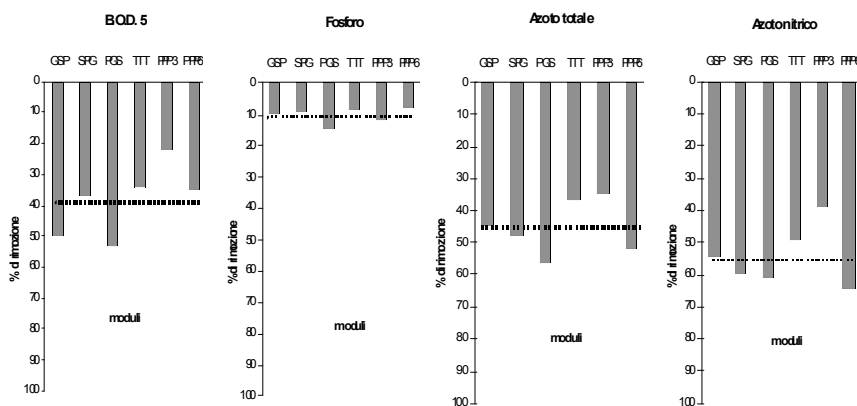


Fig. 3 Percentuale di rimozione ottenuta nei moduli di fitodepurazione per alcuni parametri considerati e % di rimozione media; periodo maggio-novembre 1998

Una parziale spiegazione dei risultati può essere data analizzando la resa, la superficie di contatto e le asportazioni di N e P osservate sul complesso dei singoli bacini costituenti i moduli (Tab 3).

MODULO	Resa s.s. Kg/m ²	Superficie di contatto (m ² /m ³)	N Kg/m ²	P Kg/m ²
GSP	2.57	9.0	4.5	0.85
SPG	2.50	12.6	4.3	0.84
PGS	2.81	14.6	4.9	0.95
TTT	2.46	17.5	2.2	0.53
PPP3	2.60	5.2	4.9	0.95
PPP6	2.63	6.7	5.0	0.96

Tab. 3 *Resa, superficie di contatto ed asportazioni da parte della vegetazione nel 1998*

La migliore rimozione del modulo PGS risulta, infatti, abbastanza correlata con la massima produzione di biomassa secca prodotta dalle tre specie costituenti il modulo, dalla conseguente maggiore asportazione di P ed N e dall'elevato indice di superficie di contatto vegetazione/acqua; le migliori prestazioni del modulo monospecifico a Tifa rispetto a quello a Cannuccia con 3 giorni di tempo di ritenzione paiono invece associate alla sua maggiore superficie di contatto piuttosto che alla maggiore rimozione di nutrienti dal sistema.

Nell'anno successivo, il 1999, pur con le perturbazioni conseguenti all'infe-stazione di Tifa e Cannuccia nei confronti delle altre specie, i moduli di maggiore complessità biologica hanno nuovamente evidenziato una maggiore efficienza nella rimozione di elementi, in particolare per quanto riguarda l'azoto (Fig.4).

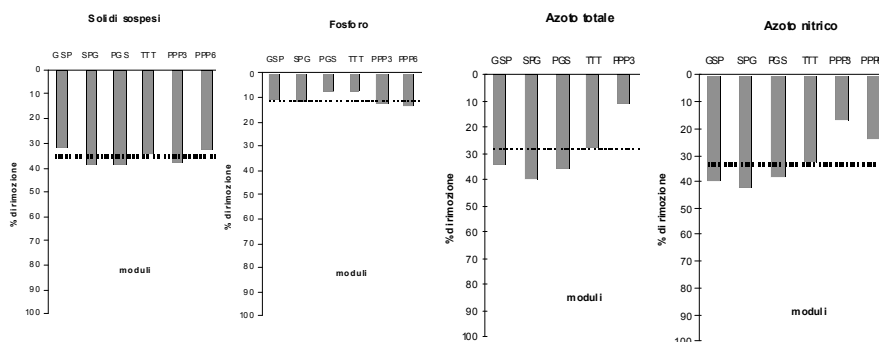


Fig.4 *Percentuale di rimozione ottenuta nei moduli di fitodepurazione per alcuni parametri considerati e % di rimozione media. (Periodo giugno-novembre 1999).*

Effetti sull'abbattimento della frazione microbica

L'efficienza nell'abbattimento dei carichi microbici è risultata in generale molto elevata. Nel 1997, da una media annua di quasi 3.000.000 coli totali/100ml delle acque reflue influenti, si è passati a valori di circa 32.000 nel

modulo SPG, di 74.000 in GSP e 89500 in PGS (-95-97%); ancora migliore è risultato l'effetto biocida delle monosuccessioni TTT, PPP3 e PPP6 che hanno fatto rilevare un numero di coli totali variabili tra i 4000 e i 7000 con rimozioni percentuali attorno al 99.8 - 99.9%.

I coliformi fecali e gli streptococchi, pur partendo da valori dell'acqua reflua ovviamente inferiori, hanno mostrato analoghi abbattimenti, evidenziando nuovamente maggiori effetti nei moduli monospecifici, ed in particolare in quello di Cannuccia con maggior tempo di ritenzione, rispetto ai moduli biologicamente più complessi. Le migliori prestazioni dei moduli interamente a Cannuccia o a Tifa non sono proseguite nei due anni successivi, probabilmente perché anche questi moduli avevano raggiunto un'elevata copertura vegetale, con mitigazione dell'effetto biocida degli ultravioletti sui batteri (Tab. 4). Nel 1998/1999 l'abbattimento della componente batterica operata dalla fitodepurazione a flusso superficiale si è mantenuta elevata, riducendo di tre ordini di grandezza il numero di batteri, senza evidenti e chiare differenze sia tra le unità ecosistemiche a confronto sia tra le due omologhe investite a Cannuccia di palude, con tempi di ritenzione differenti.

		Influente			Effluente			
Componente	u.m.	depuratore	GSP	SPG	PGS	TTT	PPP3	PPP6
1997								
Coliformi Totali	MPN/100 ml	2 937 880	74 215	31 818	89 533	4 114	5 136	7 000
Coliformi Fecali	MPN/100 ml	610 769	860	2 194	1 853	807	854	656
Streptococchi Fecali	MPN/100 ml	6 443	64	1 950	233	51	28	32
1998								
Coliformi Totali	MPN/100 ml	727 955	23 342	6 208	3 207	15 756	14 820	3 364
Coliformi Fecali	MPN/100 ml	73 027	499	470	284	283	1 524	285
Streptococchi Fecali	MPN/100 ml	1 635	180	89	105	57	79	877
1999								
Coliformi Totali	MPN/100 ml	402 111	2 038	3 350	3 141	1 349	3 520	15 050
Coliformi Fecali	MPN/100 ml	14 478	223	306	311	88	311	692
Streptococchi Fecali	MPN/100 ml	295	167	175	57	50	69	73

Tab. 4 *Effetti biocidi determinati dai moduli ecosistemici a confronto sulla componente microbica*

Influenza del tempo di ritenzione sulla rimozione dei diversi inquinanti

Utilizzando i dati analitici del periodo giugno-novembre relativi al primo bacino del modulo PGS (tempo di ritenzione di 1 giorno), del modulo PPP3 e

PPP6 si è inoltre tentato di verificare, per alcune componenti, l'efficacia fitodepurativa operata dalla Cannuccia di palude in funzione del tempo di ritenzione (Fig. 5)

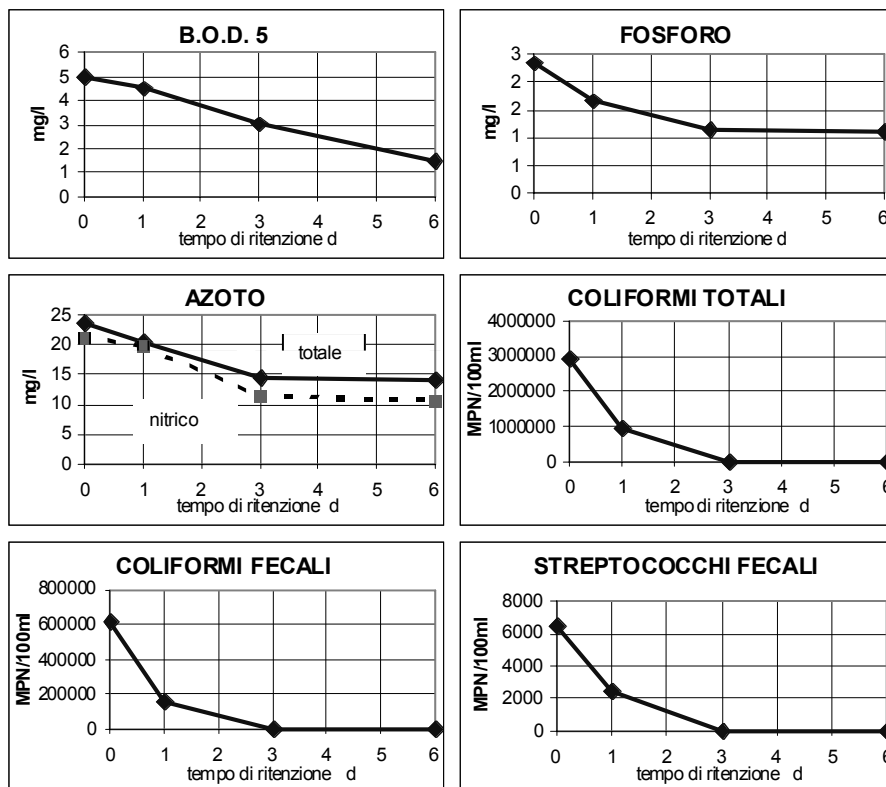


Fig.5 Abbattimento di alcune componenti del refluo in funzione del tempo di ritenzione su Cannuccia di palude

I risultati hanno evidenziato che, con i carichi delle acque reflue impiegate, un tempo di ritenzione superiore ai 3 giorni può migliorare sensibilmente solo il valore del BOD5; gli altri caratteri esaminati non hanno, infatti, evidenziato nessun abbattimento significativamente superiore nel passaggio da un tempo di ritenzione di tre giorni a quello di sei.

Asportazioni per assorbimento di nutrienti da parte della vegetazione

Nella media del triennio, le asportazioni dai moduli fitodepuranti sono state di 268.6 g/m²/anno di azoto e di 6.9 g/m²/anno di fosforo.

Dalle analisi effettuate sulla biomassa vegetale delle macrofite acquatiche presenti è stata calcolata la massa di nutrienti mediamente assorbiti dalla vegetazione per il suo sviluppo, risultata nella media del triennio pari a 26.65 g/m²/anno di N, corrispondente solo al 10% del totale di azoto rimosso dalle acque transitate, e 5.35 g/m²/anno di P, pari al 77.5% dell'abbattimento del fosforo (Tab.5).

La Gliceria ha evidenziato, rispetto alle altre specie, sia una maggiore produttività, sia un più elevato tenore di azoto e fosforo presenti nell'apparato aereo, con un'asportazione di azoto di 45.6 g/m²/anno, quasi triplo di quello della Tifa, e 8.7 g/m²/anno di fosforo, quasi doppio della media delle altre tre specie; per questa interessante macrofita acquatica, quindi, la componente di assorbimento sull'abbattimento complessivo dei nutrienti è risultata del 17% per l'azoto e superiore al totale medio rimosso per il fosforo.

Specie	Sostanza secca Kg/m ²	N % s.s.	P % s.s.	N asportato g/m ² /anno	P asportato g/m ² /anno
Parte epigea					
Gliceria	2.85	1.6	0.31	45.6	8.7
Giunco	1.90	1.0	0.24	19.0	4.6
Cannuccia	2.19	1.2	0.19	26.3	4.2
Tifa	1.96	0.8	0.20	15.7	3.9
Parte ipogea					
Cannuccia	3.38	1.5	0.27	50.7	9.1
Tifa	1.99	1.8	0.46	35.8	9.2

Tab. 5 *Produzione areica delle macrofite acquatiche e relativo assorbimento di nutrienti; media del triennio 97-99.*

Nell'ultimo anno dell'esperimento, infine, sono stati condotti rilievi sugli apparati radicali di Cannuccia e Tifa. Essi hanno permesso di verificare che la biomassa secca prodotta dai rizomi e dalle radici di Cannuccia (maggiormente concentrate nei primi 20-30 cm di profondità), è superiore a quella dell'apparato fogliare, con asportazioni di azoto e fosforo praticamente doppie di quelle ad opera delle strutture vegetali aeree; la Tifa, invece, ha mostrato una produzione areica ipogea concentrata nei primi 10-15 cm di profondità, con una biomassa secca equivalente a quella epigea, ma con asportazioni più che doppie di azoto e fosforo; tali valori confermano le osservazioni di altri autori (Giardini *et al.*, 1999, Borin *et al.* 1999).

Conclusioni

L'esperienza ha permesso di verificare che i sistemi fitodepuranti a flusso superficiale posti a confronto hanno determinato abbattimenti mediamente meno elevati rispetto a quelli riportati in bibliografia (Kadlec e Knight, 1996), ma ha in parte confermato che una maggiore biodiversità, indotta dalla successione di più macrofite, risulta in grado di migliorare il rendimento depurativo del sistema acquatico. La presenza di più specie introdotte artificialmente con i trapianti è risultata però abbastanza aleatoria: le macrofite più competitive nelle specifiche condizioni pedoclimatiche, idriche e gestionali infatti, sembrano in grado di portare ad una minore complessità biologica nel giro di pochi anni. Anche il più lungo tempo di ritenzione messo a confronto non è parso in grado di migliorare il rendimento in maniera molto significativa. Particolarmente interessante sono risultati produttività, elevato contatto acqua/vegetazione ed elevata assimilazione della Gliceria, che potrebbe essere prevista nei sistemi acquatici gestiti con rimozione annuale della biomassa per la facilità di sfalcio meccanizzato della sua vegetazione completamente erbacea non lignificata.

I migliori risultati ottenuti sono stati a carico della componente microbica per la quale, anche con soli tre giorni di tempo di ritenzione e nonostante il basso rapporto A.E./superficie, sono stati ottenuti abbattimenti numerici pari a tre ordini di grandezza.

I sistemi a flusso superficiale paiono quindi molto utili come terziari, per l'implementazione oggi necessaria al miglioramento dell'efficienza di piccoli e medi depuratori tradizionali.

Finanziatore

La ricerca è stata finanziata nell'ambito degli interventi strutturali comunitari della Regione Emilia-Romagna, Obiettivo 5b, misura 7, "Ricerca e sperimentazione per le zone umide".

Bibliografia

Ansola, G., Fernandèz, C., Del Luis, E., 1995. *Removal of nutrients and organic matter from urban wastewater by using an experimental constructed wetland*. Atti del seminario: Natural and constructed wetlands for wastewater treatments and reuse. Perugia.pp 11-18.

Giardini, L., Borin, M., Bonaiti, G., 1999. Studio agronomico di *Phragmites*

australis ai fini della fitodepurazione. Atti del 33° convegno annuale S.I.A. – “Le colture non alimentari” - Padova, 20-23 settembre 1999.

Borin, M., Giardini, L., Bonaiti, G., Saoncella, C., 1999. Studio agronomico di *Typha latifolia* L. ai fini della fitodepurazione. Atti del 33° convegno annuale S.I.A. – “Le colture non alimentari” - Padova, 20-23 settembre 1999.

Kadlec, R.H., Knight, R.L., 1996. *Treatment wetlands*. Lewis Publisher CRC Press, Florida.

HYBRID SYSTEMS AND VF SYSTEMS FOR NITROGEN REMOVAL

Christoph Platzer

Introduction

After solving the problem of organic removal in subsurface flow wetlands (SSFW), research of the last years has concentrated on finding dimensioning criteria for removal of nutrients.

This paper presents the results of a wide range of vertical (VF) and horizontal flow (HF) plants, citing “normal” plants and “research” plants. Sizing methods for nitrification and denitrification are discussed.

The results in this paper do refer to SSFW where the filter material is sand. They do not apply to gravel nor to soil based filters. Gravel or soil filters show completely different hydraulic behaviors and therefore can not be compared with the conditions in sand filter SSFWs.

Database for nitrification and denitrification

In the last years several studies about the elimination characteristics of SSFWs have been developed. The study of Kunst & Flasche (1995) involved more than 300 plants (almost all plants < 50 p.e.) in Lower Saxonia, Germany. The results are based on the normal operational analyses. In 2000 has been done a follow up of this study by Kunst & Kasyer (2000) which led almost to the same results.

The latest study of Geller & Höner (2002) is based on the results of 62 plants. The plants were evaluated by experienced wetland specialists. Therefore the data can be considered as one of the most reliable sources available. They analyzed 62 plants of which 40 % were HFBs, 49% were VFBs and 11 % were Hybrid plants (combination VFB- HFB). The plants had a minimum size of 50 p.e and one evaluation criteria was a functioning of the plant of more than 3 years in order to guarantee realistic results.

Table 1 shows a comparison of these studies. Advanced nitrification can be observed in the case of the VFBs. The $\text{NH}_4\text{-N}$ effluent concentration were lower or equal to 10 mg/l. The larger plants showed the lower effluent results (about 7 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$). The Ammonia effluent concentrations of the HFBs were significantly higher (22 – 36 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$), again the larger plants showed the lower concentrations. Concerning the Nitrate effluent the situation is almost reversed.

The VFBs show concentrations of 21 – 65 mg NO₃-N/l, whereas the HFBs show results of 3 – 7 mg NO₃-N/l.

The conclusion is, that nitrification in HFBs is significantly lower. Whereas the elimination (denitrification) in the HFBs is much more complete than in the VFBs. The reason is a limited oxygen transfer in HFBs, while well functioning VFBs show a well aerated soil, therefore only part of the formed Nitrate is denitrified. The removal of organic compounds is generally good, but again it can be observed that the larger plants are more effective than the smaller plants, an aspect which will be discussed later.

	COD (mg/l)	NH ₄ -N (mg/l)	NO ₃ -N (mg/l)
HFBs			
Geller et al. (2002)	63	22	3
Kunst & Kasyer (2000)	90	30	5
Kunst & Flasche (1995)	103	36	7
VFBs			
Geller et al. (2002)	54	7	21
Kunst & Kasyer (2000)	70	10	40
Kunst & Flasche (1995)	69	10	65

Tab.1 *Effluent results of HFBs and VFBs in Germany*

The monitoring results showed that fully nitrification can only be achieved in VFBs. Due to their high purification capacity concerning organic load and nitrification VFBs were a kind of “top of the art” during the last years. Being operated properly the beds proved to have very high purification rates (Cooper et al., 1996; Laber et al. (1996), Platzer, 1996; Felde v. & Kunst, 1996; Bahlo, 1997). In cases where a controlled nitrification is necessary today only VFBs are used.

Nitrification experiments in VFBs

Concerning dimensioning nitrification in VFBs the experiences by Cooper et al. (1996) were an important starting point. They reported good nitrification results with very high ammonia loading up to 48 g NH₄-N/m²,d (three beds in rest) in tertiary treatment with BOD₅ influent concentrations below 30 mg/l. Unfortunately the experimental site was operated only a couple of years, therefore there is a lack of information about long-term performance with these loads. Based on these experiments and theoretical approaches Cooper (1998) developed a dimensioning for nitrification in VFBs. It is based on oxygen demand. A similar approach was developed by Platzer (1998a). The monitoring program

carried out by him showed an almost complete nitrification using loadings below 6.5 g TKN/m²,d (figure 1, results of Liessen < 6.5 g TKN/m²,d) and guaranteeing a sufficient oxygen supply. In 95 % of the samples the effluent concentrations were below 10 mg NH₄-N/l. When using much higher concentrations but almost the same TKN loadings, nitrification was incomplete (Figure 1, results of Merzdorf > 10 °). As a result of his work he draw the conclusion that oxygen demand and oxygen input have to be calculated in order to achieve complete nitrification. Therefore experiments concerning the Oxygen input (OI) were carried out. The experiments are described in full extension in Platzer (1998b).

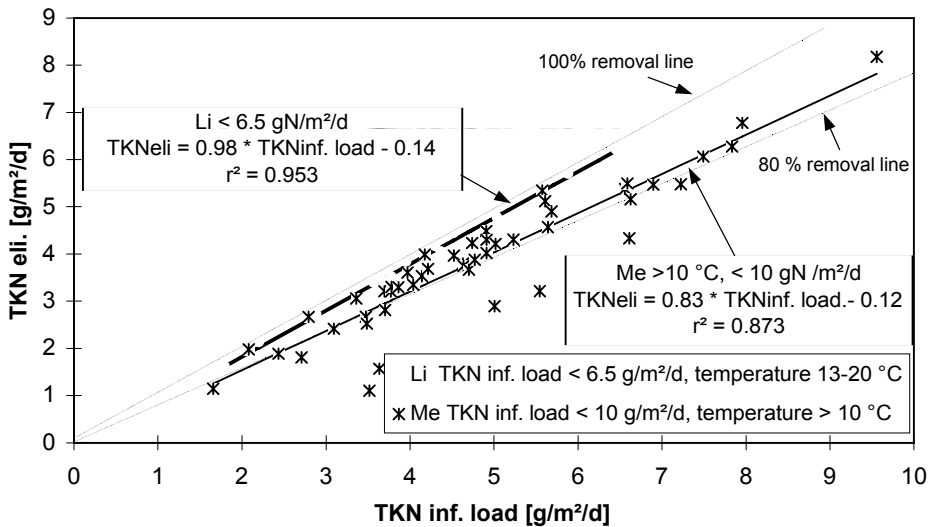


Fig. 1 Straight-line relationships for different TKN loading conditions at two ersearch plants: Merzdorf (Me) and Liessen (Li)

The total oxygen input (OI) has to be higher than the oxygen demand (OD). The resulting dimensioning criterion is fairly simple. It is expressed in Equation 1.

$$\text{OI by diffusion} + \text{OI by convection} - \text{OD} > 0 \text{ [g/d]} \quad (1)$$

The oxygen demand results in Equation (2)

$$\text{Oxygen demand (OD) [g/d]} = (0.85 \cdot 0.7 \cdot \text{CSBin} \text{ [g/d]} + 4.3 \cdot \text{TKNinf} \text{ [g/d]} - 0.1 \cdot 2.9 \cdot \text{TKNinf} \text{ [g/d]}) \quad (2)$$

The equation is based on a COD removal of 85 % with an oxygen consumption of 0.7 g O₂/g COD. For nitrification the OD is calculated with 4.3 g O₂/g TKN. Recovery of oxygen from denitrification was calculated with 2.9 g O₂/g NO₃-N_{denitrified} assuming a denitrification of 10%. In cases of wastewater with very low organic load this term has to be omitted. The equation has been used by a number of other authors and proven to be a sufficient approach (concerning limitations of the assumptions see discussion of alternative nitrogen elimination below)

The oxygen input (OI) in VFBs is the sum of input by diffusion and convection.

Due to experiments the OI by diffusion is calculated with 1 g O₂/m².h, based on an estimation of 3,5·10⁻³ cm²/s for the diffusion coefficient considering a diffusion distance of 30 cm. Platzers approach to calculate the oxygen input was critically analyzed by Kayser (2003). She carried out experiments in soil columns keeping the hydraulic load the same but increasing the concentration. As the nitrification took place although the oxygen balance after Platzer was extremely negative, she draw the conclusion that the OI by convection was over estimated and the OI by diffusion heavily underestimated. Concerning the OI by diffusion I do agree with her because the diffusion distance on which was based the assumption was rated with 30 cm. As Kayser (2003) was able to show that the degradation was almost complete after 5 cm, I think the above mentioned distance or diffusion could be shortened to 5 cm. This results in an elevation of the OI by diffusion by factor 6. Unfortunately Kayser did not come to a new assumption, therefore I propose to alternate the OI by diffusion as mentioned.

OI by diffusion can not take place in a period of about 1.5 hours after each puls loading of the bed. This time of water saturation after a pulse loading has to be subtracted from the time between two pulses. Therefore the maximum input by diffusion depends on the number of loadings.

The alternated input by diffusion can be calculated with Equation 3.

$$\text{OI by diffusion [g/d]} = 6 [\text{g O}_2/(\text{h}\cdot\text{m}^2)] \cdot \text{bed area [m}^2] \cdot (24 [\text{h}] - 1.5 [\text{h}] \cdot \text{number of loadings}) \quad (3)$$

The OI by convection is calculated by the hydraulic load. For short periods of application and infiltration (< 10 min) it can be calculated that each liter of wastewater leaving the filter causes a suction of 1 liter of air into the soil. Concerning the OI by convection Luckner et al. (1998) and Kayser (2003) do not agree with Platzer. They mention that part of the air which entered the soil, leaves the soil bubbling up through the water front. This is the case, but it does

not change any because the theory is based on the observation that *each liter of wastewater leaving the filter causes a suction of 1 liter of air into the soil*. The theory is not related to the wastewater entering the soil. This is a very simple assumption proven by experiments shown in Platzer (1998b) and has not yet been proven to be wrong. As the air contains 300 mg O₂/l, the input by convection can be calculated easily (Equation 4)

$$\text{OI by convection [g/d]} = 0.3 \text{ [g O}_2\text{/l]} \cdot \text{vol. water applied [m}^3\text{/d]} \cdot 1000 \text{ [l/m}^3\text{]} \quad (4)$$

It has to be taken into account that this equation can not be used if application and infiltration take place over longer periods of time. In this case the wastewater leaving the filter during application has to be subtracted from the total water applied. Especially in cases of light soil clogging this is an extremely aspect to be considered.

In total the role of the OI by diffusion seems to be more important than estimated.

In most cases of treating secondary municipal wastewater the oxygen input will not be the limiting factor for the nitrification in VFBs. The most critical aspect is the organic load or total solids load which could lead to soil clogging and therefore to a reduction in soil aeration, by this accelerating the clogging process (see Rustige 2003 in these proceedings)

Kayser (2003) showed clearly that the nitrification capacity normally is not the limiting factor in VFBs as well. In the above mentioned soil column tests she observed some decline in the nitrification capacity, only above 11 g NH₄-N/m²,d in a sand with low CaCO₃ content. This do to the lowering of the pH which inhibited the nitrification. In a soil column were she used a CaCO₃ rich sand, nitrification was not negatively influenced up to 43 g TKN /m²,d (Kayser 2003). Platzer postulated an upper limit for nitrification dimensioning in VFBs of 6.5 g TKN /m²,d, concerning the experiments by Kayser, the limitation should alternated to 11 g TKN /m²,d if no tests concerning the buffer capacity of the sand are carried out.

All mentioned results are valid for wastewater temperatures above 10 °C. Below this Kayser (2003) and Platzer (1998b) observed a decline due to reduced bacterial activity.

Kayser (2003) concludes that the hydraulic load in winter conditions should not exceed 80 mm/d whereas in summer conditions a medium hydraulic load can be about 130 mm/d. A important advantage of VFBs in respect to other processes is the flexibility against high hydraulic peaks. Platzer (1998) and Kayser (2003) reported no negative influence on nitrification up to hydraulic peaks of

about 230 – 250 mm/d.

Usually the relevant dimensioning criterions concerning nitrification for wetlands treating municipal wastewater are the long-term loads for organic compounds and suspended solids (Platzer & Mauch 1996, Winter & Götz 2002). For further details see Rustige (2003) in these proceedings.

For Mediterranean countries it is important to mention that mild winters without periods below zero could result in a dimensioning which is closer to the mentioned summer conditions than to the winter conditions. In Brazil some plant designers build their VF plants with very high loadings but unfortunately there are no reliable analyses available.

Concerning the bed depth the results of Rustige & Platzer (2002) and Kayser (2003) proved that 50 cm of sand are a sufficient depth. Kayser (2003) found that the elimination of organic compounds but as well *the nitrification takes place in the upper 5 cm !! of the bed*. Only under very high loading or cold temperatures the removal zone got down to 30 cm.

Some authors use k-values for nitrification purposes (Sikora et al. 1994, Hosomi et al. 1995). The use of k-values for the description of nitrification is very questionable. The "Kickuth Equation", developed out of the Monod kinetics, was developed for reactions of 1st order. As the nitrification process in conventional wastewater treatment is usually of zero order, *the Equation can not be used*. Furthermore the extreme simplification of the Monod kinetics into one parameter has to be questioned. The k-value implies kinetic parameters (maximum growth of bacteria, yield coefficient) planning parameters (soil substrate, pore volume, bed depth) and operational parameters (temperature, oxygen supply). Therefore every plant has its "own" k-value, which is not very helpful for dimensioning purposes.

Denitrification experiments in VFBs

Denitrification in VFBs in well aerated, well functioning VFBs is about 20 to 40 % (Laber et al. 1996, Bahlo 1997, Platzer 1998b, Rustige & Platzer 2002, Kayser 2003). Higher denitrification rates indicate a poor soil aeration and typically result in a decline of nitrification (Platzer 1998b, Rustige & Platzer 2002, Kayser 2003), later often resulting in soil clogging.

There has been a significant amount of attempts to enhance denitrification in VFBs. Besides a rather classic approach of pre-denitrification, all other attempts failed.

Pre-denitrification

Using a pre-denitrification for VFBs a sufficient contact time of wastewater and biomass of denitrifiers has to be guaranteed. In this case the pre-denitrification in VFBs can be dimensioned as the classic pre-denitrification process in activated sludge plants (Equation 5).

$$n_{DN} = 1 - 1/(1+RV) \quad (5)$$

RV = recirculation rate in relation to the influent volume

n_{DN} = elimination rate for nitrogen

This process was tested for septic tanks by Bahlo (1997), Laber et al. (1996), Rustige (1997) and Rustige & Platzer (2002). Figure 2 shows the results of these publications concerning pre-denitrification. It can be observed that equation 5 underestimates the denitrification results in most cases. Up to a recirculation rate of 200 % the results are usually significantly higher due to the denitrification capacity of the VFBs.

Schleypen (1993) and the Bayrische Landesamt (1996) proved the applicability of ponds as a method for pre-denitrification.

In cases of high strength wastewaters concerning nitrogen, the use of a pre-denitrification is not sufficient. In this case the pre-denitrification has to be combined with an post-denitrification resulting in Hybrid systems.

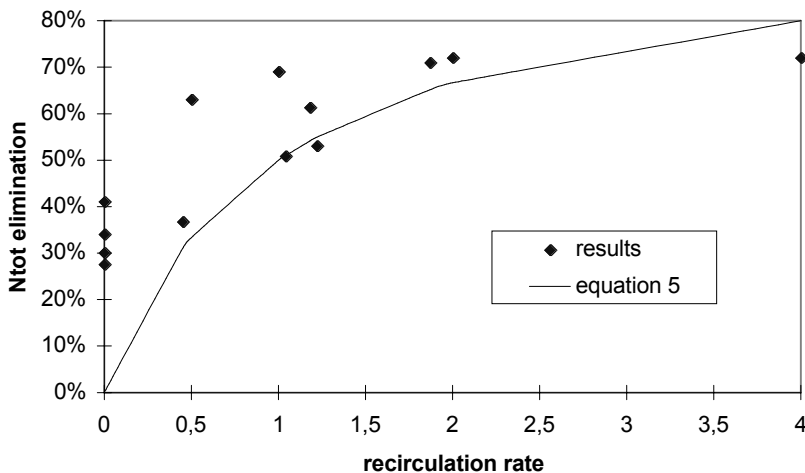


Fig. 2 Recirculation rate for pre-denitrification

Failed attempts to enhance denitrification in VFBs

As there are a lot of ideas which failed but are repeated in literature over the years I will mention some of the experiments.

One of the most mentioned approaches is to dam up the lower part of a VFB in order to provoke anoxic conditions. The results by Pogade (1993), Schlegel & Mertens (1994) and Laber et al. (1996) showed that damming up the beds did not have the expected results due to the lack of a carbon source.

Some people do introduce straw during the construction phase to guarantee a carbon source until the roots have grown significantly. This approach does not work out for three reasons. First of all, even with a full established reed bed there is not enough carbon through root release to denitrify the nitrate in a well functioning VFB. Second the carbon will be released mostly in the upper part of a VFB, therefore in the well aerated part of the bed. Third, the straw will decompose rapidly not helping in the longer run.

Platzer (1998b) tried to establish operational conditions which allow to gain high denitrification rates still guaranteeing a reasonable nitrification. The idea was to overload the beds in a manner that causes light soil clogging, therefore causing reduced soil aeration, by this provoking alternative pathways of nitrification and denitrification (see below). Although this was possible for short periods, all experiments led to a severe soil clogging, needing very long resting periods to restore hydraulic conductivity. It was not able to get steady state conditions.

Another approach was the introduction of a material with a high cation exchange capacity in the bed. Based on the papers of Bouwer et al. i. ex. (1980) I tried to enhance nitrification followed by denitrification by mixing in 5 % of Benotnit to the upper 30 cm of a VFB. During the first year of operation the results were very promising, achieving high nitrification rates and good denitrification. The beds did show better results than the regular sand VFBs. After the first year there was a severe decline in water conductivity resulting in reduced nitrification capacity. Even long resting periods did not restore the hydraulic capacity in a sufficient way. The experiments are summarized in Platzer (1998b).

Hybrid systems

With rising interest in nitrogen removal there has been a growing interest in combined or hybrid systems. In these systems the advantages and disadvantages of HFB and VFB can be combined to complement each other. Some design approaches have been made using such combinations all do have advantages and disadvantages (s. table 2)


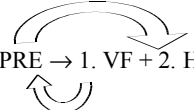

In Germany the most used combination is shown in figure 3. The basic idea of this concept is to achieve the removal of organic compounds and a nitrification in the vertical flow bed and a denitrification in the horizontal flow bed.

Post-denitrification

Platzer (1998) postulated a very simple dimensioning of post-denitrification. His results showed an elimination of 80% for nitrified nitrogen in the HFBs. These results were achieved as well at very low C/N ratios (< 0.7) (Platzer 1996).

For dimensioning purposes he proposed to use an elimination of $0.65 \text{ gN/m}^2 \cdot \text{d}$ with a load of $1 \text{ gN/m}^2 \cdot \text{d}$. Therefore the $N_{\text{nitrified}}$ in g in the influent of the HFB equals the necessary area in square meters (Equation 6).

$$\text{Necessary bed area [m}^2\text{]} = \text{influent } N_{\text{tot}}\text{-load to the HFB [g/d]} / 1 \text{ [g/(m}^2 \cdot \text{d)]} \quad (6)$$

Var.	Filter-combination	Effect	Disadvantage
(I)	PRE \rightarrow 1. VF + 2. HF	1. nitrification and 2. denitrification and pathogen removal	possible lack of C-source in the HF
(II)	PRE \rightarrow 1. VF + 2. HF 	as (I) including pre-denitrification	possible lack of C-source in the HF
(III)	 PRE \rightarrow 1. VF + 2. HF	as (II) including bypass of the VF to enhance post denitrification	beside the organic C, Ammonia is introduced in the second stage
(IV)	PRE \rightarrow 1. HF + 2. VF	1. carbon removal 2. nitrification	larger HF areas than in (I) necessary, very limited denitrification
(V)	PRE \rightarrow 1. HF + 2. VF 	As (IV) including Pre-denitrification	recirculation over the HF results in very large areas of the HF due to hydraulic limitations

Tab. 2 *Combinations for Hybrid systems, effects and disadvantages*

Rustige & Platzer used this equation for dimensioning purposes of a plant with very high restrictions concerning total N removal. The results showed a lack of carbon leading to higher nitrate levels than expected. Due to this a raw water bypass of 25% was installed. This led to significantly lower total N concentrations ($6 - 14 \text{ mg/l}$) without raising the organic concentrations in the effluent ($\text{DOC } 26 - 30 \text{ mg/l}$) (Rustige & Platzer 2002). Therefore the equation 6 has

to be questioned, but obviously the dimensioning offers enough security to treat even a part of the raw water. The aspect needs further research in order to minimize the area of the HFBs. Because equation 6 leads to fairly large HFBs.

In France Boutin et al. (2000) used a VFB – HFB combination as well and compared it with a double VFB (standard French system).

Another design approach was made by Johansen and Brix (1996), who used a large HFB for organic removal and partial nitrification, followed by a small VFB for nitrification. For denitrification purposes they proposed a recirculation to the HFB. This concept was built several times in Poland.

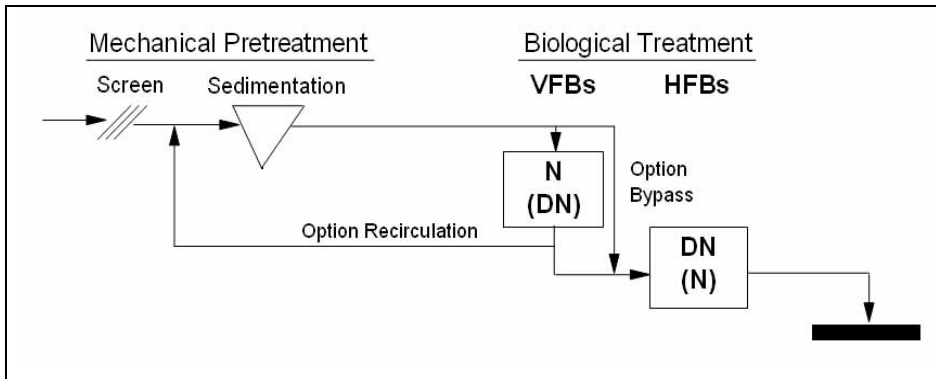


Fig. 3 Flow scheme of a hybrid system

Alternative nitrogen transformations

Alternative nitrogen transformations have been the target of many researchers in technical wastewater treatment plants. The reason for the interest in alternative ways of nitrification and denitrification is the reduced oxygen consumption for nitrification and C consumption for denitrification. The alternative pathways concerning wetlands are discussed in Platzer (1998b).

The “normal” nitrification process is autotrophic the process needs about 4,3 g O₂/g NH₄-N. It is well known that heterotrophic nitrification exists, but under normal conditions in wastewater treatment plants the process is insignificant (Laurent 1971, Schlegel 1985, Reinheimer et al. 1988). As wetlands are extremely low loaded systems, growth conditions for heterotrophic nitrifiers are good. Hoffmann (1990, 1992) mentioned strong *heterotrophic nitrification* in his experiments. We found strong hints for heterotrophic nitrification doing a comparison of nitrification activity with or without C-source (Platzer 1998b) (s. figure 4).

Normally all nitrified N in the heterotrophic tests was denitrified as well. We

observed a denitrification of about 40 %. First we thought of experimental problems as the tests were carried out under completely aerobic conditions in a shaker. Analyzing literature we found other researchers who did report the same observations. Hoffmann (1992) reported it for tests with sludge mineralization beds, Hulsbeek (1995) in regular wastewater tests. An explanation is given by Zart et al. (1996). They describe various pathways of aerobic denitrification which is used by bacteria under limited Oxygen conditions, “saving” Oxygen by passing the electrons of Ammoniaoxidation not to Oxygen but to the Nitrite, the process only needs about 3,2 g O₂/ g NH₄-N. Zart et al. were able to prove that for some bacterial cultures the process continued under aerobic conditions.

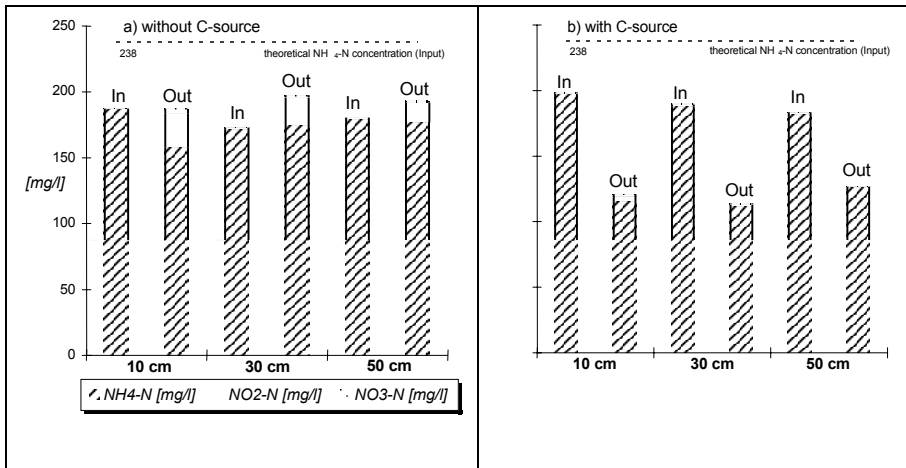


Fig. 4 Massbalance of a nitrification activity experiment under a) autotrophic (without C-source) and b) heterotrophic conditions (with C-source)

The observations explain the denitrification in VFBs although VFB are well aerated systems. They explain as well why nitrification still takes place even though the oxygen mass balance indicates an oxygen deficit and why nitrification takes place at the same moment as organic removal.

Up to now I do not have knowledge of a study determining a balance of heterotrophic nitrifiers and alternative pathways for nitrification in VFBs and their significance for the whole nitrification process. It is a rather difficult task as CW are living systems which can not be transported to laboratory. Even than the normal fail. We had to adopt the experimental method for our purposes (Platzer 1998b). But concluding from our experiments considering the results reported in literature, I assume that the heterotrophic nitrification and alternative pathways for nitrification and denitrification play an important role in CW.

Conclusions

Summarizing the observations the situation for nitrogen transformation in CW and by summarized as follows:

- For nitrification purposes the implantation of VFBs is necessary.
- Well aerated VFBs do offer sufficient nitrification capacity when dimensioned in order to prevent soil clogging. For this purpose systems larger than 50 p.e. should always be build in four compartments in order to be able to rest one bed.
- In cases of high Ammonia concentrations the oxygen balance has to be controlled using the above mentioned equations
- VFBs are a very good possibility to upgrade small existing treatment plants which have to be adopted to nitrification, in this case the oxygen balance calculation has to be used as well.
- Up to 65 – 70% TN (total Nitrogen) removal can be obtained by doing a recirculation in to the pre-treatment.
- Other methods to improve denitrification in VFBs have not proven to be effective.
- For very high effluent standards VFBs should be used together with HFBs, the so called Hybrid systems. In dimensioning Hybrid systems it is recommendable to have a possibility to bypass the VFBs with part of the water in order to get a better carbon supply in the horizontal flow beds. A bypass of 25 % can be installed without negative influence for the effluent concentrations concerning organic compounds, on the other hand lowering significantly the TN concentrations.
- Alternative pathways for nitrification do play an important role in VFBs and HFBs. Up to now it is not possible to use this knowledge for dimensioning purposes. Therefore all dimensioning has to be done considering „normal“ nitrification and denitrification, knowing that the alternative processes give a little more security in dimensioning.

References

Bahlo, K. (1997). *Reinigungsleistung und Bemessung von vertikal durchströmten Bodenfiltern mit Abwasserrezirkulation*. Dissertation am Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Hannover. Hannover.

Bayrisches Landesamt (1996). *Kostenbewußte Abwasserentsorgung*. Informationsberichte des Bayrischen Landesamtes für Wasserwirtschaft. Heft

2/96. Bayrisches Landesamt für Wasserwirtschaft.

Boutin, C. Esser, D., Liénard, A., Molle, P. (2000) *Reed Bed filters: last years development*, unpublished correspondence

Bouwer H.; Rice R.C.; Lance, J.C. & Gilbert, R.G. (1980). Rapid-infiltration research at Flushing Meadows Projekt, Arizona. *Journal Water Pollution Control Federation* **52**. 2457-2469.

Cooper, P. F.; Smith, M. & Maynard, H. (1996). The Design and Performance of a Nitrifying Vertical-Flow Reed Bed Treatment System. in: *Proceedings of the 5th IAWQ Conference on Wetland Systems in Water Poll. Control*. Wien.

Felde v., K. & Kunst, S. (1996). N- and COD-Removal in Vertical-flow Systems in: *Proceedings of the 5th IAWQ Conference on Wetland Systems in Water Poll. Control*. Wien.

Geller, G. & Höner, G. (2002): *Anwenderhandbuch Bewachsene Bodenfilter mit CD-Rom - Evaluation von bewachsenen Bodenfiltern im deutschsprachigen Raum und Hinweise zum Qualitätsmanagement*, AZ 14178-09. - Ingenieur-büro Ökolog Geller und Partner, Augsburg, – Report AZ 14178-01, Deutsche Bundesstiftung Umwelt

Hofmann, K. (1990). The use of phragmites in sewage sludge treatment *Constructed wetlands in water pollution control*. in: Cooper, P. F. & Findlater, B. C. (ed.), *Constructed Wetlands in Water Pollution Control, Proceedings of the International Conference on the Use of Constructed wetlands in Cambridge*, Pergamon press, Oxford, New York, Tokyo

Hofmann, K. (1992). *Entwässerung und Vererdung von Klärschlamm in Schilfbeeten* (Dissertation). Eberhard-Karls-Universität Tübingen, Fakultät für Biologie.

Hosomi, M; Kisaka, K.; Nakagawa, Y.; Yumiri, M. & Murakami, A. (1995). Three-Year Treatment Performance of Reed Filter Bed Systems Used for Domestic Wastewater and Secondary Effluent. in: *Preprints of an international IAWQ seminar on Natural and Constructed Wetlands for Wastewater Treatments and Reuse*. 26.-28.10.1995. Perugia

Hulsbeek, J. (1995). *Bestimmung von Parametern zur Beschreibung der Prozesse bei der biologischen Stickstoff- und Phosphorentfernung in Abwasserreinigungsanlagen*. Schriftenreihe des ISAH Heft 90. Universität Hannover.

Johansen, N; Brix, H. (1996) *Design Criteria for a two-stage constructed wetland* in: Proceedings of the 5th IAWQ Conference on Wetland Systems in Water Poll. Control. Wien.

Kayser K. (2003) Nitrifikation in Teich-Bodenfilteranlagen Diss. ISAH at the University Hannover, (in Press)

Kunst, S. & Flasche, K. (1995). *Untersuchungen zur Betriebssicherheit und Reinigungsleistung von Kleinkläranlagen mit besonderer Berücksichtigung der bewachsenen Bodenfilter*. Forschungsvorhaben AZ 32-201-00091. Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik. Universität Hannover. Hannover.

Kunst S. & Kayser K (2000) Leistungsfähigkeit von Kleinkläranlagen. *Konzepte zur Abwasserbehndlung im ländlichen Raum*. Schriftenreihe Kommunale Umweltaktion U.A.N. Hannover (36)

Laber, J.; Perfler, R. & Haberl, R. (1996). Two Strategies for Advanced Nitrogen Elimination in Vertical-flow Constructed Wetlands. in: *Proceedings of the 5th IAWQ Conference on Wetland Systems in Water Pollution Control*. 15.-19.09.1996. Wien.

Laurent, M. (1975). *La nitrification autotrophe et heterotrophe dan les écosystèmes aquatiquea*. Ann. Inst. Pasteur **121**

Luckner L. Lützner, K. & Müller, V. (1998) *Theoretische Grundlagen zur Bemessung von Pflanzenkläranlagen*.Dresdener Berichte Bd. 12 p 19 - 46

Platzer, Chr. (1996). Enhanced nitrogen elimination in subsurface flow artificial wetlands - a multi stage concept. in: *Proceedings of the 5th IAWQ Conference on Wetland Systems in Wa.t Poll. Control*. Wien.

Platzer, Chr. (1998a). *Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification*. In: Proceedings – 6th Int. Conf. on Wetland Systems for Water Pollution Control. Sep 27th to Oct 2nd 1998, São Pedro, Brazil.

Platzer, Chr. (1998b). *Entwicklung eines Bemessungsansatzes zur Stickstoffelimination in Pflanzenkläranlagen*. Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft Nr. 6, TU Berlin, Fachbereich 6

Platzer, Chr. & Mauch, K. (1997). Soil Clogging in Vertical-flow Reed Beds - Mechanismns, Parameters, Consequences and Solutions?. *Wat. Sci. Tech.* Vol 35, No. 5. pp 175-181.

Pogade, F. (1993). *Untersuchungen zur Denitrifikation in einer Pflanzenkläranlage*. unveröffentlichte Diplomarbeit, Technische Universität Berlin, FG Siedlungswasserwirtschaft.

Rheinheimer, G.; Hegemann, W.; Raff J. & Sekoulov I. (Hrsg.) (1988). *Stickstoffkreislauf im Wasser*, München, Wien: Oldenbourg.

Rustige, H. (1997). Zwischenbericht zur Untersuchung der Pflanzenkläranlage "Drei Eichen". (unpublished)

Rustige H. (2003) Constructed Wetlands in Germany – Technology and Experiences, these proceedings.

Rustige, H & Platzer, Chr. (2002) Pflanzenkläranlagen im Einzugsgebiet stehender Oberflächengewässer AZ 14178-06 – Akut Umweltschutz Ingenieurgesellschaft Biesenthal, – Report AZ 14178-01, Deutsche Bundesstiftung Umwelt

Schlegel, H. G. (1985). *Allgemeine Mikrobiologie*, 6., überarbeitete Auflage. Stuttgart, New York: Thieme.

Schlegel, S. & Mehrrens, J. (1994). *Optimierung der Nitrifikation an einer Pflanzenkläranlage*. unveröffentlichte Projektarbeit. Technische Universität Berlin, FG Siedlungswasserwirtschaft.

Schleypen, P. (1993). Advanced Wastewater Treatment Plants Lagoons Combined with Biological Contactors. in: *2nd International Specialized Conference on Upgrading of Wastewater Treatment Plants*. Berlin, 21 - 24.09.1993. 33-41

Sikora, F. J.; Tong, Z.; Behrends L. L.; Steinberg, S. L.; Coonrod, H. S. &

Softley, L. G. (1994). Ammonium and Phosphorus Removal in Constructed Wetlands with Recirculating Subsurface Flow: Removal Rates and Mechanisms. in: *Proceedings of the 4th IAWQ Conference on Wetland Systems in Water Pollution Control*, 6.-10.11.1994, Guangzhou.

Wang, J.; Shi, J. Huang, S. & Huang, Y. (1996). The optimal C/N Experimental Study of Nitrogen Removal in Constructed Wetlands. in: *Preprints of the 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, September 1996, Wien.

Winter, K. and Götz, D. (2002): "The impact of sewage composition on the soil clogging phenomena of vertical flow reed beds", *8th Intern. Conf. On Wetland Systems for Water Pollution Control*, pp. 7-13, Univ. Dar es Salaam, Arusha

Zart, D.; Schmidt, I. & Bock, E. (1996). Neue Wege vom Ammonium zum Stickstoff. in: Lemmer, Griebel, Flemming (Hrsg.). *Ökologie der Abwasserentsorgung*. Springer-Verlag. Berlin.

CONSTRUCTED WETLANDS FOR WASTEWATER TREATMENT AND SLUDGE DEWATERING: THE FRENCH EXPERIENCE

Alain Liénard, Catherine Boutin

Introduction

In terms of distribution of population France has a very special position in Europe: according to the 1999 census, the 60 millions inhabitants are spread in 36 600 administrative districts or communities. Compared with the neighbour countries, France has a low population density (100 inhabitants per km²). Even though an important part of the population is living in some important urban areas, 25 % of the population is spread over 31 900 administrative districts of less than 2 000 inhabitants.

This sociological situation influences wastewater treatment and in particular the important part of on-site treatment (11 millions inhabitants, 5 millions plants) and the high number of low capacity treatment plants connected to a sewerage network. In France, about 80 % of the 15 000 wastewater treatment plants have a capacity lower than 2 000 People Equivalent (PE).

Above 1 000 PE, the treatment process is mainly based on extended aeration activated sludge. Below, different processes, less technologically complex, are being used: Waste Stabilisation Ponds (WSP), Intermittent Sand Filters (ISF), and more recently Reed Bed Filters (RBF)...

“Rustic” and rather simple wastewater treatment systems for such small communities in rural areas have been a major interest of Cemagref for a long time.

Brief history

Wastewater treatment

Cemagref has largely contributed to the development of the technique of treating wastewater in WSP, which have considerably developed in the 1980's. To a certain extent, one of the first widely spread technical papers related with the design of a “WSP French type” (3 ponds in series with a total specific area of 10 m².PE⁻¹ [the 1st one with a depth of 1 to 1.2 m is of microphytes type and a specific area of 5 m².PE⁻¹.]) had encouraged the planting of macrophytes in the 2nd and mainly in the 3rd basin (Ministère de l'Environnement *et al.*, 1979). To enable the growing of the different rooted aquatic plants (*Typha*, *Scirpus*,

Juncus, *Phragmites*,...) in these basins, it was recommended that their water column has to be reduced to about 0.3 m. In 1987 (Boutin *et al.*, 1987), the development of the planted ponds has been estimated to represent 17 % of the number of WSP, mainly built in the North East of France and representing a total area of 147 ha. Only a few of them (35 ha) were completely covered with emergent hydrophytes and could have been compared to Surface Flow Wetland systems.

A national survey done in 1992, with the aid of local services and water agencies, revealed that based on 280 questionnaire data sheets describing 178 WSP plants, the proportions were quite similar to the previous survey in 1987. In 80 % of the cases examined, treatment plants were only microphytes ponds. In 20 % of the cases, the last pond was entirely or partially planted with macrophytes (Racault *et al.*, 1995). Very few studies have been conducted in France to evaluate the benefits of planting the whole or only a part of WSP. But a lot of communities reported the difficulty of cutting the aerial part of the macrophytes and to remove it from the water every year in winter to avoid the degradation of the withered vegetation in the water. Therefore, in France, the planting of macrophytes in WSP has not yet been recommended.

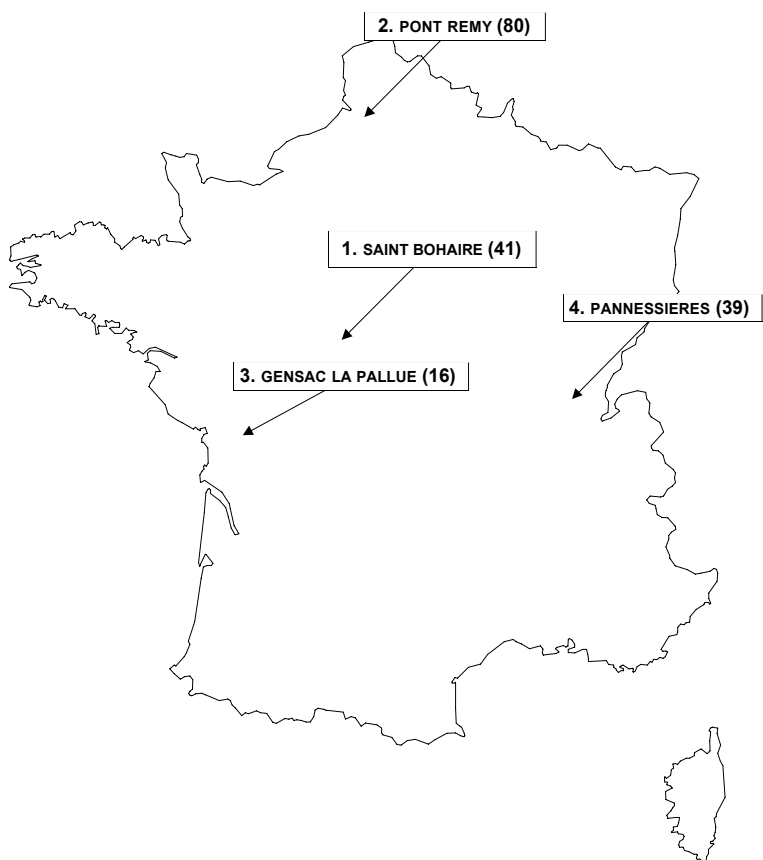
Because the surface required for WSP is large and can be a limiting factor together with the necessary tightness of the underlying soil, it has been also important to look for alternatives to WSP.

Since the 1980's, Cemagref has undertaken research in the field of attached growth biological treatment systems on fine media planted with macrophytes as a whole. These investigations took place first on 2 small wastewater treatment plants at a boarding school (see 1, Fig.1), constructed in 1978 and 1982 under the direct advice of Dr. K. Seidel. The encouraging results (Boutin, 1987) obtained, mainly on the 2 first Vertical Flow stages, fed with raw wastewater without clogging, largely contributed to continue the investigations on other experimental plants (Liénard, 1987, Liénard *et al.*, 1990a) and mainly in the one built to extend the capacity of an existing WSP (see 3, Fig.1), through the installation of a first stage of RBF upstream of the ponds (Liénard *et al.*, 1993).

Nevertheless, the use of constructed wetlands systems was relatively poor at that time.

SINT (Société d'Ingénierie Nature et Technique) is a private design and building company which has been created in 1991, with Cemagref's expert back up being provided under contract to develop the Reed Bed Filters.

In 1996, 14 domestic sewage treatment plants, directly designed by SINT, were in operation in France for the treatment of domestic wastewater. They have all been completed since 1992. RBF were most frequently developed for small sewerage systems; the sizes of 10 of these plants range between 100 and 250 PE.



- 1: 2 small plants directly designed by Dr. K.Seidel (5 treatment stages) in a boarding school (around 30PE each).
 2: Experimental plant (also 5 stages) designed by Cemagref for 500 PE in a housing site (abandoned when the whole community was connected to a sewerage network).
 3: 8 vertical flow reed-bed filters, for 1600 PE, designed by Cemagref, acting as a 1st stage treatment upstream of 3 under dimensioned WSP (5 m²/p.e.).
 4: Plant with 5 stages for 500 PE., designed by local services after a technical visit to Dr.K. Seidel in Germany.

Fig 1 Location of plants, more or less designed on a « Seidel basis », built between 1978 and 1990.

Their average size is slightly more than 320 PE, although two facilities have been designed for 1 000 PE. Most of these plants are fed by combined sewerage systems (Liénard *et al.*, 1998).

To day in 2003, the use of such described Reed Bed Filters (raw wastewater

treated by 2 stages Vertical Flow RBF [VFRBF] in series) is very common in France. Most of them have been –and are still- built by SINT. It should be possible to count more than 200 plants.

In the middle of February 2003, a national survey concerning the use of macrophytes in wastewater treatment was sent to each French administrative department. 1.5 months later, the rate of answers reaches around 35 % (33 French departments compared to a total of 95): it is possible to exactly enumerate 172 wastewater treatment plants using macrophytes and located on 25 French departments. SINT has designed and/or constructed more of 70% of them.

Subsidiaries of French companies involved in the water sector are now interested by VFRBF and some small new competitors try to arise with different designs combining vertical and horizontal filters for wastewater treatment.

Washing parlour effluents

Because of their low fertilizing potential versus the one of liquid manure, the cattle breeders are not favourable to land spreading of these low concentrated effluents. They are called “white water” when containing milk from the washing of both the milking machine and the refrigerated milk storage tank and “green water” after washing of the floor and walls of the milking parlour spattered with manures.

To offer an economically alternative solution, it has been decided to simplify the design of the plants initially fitted for domestic wastewater (Liénard *et al.*, 2002).

A national program was set up with the characterisation of the water to be treated and an experiment of 3 processes supposed to fit 3 principal criteria:

- i) low building costs
- ii) easy operation
- iii) reliable performances even if they don't reach the same quality level than the one achieved for domestic wastewater.

So investigations concerned:

- i) oxidation ponds similar to WSP but initially adapted in New Zealand,
- ii) the Intermittent Sand Filters
- iii) RBF which started in France in 1992 – 1993

At the end of the experimentation program, ISF have not been accepted because of fast clogging. The WSP process is not yet clearly defined because of an insufficient number of plants built according to the new guidelines adopted during the program.

We cannot know the number of plants built for this purpose because the

farmers themselves with the technical assistance of local organisations build most of them. The recent and large publication of guidelines would logically ensure a fast growing of new sites to be equipped.

Due to this relative success, new objectives are now arising for the treatments of other types of wastewater from the agricultural sector: run-off effluents from non-covered cattle living areas and washing water from sprayers polluted with pesticides.

Sludge treatment

Requested by SAUR (Société d'Aménagement Urbain et Rural) in 1989, which knew that Cemagref was working for several years on the use of reeds for the treatment of raw wastewater, the first trials began on 3 experimental beds (20 m² each) specially built in the Bourg-Argental activated sludge wastewater treatment plant (Liénard *et al.*, 1990b, 1995).

The main objective assigned by SAUR was to try to reduce the operation cost of the plants under its management. Sludge handling and disposal required by the operation of unplanted drying beds (more or less well designed at that time and today almost unused) or by liquid spreading on agricultural land after several months of storage, was not a negligible part of these operation costs.

Moreover, the opportunity of such a demand has been well considered by Cemagref to allow high SS doses to be loaded on planted beds and to rapidly prove that the reeds are able to prevent the clogging of a high height of sludge accumulated. If the results would comply, the conclusion should enhance this line of thought for the direct treatment of raw sewage with RBF subject to lower specific amounts of SS.

The results of this study that ended in December 2002, have quickly been considered good enough by SAUR which decided to build the first full scale plant (composed of only 2 beds) in September 1991 in Lesperon (Landes department, SW of France). In 2001, about 150 treatment sites have been equipped with reed beds for sludge dewatering (approximately 100 built by SAUR under the name Rhizophyte®) with a capacity ranging from 500 to 12 000 PE [1 plant]. The majority of these plants ranges between 1 000 and 4 000 PE.

SINT and the subsidiaries of the major companies also build such dewatering beds and not only for activated sludge plants but also for trickling filters and rotating biological contactors for which they act for both purposes: dewatering and storage equipment and replacement of settling tank. In this last case, all the flow that enters the treatment plant has to cross the dewatering beds as opposed to the amount of water corresponding only to the sludge extracted from the plant.

There are also few plants where the beds are fed with flocculated night soil, but such a use may quickly grow under the pressure of on-site treatment legislation for the treatment of the sludge extracted from septic tanks, taking in account that the percolates have to be treated as concentrated wastewater.

Part of a Life European Environment demonstration project (Boutin *et al.*, 2002), an experimental system has been built in Aurignac (Haute-Garonne department) for the treatment of primary sludge settled in a deep zone at the beginning of the first basin of a waste stabilisation ponds system followed by planted and unplanted intermittent sand filters. This plant will be put in operation in summer 2003 and a scientific follow-up is planned for 2 years afterward.

Reed bed filters's configuration for raw domestic wastewater

General configuration of the system

A typical plant consists of 2 stages of filters: a primary stage of type A filters, followed by a secondary stage of type B filters (Fig.2). Most of the time each stage is divided into 3 units operating independently, but some plants have been designed with 4 units.

For very small plants ≤ 100 PE, to reduce the investment cost per capita, it can be possible to design only with 2 units per stage.

Each primary stage unit receives the full organic load during the feeding phase, which lasts a number of days (3 to 4 days) prior to being rested for twice this time (around 6 to 8 days) in the case of 3 units per stage, which seems to be the best configuration.

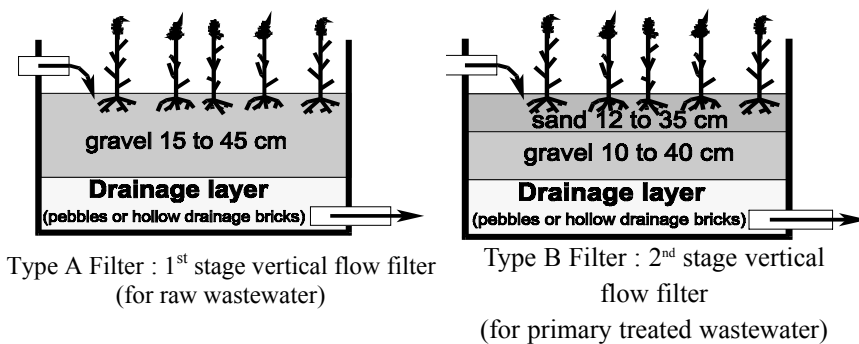


Fig. 2 A typical RBF layout = A filters (1st stage) followed by B filters (2nd stage)

Pre-treatment

A typical RBF plant designed for the treatment of raw domestic sewage (which has been demonstrated to be feasible without clogging problems and which induces only the handling of small amounts of sludge as compost on the top layer of the 1st stage filters every 10-12 years), comprises at least a bar screen retaining large-size particles (≥ 2 cm). Sometimes, for the plants fed by gravity, and especially with combined sewerage systems, 2 bar screen may be installed. The 1st one has a width between the bars of about 4 cm and the 2nd is 2 cm wide.

When a pumping unit feeds the plant, screening is done by a screening basket.

Batch and alternate feeding

Wastewater is supplied to the filters in hydraulic batches by means of a storage and a high capacity feeding system (pumps or self-priming siphon if topography allows). This ensures optimum distribution of wastewater (as well as that of the suspended solids on the first stage filters) over the completely available infiltration area and improves oxygen renewal between each batch feed due to convection induced by water movements.

The feeding system allows for a better distribution of the Suspended Solids (SS) contained in the raw sewage on the filter surface. The sludge accumulation and the withdrawal frequency depend on the freeboard, which is normally designed to at least 40 cm.

Just after the pumps or the siphon, there are gates to feed one of the filters of the 1st stage.

These alternating phases of feed and rest are fundamental to control the growth of the attached biomass on the filter material (sand, gravel or rhizomes), to maintain aerobic conditions within the filter bed and to mineralise the organic deposits resulting from the SS retained at the surface of the primary stage filters (Liénard *et al.*, 1990a). The effluent is then sent to the secondary stage composed of finer filter material, where it is subjected to further treatment and, in particular, the nitrification of nitrogen compounds.

Design

The dimensioning of RBF is not yet calculated according to sophisticated models but is based on empirical experience. The first stage filters that receive the larger part of the pollution and particularly the suspended solids must have the larger area.

A first stage comprising a total area of 1.2 - 1.3 m² per PE, divided into 3 identical, alternately fed units of 0.4 - 0.45 m² per PE (i.e. a global organic load

of the order of $100 \text{ g COD m}^{-2}.\text{d}^{-1}$) allows significant removals of organic matter. Removals superior to 80 % in COD and 85 % in SS are achieved as well as a beginning of nitrogen oxidation (Boutin *et al.*, 1997, 2000).

Nevertheless, attention must be paid to flows of mineral suspended solids, which could enter the plant with surface run-off water.

For separate sewerage systems, warmer climates and seasonal peak loads during the summer the required surface of the 1st stage filters can most likely be lower (about 1.0 m^2 per PE).

Considering the second stage, it should be possible to reduce its area. In fact, the effluent feed to the B filters contains low concentrations of TSS (see Table 3) and cannot contribute to the build-up of a clogging surface layer. In spite of an adapted distribution network, different to the one of the 1st stage filters, we still have to evaluate the area, which is necessary to achieve the performances taking mainly in account the hydraulic loads really applied. The minimal area of the 2nd stage is 1 m^2 per PE and its sizing depends predominantly on the hydraulic loads applied and its good distribution.

Planting the reeds

Very often the young reeds come from seedlings provided by a specialised horticulturist. The density of planting is generally one plant every 50 cm in each direction.

The propagation is good one year after planting especially on the 1st stage filters and doesn't seem affected by the planting time if it is carried out between March and October.

The experience of Gensac la Pallue plant

Since 1987, Gensac la Pallue wastewater treatment plant, built with Cemagref's assistance, consists of a primary stage similar to the type A filters. This previously described installation (Liénard *et al.*, 1990a, 1993) was the subject of a series of complementary measurements performed in February 1996 and in March 2001.

Ageing

The sludge layer at the surface remains self-managing if operating procedures are complied with alternating feed and rest phases. In Gensac la Pallue (8 RBF as primary treatment), the changing of filter is done every day during the working days but the one put in operation on Friday is fed until the next Monday.

In February 1996, the raw wastewater's characteristics were similar to average values and the filter effluent proved to be of similar quality in February 1996

to that previously measured (table 5). Even if the young shoots of the reeds hadn't cross the sludge layer, old one's did not prevent the 945 mm per day of wastewater filtering through the filter.

Values presented in Table 5 show that the ageing of the filters can be considered as satisfactory and that the removal rates tend to increase due to the biological activity in the growing sludge layer.

		tCOD	dCOD	BOD ₅	TSS	TKN	Summer flow	Winter flow
for 9 years	Mean daily load	117 kg		40 kg	53 kg		145 m ³	255 m ³
	Daily load/total surface area	60 g.m ⁻²		--	--		75 mm	133 mm
	Daily load/on filter in operation	490 g.m ⁻²		--	--		605 mm	1065 mm
1988-1992 (ten 24h or 48h campaigns)	Average removal of A filters (%)	68.1	-		87.2	28.9		
	Standard deviation	6.3			2.3	8.9		
Feb 96 (one 48h campaign)	Effluent quality from A filters (mg.L ⁻¹)	110	70		20	31		
	Removal of A filters (%)	80	50		92	33		

tCOD = total COD dCOD = dissolved COD

Tab. 1 *Operating conditions and performances achieved for the A filters at Gensac la Pallue*

A look on sludge accumulation

Primary sludge accumulates on the first stage of RBF. The results from the Gensac la Pallue plant highlights the major advantage of RBF fed with raw sewage: the management of a minimal amount of primary sludge that they require.

Reed stems growing from rhizome nodes break through accumulated organic deposits and thereby ensure a declogging effect. Ring spaces, which form around the stems, allow water to pass and percolate along roots and rhizomes, and to overtake the drainage layer at the bottom of the filters, even in winter. It is at the end of winter, before spring growth, when winter deposits have yet to

be mechanically worked, by the growth of young shoots, and dried under favourable temperature and hygrometric conditions, that the greatest risk of clogging exists. So, the dimensioning has to take in account this unfavourable period and the functioning can occur properly.

In April 1996, mapping of deposits revealed heavier accumulation at the feed pipe outlet inside the distribution gully, which was subsequently considered unsuitable: maximum measured height = 27 cm. The minimum height at the opposite side was 6 cm. The cover was the same for the 8 filters. The average height can be estimated at 13 cm, which corresponds to a rate of accumulation of 1.5 cm per year, for an installation receiving approximately 60% of its nominal organic load. The average VSS is 75%, with that of the surface layer being approximately 85%.

A mass balance was performed:

The average SS on the filters and removed after 9 years of operation, was estimated to 32.5 kgSS.m^{-2} .

The total input is estimated to $53 [\text{g m}^{-2} \text{ d}^{-1}] * 0.9 [\text{SS removal rate}] * 365 [\text{days}] * 9 [\text{years}]$, versus $157\,000 \text{ kgSS}$.

If we compare the input to the total area (1910 m^2), we conclude that at least 60% of SS was mineralised and the resulting dissolved salts were washed out with the effluent.

This sludge removal was required in 1996, not because of deterioration in effluent quality, but due to this unequal height of sludge (causing distribution problems) and the little remaining freeboard available (causing risks of spill over in winter). This poor distribution was due to the feeding system (pumping station very far from the distribution gully), which precluded a high rate of inflow. After this first withdrawal on 6 filters, in 1999, the pump and the distribution device have been changed to allow a better distribution of the SS on the surface area.

		Dry Matter (g.kg ⁻¹)		Organic Matter (% of DM)	
Filter 7	Top layer	181.0		61.2	
		205.0		54.9	
	Middle layer	214.5	Mean = 261,8	51.5	Mean = 42,96
		365.9*		22.5	
	Lower layer	291.6		39.8	
	Removed sludge**	284.0		34.3	
Filter 6	Top layer	154.0		54	
	Middle layer	213.2		48.3	
		218.1	Mean = 264,3	45.3	Mean = 41,5
	Lower layer	310.5		37.8	
	Removed sludge**	217.8		49.2	
	Stored sludge since the first withdrawal in 1996	583.0		10.4	

* this important content is explained by the location of this sample: at the end of the filter. In fact, between 1987 and 1999, this point was very few fed because of the distribution device failure.

** samples made with several mixed sludge taken out during all the withdrawal of one filter.

Tab.2 *Quality of the sludge on the two A filters in 2001 at Gensac la Pallue*

In 2001, the sludge accumulated on the 2 filters, which has not been removed from the beginning of their functioning in June 1987 reached approximately 25 cm on the entire surface of each filter and the freeboard was not sufficient to guarantee a treatment of the daily hydraulic peaks. From these measurements, it has been estimated that the sludge height grows of about 1,5-2 cm per year for this plant.

Several samples of the different layers of sludge have been analysed in order to know their degree of mineralisation (Dry Matter and Organic Matter). They can be compared with samples of the on-site stored sludge of the first withdrawal (Table 6).

During the week, the weather was very rainy and due to measurements of hydraulic conductivity carried out, large amounts of influent had to be introduced in the filters, so the drying period before the withdrawal was very short. Although, the dry matter content is always superior to 20%, except at the top where the SS become just to be retained by the filter (table 6). At the inferior layer, the DM content of the since oldest accumulated sludge is more important and could be explained by the mineralisation process that occurred during those 14 years. The lower OM content is in accordance with this hypothesis (40 à 45 %).

The rate of mineralisation of the sludge stored since 1996 on the site is excellent. Perhaps, its structure prevents its to become very damp.

A new mass balance can be done, such as the one made after the 1st withdrawal of 6 filters in 1996.

Based on a daily load of SS evaluated to 60 kg, a SS removal of 90%, the amount of SS input on these 2 filters for 14 years can be evaluated to 75 000 kg SS.

The evacuated mass (the mean height was 22.5 cm, the DM content was 25% and the surface of the 2 filters is 520 m²) is estimated to 29 000 kg SS, and represents almost 39% of the SS introduced with the wastewater. Consequently, the mineralisation rate reaches 61% and is in correspondence with the previous estimation of 65% (Boutin *et al.*, 1997).

This mineralisation is obviously aerobic as proved by many *Lombricus* earthworms. This fact can also be easily explained if we consider that once dewatered (15 % SS content), the SS retained at the surface of the filters represent a height of deposits that does not exceed 1.5 mm per week before any mineralisation process has occurred. Such a thin layer is most of the time in direct contact with the atmosphere, and bacteria in the sludge layer, which are under the shadow provided by the reeds for an optimum hygrometry and UV protection, can easily start their aerobic mineralisation activity.

Permeability evolution

In March 2001, some hydraulic conductivity measures were conducted on different filters (Tab.3)

	Year of sludge withdrawal	Hydraulic conductivity before withdrawal (m.s ⁻¹)	Hydraulic conductivity after withdrawal (m.s ⁻¹)
Filter 3	1996	3.2 10 ⁻⁵	
Filter 4	1996	5.6 10 ⁻⁶	
Filter 5	1996	2.5 10 ⁻⁵	
Filter 6	2001	3.2 10 ⁻⁵	>1. 10 ⁻⁴

Tab.3 *Hydraulic conductivity measured in March 2001*

The permeability measured on the filters, which were withdrawn in 1996 show no significant difference with the value measured on the filter 6 recovered with 25 cm of deposits before its withdrawal. The hydraulic conductivity of this 25 cm height deposit was evaluated to 3.10⁻⁵ m.s⁻¹. The impact of this sludge layer is very important in the month of March, still in winter season in France. At this period, the reeds do not grow and their stems that have been cut in autumn are not as efficient as in summer for the stimulation of the hydraulic conductivity. Such a hydraulic conductivity is of the same order than the one of a sand being colonised by the biomass, of which the granulometry is recommended for use in Intermittent Sand Filters. Today, we consider that the biomass growth decreases the permeability of a clean sand, by a factor ≥15. More stu-

dies on that subject have still to be conducted.

At the filter surface, it is possible to see after the withdrawal, the original gravel (granulometry between 3 to 8 mm) in used since 14 years. The hydraulic conductivity reached more than 10^{-4} m.s⁻¹. Kadlec *et al.* (1996) estimate that the hydraulic conductivity of such a gravel (without biomass) is 100 times higher.

Some results from more recently built plants

Rousillon plant

This plant is a typical French RBF and is located in a very touristic area in the Provence region. The treated load changes between summer and winter. The summer population reaches 2 015 inhabitants, the winter population are only 465 inhabitants. The weighted mean used for the design was estimated to 1 250 PE. The nominal organic load varies between 56 kg COD.d⁻¹ in winter and 150 kg COD.d⁻¹ in summer. The total area of the filters is 1 550 m² (1st stage: 3*350 m² + 2nd stage: 2*250m²).

The results, measured from 7 daily values and some random samples are obtained between 1998 and 2001 (Tab.4). The removals are calculated from the average of the inlet and the average of the outlet concentrations.

		COD	BOD ₅	SS	KN-N	NH ₄ ⁺ -N	TP
Concentrations in mg.L ⁻¹	Inlet (7)*	792	405	341	71	41	13
	Outlet 1 st stage (1)*	129	21	35	55	30	10
	Outlet 2 nd stage (12)*	42	6	6	5	2	7
Removal in %	1 st stage	90	99	83	45	86	29
	2 nd stage	69	71	84	86	93	23
	Global	95	98	98	93	96	46

()* = (numbers of values)

Tab. 4 *Average evolution of concentrations and yields in Rousillon plant*

The outlet quality of the 1st stage was measured one time in August 2001. At that time, the measured organic load reached 86% of the nominal organic load and the first stage filters received a high average load of 123 g COD m⁻².d⁻¹ compared to the one commonly classically proposed (100 g of COD m⁻².d⁻¹). The good effluent quality can be explained by the good meteorological conditions in summer season in that region and by the limited period in duration of this “organic overload”.

In terms of nitrogen, the effluent quality is very good. The nitrification is almost complete and the average content in Kjeldahl N reached only 5 mg.L⁻¹.

Queige plant

This plant, built in 1998 treats the pollution from 500 PE coming from a village located in the Savoie department known, to be cold in winter season due to its altitude (600 m).

This plant is composed, at the 1st stage, of 3 A filters and, at the 2nd stage, by 3 B filters (Fig.2) The 1st stage total area, cut in 3 equal units is 855 m²; the 2nd stage area is 750 m², cut also in 3 equal units. The B filters are not drained and directly infiltrate in the flood plain of the receiving body.

		COD	BOD ₅	SS	N-NK	N-NH ₄ ⁺	TP
Concentrations In mg.L ⁻¹	inlet	494	250	178	62	49	9
	Outlet 1 st stage (8)*	123	40	26	25	19	9
	Outlet 2 nd stage (3)*	42	9	12	14	12	6
Removal in %	1 st stage	75	84	85	61	60	7
	2 nd stage	66	77	54	44	49	54
	global	91	96	93	78	80	58

() * = (numbers of values)

Tab. 5 *Average evolution of concentrations and yields in Queige plant*

“Rhone Mediterranée Corse” water agency has asked for some campaigns. The results, obtained from 8 daily values and measured between 2000 and 2001 are presented in Table5. The removals are calculated from the average of the inlet and the average of the outlet concentrations.

Operation and maintenance requirements

Cleaning of bar screens and the opening and closing of gates to change the filter in operation must be done once or preferably twice a week.

Obviously, the surrounding areas have to be managed and if there is a pumping station, its satisfactory operation must be controlled.

Cleaning of the storage tank, the siphon and the feeding pipes must be done at least once a year.

Otherwise, reed beds must be weeded in the 1st year of operation and the reeds cut (in autumn preferably or spring) in the subsequent years.

Taking in account the experience acquired in Gensac la Pallue, sludge can accumulate for 14 years before it has to be removed. After a sludge removal and without any additional operation, young stems grow from old rhizomes. Replanting is not necessary.

An estimation of the time required to operate a RBF plant as well as necessary gives a total time of 210 hours per year for 400 PE plant and 290 hours per year for a 1 000 PE plant.

Sludge dewatering with reed bed filters

The description of the experimental site and the different steps of the study have been previously described (Liénard *et al.*, 1990b, 1995) and this paper will only emphasize:

- i) A comparison of the dewatering effect and the quality of the percolates between an planted and an unplanted bed, considering this last one as a “control bed”. This means that it was fed and managed under the same conditions of a planted bed and not as a conventional “sludge drying bed” for which the dried sludge is systematically removed before a new addition of non-dewatered fresh sludge.
- ii) The main design criteria and structure of the drainage layer advised by Cemagref after the experimental study ordered by SAUR. Lesavre *et al.* (2002) have synthesised some of the characteristics and trends in term of construction observed on different plants mainly built by SAUR. This paper also reports some results obtained from measurements done at 12 plants equipped with planted beds built between 1994 and 1999 can be.

Influence of the reeds on the percolation dynamics and quality

The 3 experimental beds were fed with the mixed liquor of the activated sludge plant directly pumped in the aeration tank at least 20 minutes after the aeration turbine had operated to ensure that the MLSS [mixed liquor suspended solids] was uniform in the ditch. Several feeding cycles with increasing rest periods were tested to determine their influence on the increases of the sludge residue. Afterward, the best one also considered as the most practicable for a system composed of 4 beds, was one week of feeding and three weeks of rest. During the feeding period, the pump may function several times per day. Figure 3 shows the percolation rates calculated from measurements of the percolation flow recorded during about 4 days after a 24 hours feeding sub-period composed of 7 pumping phases allowing for each of them about 2.5 m³ of MLLSS to be introduced in the beds.

Figure 3a was done from one of the two planted beds in which the sludge residue accumulated was 75 – 80 cm after about 2 years of operation. The percolation rate was always high quickly after the feeding sub-period and one hour after the end of the last pumping phase, almost 90% of the volume of MLSS introduced in the bed has already percolated.

On the contrary, Figure 3b established with data recoded from the unplanted bed shows: i) that it was not possible to feed the bed as much as planned due to an overspill, ii) an almost constantly lower drying rate which last during several days despite the lower sludge residue (55 – 60 cm) in this bed.

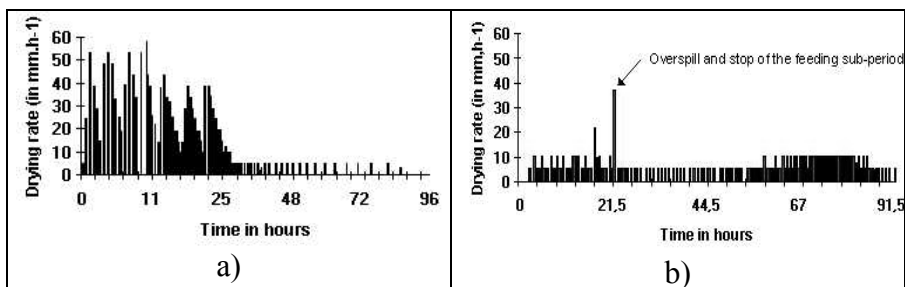


Fig. 3 Drying rate observed between the planted (a) and unplanted beds (b)

Surprisingly this latter did not clog but it was impossible to feed it at the same rate than the planted beds as expected and it received a feeding dose approximately 25% lower. It behaved like a “sludge lagoon” with a porous bottom; from time to time pockets of water inserted between pre-thickened sludge layers were discharged causing a degradation of the quality of the percolates as shown by the average, standard deviation and maximum values reported in Table 6.

	Planted bed 1		Planted bed 2		Unplanted bed 3	
	COD	TSS	COD	TSS	COD	TSS
Average	43.0	19.4	85.3	34.3	102.1	103.4
Std. Dev.	22.20	19.67	33.00	15.59	111.38	52.04
Coeff. var.	0.52	1.01	0.39	0.45	1.09	0.50
Max.	102	82	174	84	608	211
min.	20	6	30	14	30	17
N	26	16	39	29	24	14

Concentrations expressed in mg L^{-1} , N = Number of values

Tab. 6 COD and TSS concentrations in the percolates

Opposed to this, the identical minimum values can be explained by the filtering effect of the sludge residue and drainage layer when the percolation flow is low but regular.

In the planted beds, the reeds create a large drying network for the sludge’s interstitial water along the stems, rhizomes and roots. Following these paths, the water regularly percolates to the bottom of the beds and such a behaviour can explain the good quality of the percolates noticed in Table 6.

Main dimensioning and design criteria

In France, when used after an activated sludge plant in extended aeration for the treatment of domestic wastewater, the total active area of the planted drying

beds has to be calculated for a specific load of 50 kg of $\text{DM.m}^{-2}.\text{y}^{-1}$. For other types of wastewater in which the mineral salts content could be higher than in domestic one, the dimensioning can be established with the TSS content, considering that the major part of the mineral salts will remain dissolved in the percolates.

When designed for a treatment plant receiving peak organic loads in summer, it is possible to apply a weighed mean with the higher loads being equivalent to 75 kg of $\text{SS.m}^{-2}.\text{y}^{-1}$, considering that the critical season is winter (15th of November until 1st of May) during which the load should not exceed 35-40 kg of $\text{SS.m}^{-2}.\text{y}^{-1}$.

A dewatering system must be composed of at least 4 beds allowing one week of feeding and 3 weeks of rest during which drying and mineralisation processes can operate. At this state of knowledge, with such a feeding and rest cycle, the DM content of the sludge residue should be of about 15% when the plant receives its nominal load.

The feeding pump should be able to deliver a hydraulic flow with a minimum rate of 0.3 m.h^{-1} considering the surface area of each bed to allow a good distribution of the sludge.

Longer is the resting period higher should be the DM content of the sludge residue stored in the beds on one hand and the mineralisation on the other hand, considering that the drying do enhance the diffusion of oxygen in the sludge residue and consequently its ability to be aerobically mineralised.

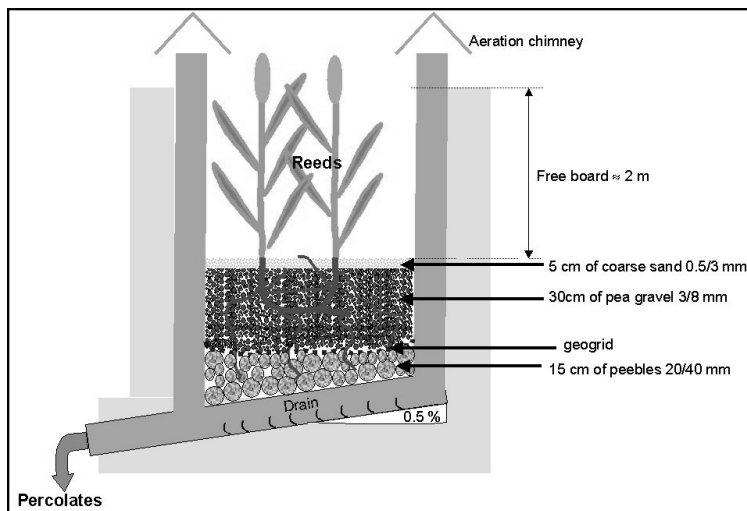


Fig. 4 Schematic cross section of a planted sludge drying bed made in concrete (not at scale)

It is recommended to plant seedlings in small pots with compost at a regular distance of 50 cm in each direction, preferably between April and October. The feeding dose must be half the nominal one until the next summer following the year of plantation.

The withdrawal of the sludge has to be done in summer season to take advantage of evaporation-sweating. With a free board of 2m high, the first withdrawal should not be expected before 5 years; nevertheless, attention must be paid to plan the withdrawal of the other beds in the following years. Such a management is necessary because the load must be lowered after the withdrawal to allow the regrowth of new stems from the rhizomes remaining in the bottom of the bed before the following winter season. For this purpose, anyone is able to understand that several beds should make the management of the plant easier. When built with concrete wall as presented in Figura 4, the width of the beds must not be too large to allow the removal of the sludge with a crane staying outside of the beds. It is recommended that the crane is equipped with a double bucket to cut the root system of the reeds in order to avoid any damage to the drainage layer.

Research

Phosphorus removal and calcareous materials

Phosphorus removal from wastewater has been of growing interest for decades to avoid eutrophication in surface waters, particularly in sensitive areas. Despite their good reputation, RBF cannot meet the restrictive concentrations required due to the very poor adsorption capacities of the media used. A research project has been set up to investigate the capacity of different media to retain phosphorus and at this state of knowledge (Molle *et al.*, 2002), they will probably be disposed in 2nd stage horizontal flow RBF.

The P sorption mechanisms of both calcareous materials [Recycled Crushed Concrete (RCC) and Calcite] have already been investigated. Despite some good sorption capacities, RCC and calcite are not appropriate for P removal in constructed wetlands. Calcite, as well as RCC (once lime is used) make it impossible to respect the 2 mgP.L⁻¹ levels, that will be surely require for small communities in sensitive areas. Furthermore, RCC will be responsible for high pH value which would not be compatible with discharge consents.

Crystal growth could be promoted by other seed materials, closer to the obtained precipitates (hydroxyapatites). Some studies in progress confirm this hypothesis.

In order to use a specific material as seed, some more studies should be done to estimate the lost of crystal growth rate due to biomass development in one

hand, and the clogging risk by crystal growth, which may change the porosity of the media, in other hand.

Limiting values for the hydraulic loads

Some researches on a plant, built in 1994 and located in Colomieu are in progress. In this case, it's easy to add clear water coming from a fire reserve on this plant soon connected to a combined sewerage network. During different periods, we can simulate the income of both rain and drainage waters, separately or in addition and can measure in each situation the influent quality, especially regarding the nitrate contents.

In general situation, to maintain oxygen renewal in vertical filters and limit the clogging risk, RBF are used if they are connected to a separate sewerage network. The conclusions of those researches will be helpful to design RBF connected with combined sewerage network (rain and/or drainage water).

Construction of an experimental plant

In order to study the comparative efficiency of vertical and horizontal filters at the second stage (the efficiency of vertical filters at the 1st stage is now established and give satisfaction), an experimental plant has been built. It will be put in operation next summer 2003. Each filter is fed by its own pump and has a specific weir at the outlet. Both equipments will allow an easier and more accurate follow-up.

This plant is located in a small village (Evieu) in the Ain department and it designed for treating 200PE.

The 1st stage is composed with 3 A filters and the 2nd stage is composed with different types of filters of vertical flow type and horizontal flow that can be operated in parallel.

There are 2 heights of siliceous sand as top layer on the vertical RBF (30 and 90 cm) to examine their influence on the quality of the outlet and removal rates. Half of their area will also remain unplanted to investigate the role of the reeds on the removal rates in these 2nd stage filters (rhizosphere effect).

The horizontals RBF are built with siliceous pea gravel with a larger specific area (1.2 m² per PE, compared to only 0.8 m² per PE for vertical RBF). In addition of comparative removal efficiencies, these different designs will also allow some hydraulic tracer studies and residence time measurements at different periods of the plant:

- at the very beginning with clean media and tap water influent and
- later when the media will be colonised with biomass when fed with 1st stage effluent.

An other but secondary aim of these horizontal RBF, will also be to evaluate their denitrification potential in the relatively anoxic conditions of water saturated media, taking in account that controlled amounts of raw wastewater can be introduced in the pumping unit of the 2nd stage filters as carbon source.

References

Boutin, C. (1987). Domestic wastewater treatment in tanks planted with rooted macrophytes: case study, description of the system, design criteria and efficiency. *Wat. Sci. Tech.*, 19, (10), 29-40.

Boutin, C., Liénard, A., Esser, D. (1997). Development of a new generation of reed-bed filters in France : First results. *Wat. Sci. Tech*, 35 (5), 315-322.

Boutin, C., Liénard, A., Lesavre, J. (2000). Wastewater treatment plants for small communities: five attached-growth cultures on fine media. In. 1st world water congress of IWA, Paris, FRANCE, 3-7 juillet 2000, Poster CD Rom, ref. L.179.

Boutin, P., Vachon, A., Racault, Y. (1987). Waste stabilization ponds in France: an overall review, *Wat. Sci. Tech.*, 19, (12), 25-31.

Kadlec R.H., Knight R.L. (1996). Treatment wetlands. CRC Press/Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, USA.

Lesavre, J., Iwema A. (2002). Dewatering of sludge coming from domestic wastewater treatment plant by planted sludge beds. French situation. *Proceedings, 8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*,

Arusha, TANZANIE, 16-19 of September 2002, 1193-1205.

Liénard, A. (1987). Domestic wastewater treatment in tanks with Emergent Hydrophytes : latest results of a recent plant in France, *Wat. Sci. Tech.*, 19, (12), 373-375.

Liénard, A., Boutin, C. and Esser, D. (1990a). Domestic wastewater treatment with emergent hydrophyte beds in France. In: *Constructed Wetlands in Water Pollution Control (Adv. Wat. Pollut. Control n°11)*. Ed. Cooper P.F. and Findlater B.C. Pergamon Press, UNITED KINGDOM, 183-192.

Liénard, A., Esser, D., Deguin, A., Virloget, F. (1990b). Sludge dewatering and drying in reed beds : an interesting solution ? General investigation and first trials in France. In: *Constructed Wetlands in Water Pollution Control (Adv. Wat. Pollut. Control n°11)*. Ed. Cooper P.F. and Findlater B.C. Pergamon Press, UNITED KINGDOM, 183-192.

Liénard, A., Boutin, C. and Bois, R. (1993). Coupling of reed bed filters and ponds: An example in France. *Wat. Sci. Tech.*, 28 (10), 201-208.

Liénard, A., Duchène, Ph., Gorini, D. (1995). A study of activated sludge dewatering in experimental reed-planted or unplanted sludge drying beds. *Wat. Sci. Tech.*, 32 (3), 251-261.

Liénard, A., Boutin, C., Esser, D. (1998). France. In: “*Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe.*”, Ed. Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., 1998, Backhuys Publishers, Leiden, NETHERLANDS, 153-168.

Liénard, A., Esser, D., Houdoy, D., Sabacagaray, P. (2002) Design criteria and performances of Reed Bed Filters for the treatment of washing parlour effluents. *Proceedings, 8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, Arusha, TANZANIE, 16-19 of September 2002, 534-542.

Ministère de l’Environnement et du Cadre de vie, Agence financière de bassin Loire Bretagne, Ministère de l’Agriculture (1979). Lagunage naturel et lagunage aéré. Procédés d’épuration des petites collectivités, Etude Inter Agences, juin 1979, 72 p.

Molle, P., Liénard, A., Grasmick, A., Iwema, A. (2002). Phosphorus sorption in subsurface constructed wetlands: investigations focused on calcareous materials and their chemical reactions. *8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, Arusha, TANZANIE, 16-19 of September 2002, 94-108.

Racault, Y., Boutin, C., Seguin, A. (1995). Waste Stabilization Ponds in France: a report on fifteen years experience. *Wat. Sci. Tech.*, 31, (12), 91-101.

18 giugno 2003

SESSIONE 2

**SOLUZIONI PER IL RISPARMIO IDRICO
E L'INQUINAMENTO DIFFUSO**

SWAMP PROJECT, AN APPROACH TO SUSTAINABLE WATER MANAGEMENT AND SANITATION

Martin Regelsberger

Objectives

SWAMP intends to prepare guidelines for sustainable water management and treatment of wastewater in remote tourism sites. This overall objective implies several other scientific and technological subordinate objectives:

Development of a cost effective water management for tourism facilities

Every used drop of water becomes wastewater that has to be treated. At some places water scarcity makes it difficult to supply water for all purposes, eg. landscaping. Therefore, an efficient water saving strategy is worked out and tested. At sixteen pilot plants in tourism facilities in five countries of Europe (Italy, Austria, Germany, Latvia and Lithuania) water saving technologies have been or are currently installed and their performance will be investigated over a period of two years. Water saving concepts are an important aspect of a new approach to water supply and wastewater treatment in general.

Development of reclamation concepts for treated wastewater in tourism facilities

The reuse of treated wastewater reduces the consumption of drinking water, which is particularly important in case of limited availability of water but also contributes positively to protect the environment from pollution through wastewater and to save money on wastewater treatment. Treated wastewater can be reused for toilet flushing or irrigation. A requirement for a safe reuse of treated wastewater is a sufficient hygienic quality. Therefore, hygienic monitoring is carried out and the hygienic efficiency of the systems is optimised over a period of two years at all sixteen pilot plants.

Development of best practice for separate collection of wastewater flows in tourism facilities

The separate collection of sewage flows means not to mix wastewater streams of different quality. This offers new possibilities for the treatment of wastewater and the reclamation of resources (water and nutrients). Separating greywater from blackwater in the building is done by separating the evacuation pipes coming from kitchen and bathrooms on one side and from the toilets on the other side as shown in figure 1. The figure shows that most of the wastewater

is greywater with low loads of pathogens, nitrogen and phosphorus. Separation of urine from faeces in special toilets or urinals allows to recycle the nutrients contained in urine in a simple way. The acceptance and technical performance of these sanitation appliances and new ways of recycling will be tested at some of the sixteen pilot plants.

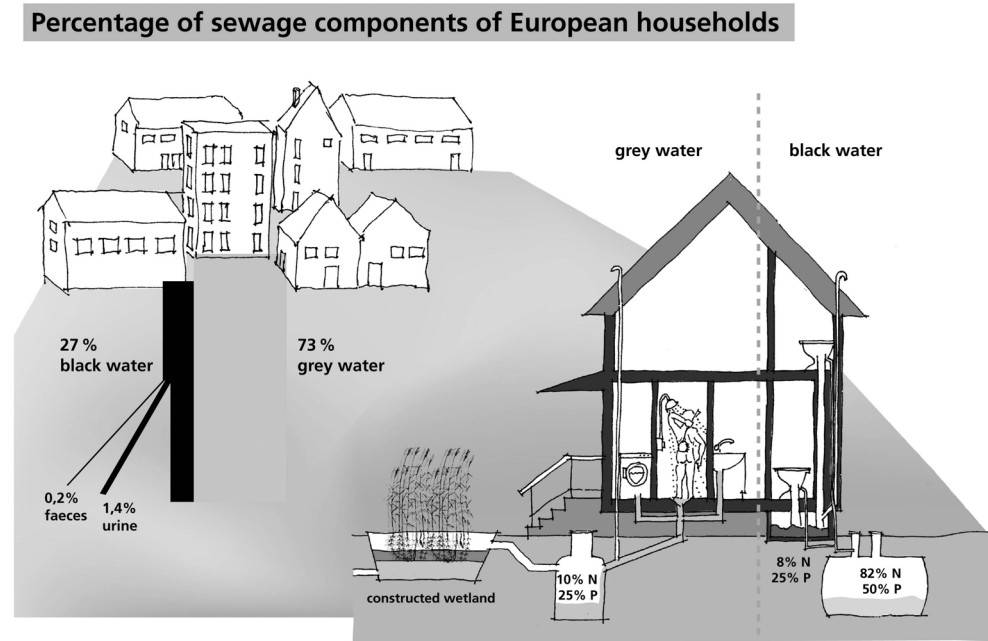


Fig. 1 *Potential of reclamation of resources and reduction of needed treatment capacity through sustainable water and wastewater management (drawing by target)*

Development of constructed wetlands for treating wastewater of tourism facilities

Constructed wetlands such as reed bed treatment systems (RBTS) or similar technologies are already used in remote areas where land is available and connection to a distant sewer would be very expensive. However, there is a need to adapt the design of constructed wetlands to circumstances characteristic of tourism facilities, e.g. typically high seasonal fluctuations and therefore strongly varying hydraulic and organic loads. Solutions are elaborated for the chosen facilities (camping sites, tourist farms, mountain shelters etc.) in different climate zones (atlantic, continental, mediterranean and alpine).

Preparation of a European design guideline for Sustainable Water Management (SWM) and RBTS in remote tourism facilities

European guidelines and national guidelines for sustainable water and wastewater management and for reed bed treatment systems in tourism facilities for the involved countries will be prepared in co-operation with national authorities and experts from universities and other responsible institutions.

Approach to achieve sustainability

- Least-cost planning in water and wastewater management, dealing with the water supply and evacuation process as a whole.
- Implementing new sanitation appliances for public use
- Treating wastewater as a resource

Activities of the project

- Design and realisation of 16 pilot plants with reed beds in Italy, Austria, Germany, Lithuania and Latvia. The plants are adapted to the local situation, but at least one reed bed per country has a standardised design in order to obtain comparable data (= common RBTS).
- Monitoring of the pilot plants according to a co-ordinated monitoring plan.
- Trial runs with load variations, different design characteristics etc. to optimise the treatment systems for tourism site conditions, especially high load variations.
- Preparation of design, construction and monitoring guidelines on the basis of the data obtained and an open discussion.
- Following below is the description of three of the pilot plants, representing different types of integrated water and wastewater management.

Poppi camping site

This camping site, located near Florence in Italy, has a wastewater load of about 80 p.-e. The camping site is expected to have clients in spring and summer only. Water supply from a well is sufficient for domestic use but not for landscaping. Therefore reuse of the treated wastewater for landscaping is highly valued.

	Load p.-e.	sp. flow l/cd	sp. load g BOD ₅ /cd	flow l/d	load g BOD ₅ /d
Residents	4			800	
Bungalows	24			4.800	
Tents	44			8.800	
Spring Summer season	72 (80)	200	60	16.000	4.800

Tab. 1 *Characteristic figures for Poppi camping site*

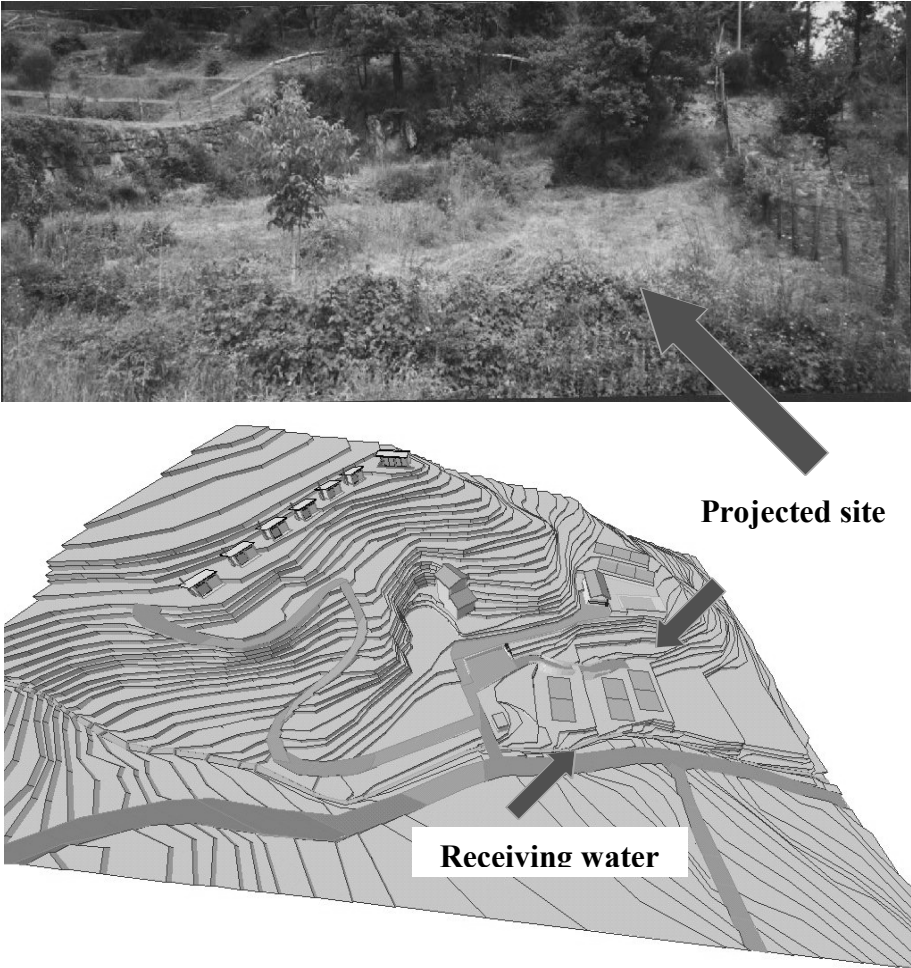


Fig. 2 *Overview of the camping site and detail of the projected site for the treatment plants (photo and drawing by IRIDRA)*

The planned wastewater treatment is mainly characterised by the separate collection and treatment of grey and black water. Due to the separation it will be easier to attain, at least for the bigger part of the available flow, a sufficient water quality for landscaping. To achieve this same quality with the entire wastewater load the available space for the treatment plant would not have been large enough. The system includes the components described below.

Stage	Grey water	Black water
Pretreatment		
Bungalows	3 * 2 m ² grease traps	1 * 8 m ³ septic tank
Common sanitary installations	1 * 8 m ² grease trap	1 * 19 m ³ septic tank
Owners building	1 * 1 m ² grease trap	1 * 1,4 m ³ Imhoff tank
Secondary treatment	1 horizontal flow reed bed, 115 m ²	1 horizontal flow reed bed, 124 m ²
Destination	Storage pond and irrigation, overflow to black water treatment	Receiving water

Tab. 2 *Treatment system details*

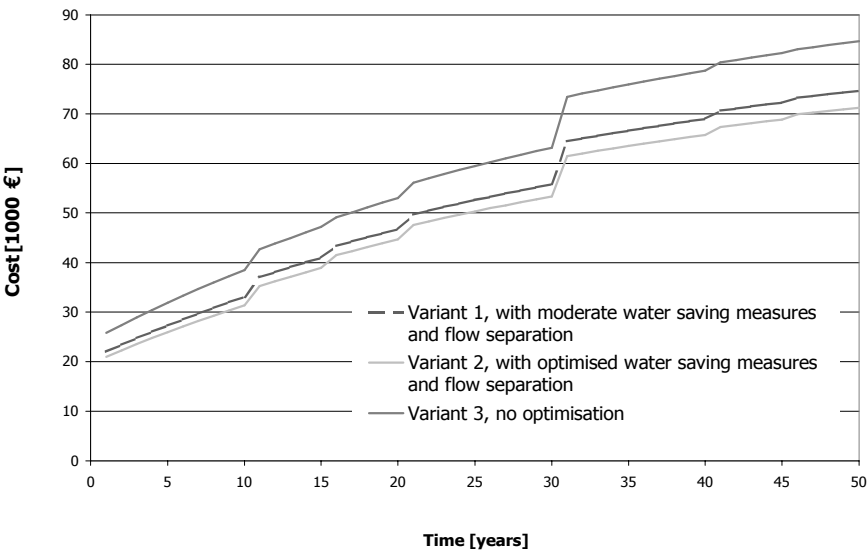


Fig. 3 *Cost comparison between 3 possible variants*

Karawankenblick hotel and dairy farm

The Karawankenblick mountain hotel and restaurant with attached dairy farm is located in Carinthia, southern province of Austria above the Ossiacher See. The following data about its characteristics have been collected during the initial audit, which was the basis for the system design.

Sea level: 1050 m

Season: April - October (easy access only possible with snow free road)

Capacity:

accommodation: 25 beds

restaurant: 60 places

terrace: 30 places

permanent: 5 persons

Water consumption (measurements in October 2000 and July 2001)

Item	Dim.	Value
maximum	m ³ /d	8,32
average	m ³ /d	2,50
minimum	m ³ /d	0,62

Wastewater production: 50 p.-e. approximately

The hotel uses an own spring for its water supply. There are no volume-related costs through water consumption until now. Nevertheless, water metering could bring more awareness about water consumption and wastewater production. Some of the existing devices, e.g. the shower heads and a dishwasher, had or still have a very high water consumption. Urinals are flushed with a permanent constant flow. The hotel has the characteristic load variations, from 0,6 to 8 m³ of wastewater per day corresponding to low and high guest frequency periods. During the tourist season there are almost regular weekly cycles.

In order to save water the restaurant dishwasher has been replaced with a new appliance, using 2 to 3l of fresh water instead of over 20 l per cycle. Existing sanitary appliances (taps and shower heads) have been exchanged for more water saving ones. The owner has provided the urinals with infrared controlled valves, thus flushing according to user frequency. He did not agree to the use of water free urinals.

Notwithstanding the water saving measures a storage tank was erected

downstream of a 3-chamber septic tank in order to reduce daily peaks and stabilise flow over one week. The septic and storage tanks are made of prefabricated concrete rings. A first tank is used as a first settling chamber. A second tank, designed as a standard three-chamber septic tank is providing the mandatory second and third chamber of the pre-treatment and the storage tank. A specially controlled valve will regulate the outflow to a sewer.

At the end of the sewer the wastewater flow is divided onto two vertical flow reed beds, one being a SWAMP “common RBTS”. This common RBTS is fed with a pump in order to allow the exact control of its load and feeding intervals. The second reed bed is fed in intervals through a pipe valve (see Fig. 4) by gravity flow with the remaining wastewater.

The outflow is released into the ground through French drains.

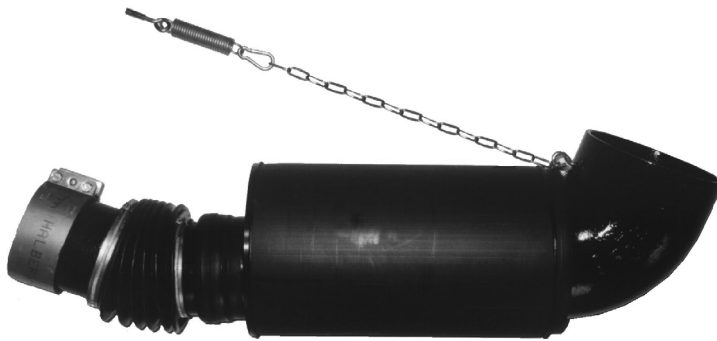


Fig. 4 *Pipe valve, allowing intermittent feeding of the reed beds by gravity flow*

Camping site Park Moränasee

Park Moränasee is a typical camping site located in the tourist area of Lüneburger Heath in Lower Saxony, Germany. The site is providing 565 stands for caravans and tents.

Wastewater treatment before SWAMP project

Originally the pre-treatment of sewage and rainwater was carried out by a small biological treatment plant. Afterwards the wastewater flow was pumped into three unsealed wastewater ponds with a total area of 5.150 m², which were hydraulically overloaded in case of a rain period. The wastewater treatment system therefore was not reliable and did not correspond to the requirements of the local water authority.

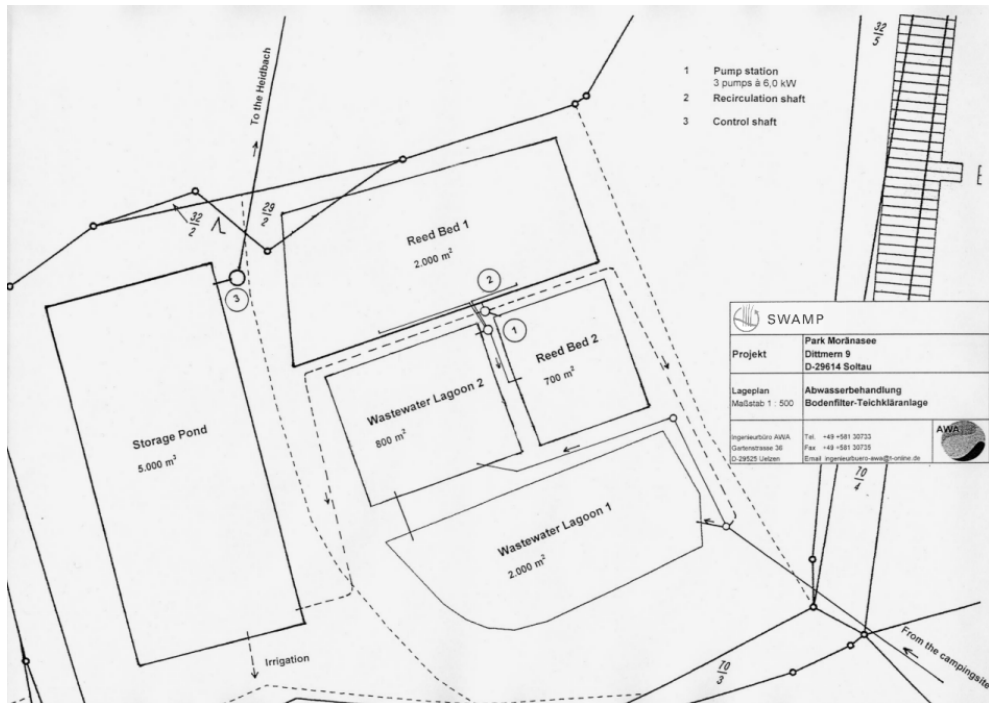


Fig. 6 General layout of Park Moränasee treatment plant (source AWA)

Capacity (Basics of Calculation According to ATV A 122):

Number of available stands	565
Persons per stand	3,5
Max. p.-e.	989 (2 persons = 1 p.-e. at a camping site)
Max. capacity	90 % (summer season, July - August)
Number of occupied stands	509
p.-e. according to ATV A 122	891

Water consumption

The documented daily average consumption of drinking water in 1999 was 83,8 m³, or a yearly amount of 30.593 m³.

Wastewater production:

Annual wastewater volume	36.500 m³
Daily volume	100 m³
Daily max. volume	172 m³

Improvements

To minimise the wastewater quantity SWAMP suggested:

- separate rainwater treatment by a French drain
- implementation of water saving technologies (e. g. waterless urinals, urine separation toilets)

To optimise the treatment result, the existing treatment plant has been converted into a combination of sewage ponds and RBTS with vertical flow, sewage recirculation and water reuse. This procedure will guarantee an optimum of aerobic treatment and nutrient removal. The high flow variation of influent will be buffered by a storage pond.

During the summer season (April - October) when the influent is reaching its maximum level, the treated wastewater, which will have been collected in the storage ponds shall be reused for agricultural irrigation. The rest of the year, during the term of low load, (November - March) the effluent is released into the Heidbach, a small stream near the camping site.

For the design the estimate of the actual wastewater load was based on the 1999 drinking water consumption and additional measurements. The monthly load varies between 1500 m³ in January and 5100 m³ in July. Because of the combined sewer daily flow varied between 20 and 250 m³/d.

As the Heidbach, the receiving water, has a rather low flow with a water quality of 2 according to the saprobic system the authorities request a very high treatment efficiency of the plant. Additionally, the local water authority has limited the outflow to the Heidbach to 104 m³/d.

The following threshold concentrations have to be guaranteed in the outflow:

COD	70 mg/l
BOD ₅	15 mg/l
NH ₄ -N	10 mg/l
N _{tot}	35 mg/l
P _{tot}	6 mg/l

For the rehabilitation of the system the rainwater is progressively disconnected from the sewer as far as possible. This work has already started and reduced the flow range to between 20 and 90 m³/d from up to 250 m³/d initially.

The layout of the treatment plant has been chosen as follows:

Wastewater Lagoon 1	Size	2000 m ²
	Water depth	1,0 - 1,6 m
Wastewater Lagoon 2	Size	800 m ²
	Water depth	1,0 - 1,6 m

Reed bed 1	2000 m ²
Reed bed 2	700 m ²
Storage pond	5000 m ²

Due to the high fluctuations in the wastewater flow lagoons 1 and 2 are partly used for storage of the inflow. Hence the varying water depth given above. Thus, the size of the reed beds could be reduced. To increase Nitrogen removal part of the flow is recirculated from the main outflow chamber downstream of the reed beds to lagoon 1.

Due to the limitation of the outflow to the receiving river part of the outflow has to be stored during peak periods. During the vegetation period the treated wastewater from the storage pond is used for irrigation. In this way the pond is emptied for the periods where no irrigation is possible.

Consortium

Organisation	Country	Business, activity
AEE INTEC	A	R&D institute and consulting bureau in the field of renewable energy and water management
Ökologisches Projekt	A	Consulting engineer for natural wastewater treatment systems
Ambiente Italia	I	Research and consulting institutes working in environmental analysis, planning and design
IRIDRA s.r.l.	I	Company for environmental engineering, especially wastewater treatment with natural systems
Ingenieurbüro AWA	G	Consultant for water and environmental engineering
Target	G	Company working in the sectors of project management, marketing and public relations
Carl Bro Latvia SIA	Lv	Consulting company providing technical consultancy services mostly in the environmental field
SIA Aprite	Lv	Consulting company for effective , economical, comfortable and environmentally friendly solutions for sewage disposal and household waste
LIW	Lt	Latvian Institute for Water Management, national research institute

Preliminary results

SWAMP started in June 2001. The first 5 demonstration plants have been commissioned and are monitored since mid 2002. These plants are Park Moräna-See (description above), Baggiolino, Pleschwirt, Klug Veitl and Karawankenblick (description above). Most of the monitoring results are from the cold season with low wastewater flow. Pleschwirt, however, has a peak season during winter with a small ski resort attracting skiers. Even though it is very early to present monitoring results of these plants, first data are already available, with the sampling period reaching from June 2002 to March 2003. However, the results will be more conclusive after the next summer monitoring period.

A discussion of the available data is following. Mean values and range for measured parameters are given in the table below¹ for wastewater after pre-treatment and after secondary treatment consisting of reed beds and one combination of fixed bed reactor and reed bed (Klug Veitl).

In Park Moräna-See, where rainwater was connected to the wastewater sewerage system, flow reduction from 250 m³/d to 90 m³/d peak flow has already been achieved through partial separation of the two systems. The separation of the two systems is still ongoing. At Karawankenblick the replacement of the dishwasher alone reduced the water demand by about 3 hydraulic p.-e. (450 l/d) or 10% of the total load on peak days. The result of the other water saving measures has yet to be assessed.

The figures shown in the upper part of the table below are all concerning pre-treated wastewater. The pre-treatments, however, are comparable and figures about raw wastewater, which are partly available, confirm the large differences in concentrations observed. Whereas it is obvious that the German plant Park Moräna-See has rather low concentrations of organic matter in the wastewater due to dilution by rainwater, even the higher figures, from dry periods, and the figures from Baggiolino in Italy do not match by far the concentrations found in Austria, especially at Klug Veitl and Pleschwirt. This will have to be further examined. The differences in concentrations are probably due to the nature of the facilities, which are mainly restaurants in Austria, whereas the Italian and German facilities receive private clients living as in a standard household. The differences show that the nature of the facility has an important impact on the wastewater quality and has to be taken into consideration during design.

¹ Table 3, next page: Values of some parameters for pre-treated wastewater and the effluent of the secondary treatment of the demonstrations plants Park Moräna-See, Baggiolino, Pleschwirt, Klug Veitl and Karawankenblick.

Quite expectedly the treatment efficiency of the demonstration plants is high for COD/BOD₅, TSS and NH₄-N. It is beyond 90% for COD and beyond 95%, partly nearing 99% for the other parameters in the VF and still around 85% for COD and beyond 90% for the other parameters in the HF of Baggiolino.

Nitrification efficiency is reduced due to cold temperatures. It has however to be clarified whether sharp reactions in some plants did not have other causes.

	Values in mg/l	Park Moräna-See		Baggiolino		Klug Veitl		Pleschirt		Karawankenblick		
	Pretreatment	mean	range	mean	range	mean	range	mean	range	mean	range	
Influent values	Flow l/d		20.000 - 90.000	2080	380 - 6670					495	375 - 750	
	COD		275	221 - 359	192	39 - 272	1600	591 - 3270	1145	774 - 2161	324	239 - 408
	BOD ₅		92	39 - 140	73	13 - 113	766	490 - 1150	285	230 - 430	124	83 - 175
	TSS				65	19 - 102	250,8	203 - 310	197,3	113 - 255	118	90 - 138
	TKN		49,7	24 - 64,6	65	10 - 113			163	134 - 266	86	75 - 98
	NH ₄ -N		38	12,5 - 51,7	38	0 - 80	59,2	21,1 - 93,8	139	98 - 238	68	49 - 85
	N _{tot}						77,1	34,4 - 105,6				
	P _{tot}		7,8	5,5 - 12,1	5	1 - 8	13,4	8,9 - 20,9	16	8,8 - 21,4	17,4	15,4 - 21,3
E. Coli cfu/100ml				200000	3-800E+03	10E+06	1,4 - 26E+06	38E+06	2,5-150E+06			
effluent values	Treatment	vert. flow reed bed		hor. flow reed bed		fixed bed reactor and vert. flow reed bed		vert. flow reed bed		vert. flow reed bed		
	COD		275	221 - 359	36	10 - 118	20,4	15 - 50	34,1	18 - 95,2	21,3	16 - 32
	BOD ₅		92	39 - 140	9	2 - 27	3,8	2 - 9	4,3	2 - 15	2,2	2 - 3
	TSS				< 10	< 10 - 11		<10	<10	<10 - 65	3,8	0,6 - 5,5
	TKN		49,7	24 - 64,6	38	18 - 60			92,7	76 - 103	0,8	0,1 - 1,5
	NH ₄ -N		38	12,5 - 51,7	14	1 - 68	1,3	0,1 - 5,7	8,4	0,1 - 58	0,3	0 - 1,0
	NO ₃ -N			< 0,5		<=0,23					63	38 - 81
	NO ₂ -N			< 0,5		<0,01					0	0,0 - 0,1
P _{tot}		7,8	5,5 - 12,1	1,7	0,1 - 3,0	1,6	0,5 - 3,2	5,6	<0,5 - 9,7	8,6	5,9 - 11,5	
E. Coli cfu/100ml					160	20 - 500	2500	1 - 19000	4000	1 - 22000		

Wastewater contains valuable nutrients and is one possible water resource. Whether the reuse of wastewater can be recommended depends on the hygienic quality and the intended reuse, to judge if health risks are considered to be acceptable. Benefits like the fertiliser value of human wastewater in irrigation can be balanced against these risks. SWAMP therefore investigates among others the pathogens reduction efficiency of constructed wetlands.

Below the first results from Baggolino (HF), Klug Veitl and Pleschwirt (two VF) are given in graphs. The Baggolino graph shows the reduction rate of four indicators. The investigation period includes one high season and one low season indicated on the graph as periods when wastewater flow corresponded to design load and was much lower respectively. The reduction rate is in the range of log 2,2 to 3,5 (mean ~ 3) independently of the load. However, as the initial contamination of at least FC, Streptococci and E. Coli are low (around $x \cdot 10^5$ cfu/100 ml in average, $x = 8$ for FC and $x = 2$ for Streptococci and E. Coli respectively), the reduction in the reed bed brings the contamination down to quite low figures (around $y \cdot 10^2$ cfu/100 ml in average, $y = 4$ for FC and $y = 1$ for the others, with a maximum of 1100 cfu/100 ml for FC).

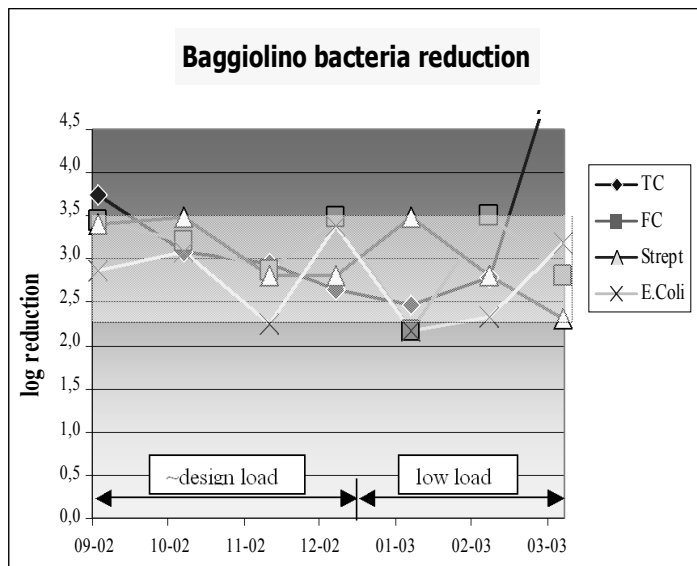


Fig. 7 Reduction rates for four bacterial indicators, Total coliforms (TC), Faecal Coliforms (FC), Streptococci (Strept) and Escherichia Coli (E. Coli)

The graphs below show the contamination with Faecal Coliforms before and after passage through the secondary treatment at Klug Veitl (broken down for

fixed bed reactor - BF - and VF which are operated in serie, but with a limited flow to the BF, the excess inflow being directly fed to the VF) and Pleschwirt (VF) and the corresponding reduction rates. It is interesting to point out that the initial contamination is approximately 10 to 100 times higher than in Baggiolino. Thus even with a reduction rate of 10^{-4} in average, the final contamination is comparable to that of Baggiolino, being even much higher for 3 samples (07-02 at Klug Veitl, 09-02 and 02-03 at Pleschwirt). The reduction rate shows high variations from below log 3 to log 7. Whereas the fixed bed reactor initially almost doesn't contribute to the reduction, it reaches log 4 in the last two samples. The decrease in reduction efficiency of the reed bed for these two sample is probably due to the low contamination of its inflow.

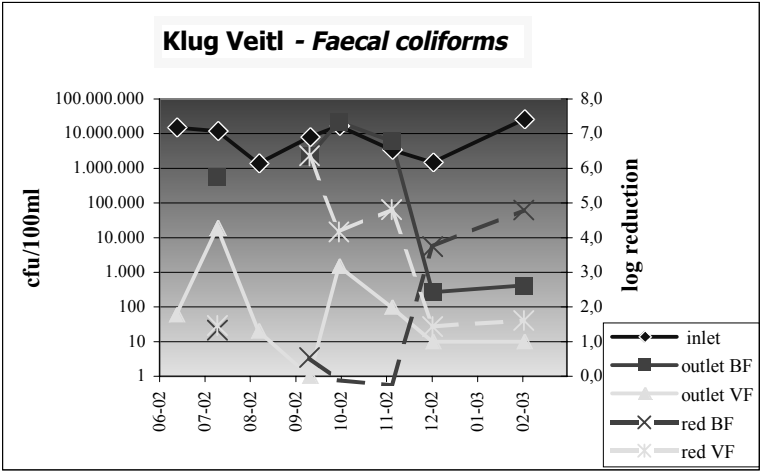


Fig. 8 *Faecal Coliform reduction in the fixed bed reactor (BF) and the vertical filter (VF) at Klug Veitl*

As by now these first results rather open new questions than giving answers already. SWAMP will further look into the reasons for the differences in concentration and contamination between the different plants. Longer series of data and more stabilised operation conditions will probably assist in answering questions about variations in time and between systems observed until now.

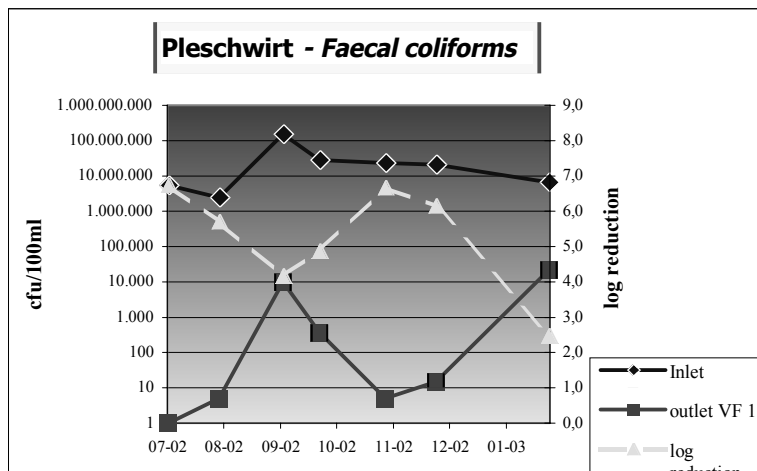


Fig. 9 *Faecal Coliform reduction in the VF at Pleschwirt*

Abbreviations

BF	Fixed bed reactor
cfu	colony forming units
g BOD ₅ /cd	Gram biochemical oxygen demand in 5 days per capita and day
HF	Horizontal filter, i.e. horizontal subsurface flow reed bed
l/cd	Litres per capita and day
l/d	Litres per day
g BOD ₅ /d	Gram biochemical oxygen demand in 5 days per day
p.-e.	Person equivalent
RBTS	Reed bed treatment system
Sp. load	Specific load
SWM	Sustainable water management
VF	Vertical filter, i.e. vertical subsurface flow reed bed

ESPERIENZE DI FITODEPURAZIONE PER IL TRATTAMENTO TERZIARIO DELLE ACQUE REFLUE FINALIZZATO AL RIUTILIZZO IRRIGUO

Giuseppe Luigi Cirelli, Attilio Toscano

Introduzione

Nelle regioni aride e semiaride, come il Meridione d'Italia, l'impiego delle acque reflue urbane depurate risulta indispensabile per fronteggiare la carenza di risorse idriche, ed in alcuni casi rappresenta una delle uniche alternative realizzabili nel breve periodo per fronteggiare i sempre più frequenti periodi di siccità (Barbagallo *et al.*, 2001). A fronte di questo crescente interesse nel riutilizzo delle acque reflue è emersa a livello internazionale la necessità di mettere a punto sistemi di trattamento efficienti, affidabili e di semplice ed economica gestione e manutenzione. In Italia, per il trattamento ed il riuso delle acque reflue, come già avviene in numerosi Paesi europei ed extraeuropei, particolare interesse avrebbe l'applicazione di "sistemi di trattamento estensivi" come la fitodepurazione ed il lagunaggio (Brissaud, 2002).

I "sistemi estensivi", pur richiedendo per la loro realizzazione superfici relativamente ampie, presentano un basso costo di esercizio, assenza di consumi energetici e notevole semplicità nelle fasi di esercizio e manutenzione (Haberl *et al.*, 1995; Reed *et al.* 1995; Mara e Pearson, 1998; Kadlec *et al.*, 2000). Tali caratteristiche li rendono particolarmente indicati per il trattamento secondario dei liquami urbani di piccole comunità, in quanto sono in grado di ridurre in modo significativo le sostanze inquinanti contenute nelle acque reflue, ovvero per il trattamento terziario dei liquami urbani di medie comunità ai fini della rimozione di patogeni e parassiti.

Nell'Italia Meridionale esiste una notevole potenzialità di applicazione dei sistemi estensivi per la disponibilità di terreni marginali da destinare a tale scopo, nonché per la presenza di condizioni climatiche favorevoli (radiazione solare, temperatura dell'aria ecc.). In Sicilia, da alcuni anni sono in esercizio sistemi di trattamento terziario di tipo estensivo per la riutilizzazione delle acque reflue in agricoltura. Dal 1993 a Grammichele (provincia di Catania) è in esercizio un sistema di riuso sperimentale in cui le acque reflue, dopo un trattamento di tipo secondario in un impianto a fanghi attivi, vengono affinate mediante l'accumulo in serbatoi (Barbagallo *et al.*, 1996; 1997; 2002b; 2003b). Nel 2001 a San Michele di Ganzaria (provincia di Catania) è stato realizzato un impianto di fitodepurazione a flusso subsuperficiale orizzontale, utilizzato come tratta-

mento terziario, a servizio di circa 1.100 AE (Barbagallo *et al.*, 2002a; 2003a); tale impianto rappresenta il primo modulo di un più esteso sistema di affinamento finalizzato al riuso delle acque reflue urbane a scopo irriguo, al momento in fase di finanziamento.

Nella memoria si riportano i risultati delle indagini condotte sul sistema di San Michele di Ganzaria, che hanno evidenziato le potenzialità di applicazione della fitodepurazione come tecnologia integrativa o alternativa ai sistemi di depurazione convenzionali e la notevole efficienza nell'abbattimento di patogeni e parassiti, cosa che rende tale sistema di trattamento particolarmente competitivo nel caso di impiego delle acque reflue depurate in agricoltura.

Descrizione dell'impianto

L'impianto di fitodepurazione a flusso subsuperficiale orizzontale è stato realizzato nel comune di San Michele di Ganzaria, centro agricolo con una popolazione di circa 4.500 abitanti, situato 90 Km a Sud-Ovest di Catania. L'area è caratterizzata da un clima mediterraneo-arido, con una concentrazione di piogge nella stagione invernale ed una quasi totale assenza di precipitazioni nella stagione estiva (piovosità media pari a circa 500 mm/anno). L'impianto, ubicato ad una quota di circa 350 m s.l.m., è stato realizzato a valle dell'impianto di depurazione comunale la cui "linea acque", organizzata in due moduli, è costituita da: vasca Imhoff, filtro percolatore, sedimentazione secondaria.

Il letto di fitodepurazione oggetto della sperimentazione è inserito in un più ampio progetto che prevede la realizzazione di quattro vasche a flusso subsuperficiale orizzontale poste a due a due in parallelo e in serie, di due serbatoi per la regolazione e un ulteriore affinamento dei liquami urbani e di una rete per la distribuzione delle acque reflue per l'irrigazione di circa 150 Ha di uliveti (Figura 1).

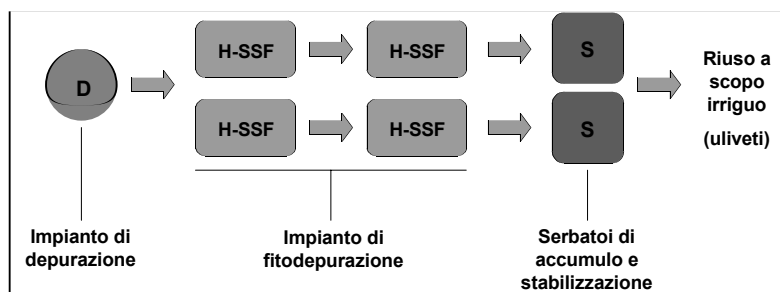


Figura 1 Schema del sistema di trattamento e riuso di San Michele di Ganzaria

Dal marzo 2001 è in esercizio uno dei quattro letti di fitodepurazione previsti, utilizzato come trattamento terziario a servizio di circa 1.100 AE, con una portata pari a circa 1,75 L/s ed un tempo di detenzione nominale di circa 2 giorni. Il completamento dell'impianto è previsto entro il 2004.

Come già detto, il trattamento primario e secondario viene effettuato nell'impianto di depurazione già esistente. Le acque, una volta trattate, vengono convogliate all'impianto di fitodepurazione mediante una condotta di lunghezza pari a circa 340 m, avente un dislivello di circa 3 m. Il letto di fitodepurazione ha una lunghezza di 78 m, una larghezza di 25 m ed una superficie del letto filtrante pari a 1.950 m² (corrispondente a circa 1,7 m² per abitante servito). L'altezza del letto filtrante è pari a 0,6 m (altezza d'acqua pari a 0,4 m); il fondo ha una pendenza di circa l'1% per favorire il deflusso dei reflui. Sia il fondo del letto che le sponde sono stati impermeabilizzati mediante una guaina bentonitica di spessore pari a 4 mm. Inoltre, sulle sponde, realizzate in terra con una scarpa di 3:1, sono state poste delle reti di bioiuta per favorire l'attecchimento della vegetazione e prevenire i fenomeni di erosione.

Il letto filtrante è costituito da pietrisco avente una dimensione granulometrica costante pari a 8-10 mm. Le acque reflue vengono immesse in testa al letto di fitodepurazione mediante una tubazione di distribuzione interrata, del diametro di 200 mm, che presenta una serie di fori lungo tutta la sua lunghezza ed è posta trasversalmente alla direzione del flusso, in modo da permettere una omogenea distribuzione del refluo in tutta la sezione del letto ed evitare il più possibile i fenomeni di cortocircuitazione idraulica. Attraverso un'analoga condotta trasversale forata, posta sul fondo del letto nella sua sezione terminale, viene effettuata la raccolta delle acque reflue che vengono così convogliate al pozzetto di uscita in cui sono presenti due tubi flessibili, la cui quota viene regolata manualmente per controllare il livello idrico nel letto filtrante. Inoltre, lungo la superficie del letto, sia trasversalmente sia longitudinalmente, sono stati posti 9 piezometri che consentono di effettuare il prelievo ed il controllo delle acque che filtrano attraverso il letto di fitodepurazione.

Sul letto filtrante sono stati messi a dimora rizomi di *Phragmites sp.* nella misura di circa quattro rizomi per metro quadrato. I rizomi sono stati messi a dimora nel gennaio 2001 e hanno raggiunto un completo sviluppo dopo circa 9 mesi, con un grado di copertura pari a circa il 100%.

Metodologia

Le indagini¹ condotte sull'impianto di fitodepurazione di San Michele di Ganzaria hanno previsto una serie di campionamenti e di analisi per la determinazione delle caratteristiche fisiche, chimiche e batteriologiche delle acque reflue. I campionamenti sono stati effettuati nei seguenti periodi: marzo-settembre 2001 (1° anno); marzo-dicembre 2002 (2° anno). Sono stati effettuati 12 campionamenti nel corso del 1° anno e 9 campionamenti nel corso del 2° anno; complessivamente sono stati analizzati oltre 80 campioni di acque reflue. I prelievi hanno riguardato le acque reflue grezze in ingresso all'impianto di depurazione, i reflui in uscita e l'effluente finale del letto di fitodepurazione.

Utilizzando le metodiche IRSA-CNR, sono stati determinati i seguenti parametri chimico-fisici: solidi sospesi totali (a 180 °C), BOD₅, COD, fosforo totale, azoto (organico, ammoniacale, nitroso, nitrico, totale), conducibilità elettrica, pH, ossigeno disciolto e temperatura. Per quanto riguarda il BOD₅ e il COD rilevati sull'effluente dell'impianto di fitodepurazione, le analisi sono state effettuate su campioni di acqua filtrati attraverso filtri in fibra di vetro tipo GF/C Whatmann.

La determinazione del numero di coliformi totali, di coliformi fecali, di *Escherichia coli* e di streptococchi fecali è stata effettuata con il metodo delle membrane filtranti, secondo metodi standard per l'esame delle acque (APHA, 1998). La ricerca e la numerazione delle uova di elminti (nematodi) è stata effettuata secondo la procedura descritta da Ayres e Mara (1996). Per la ricerca e la numerazione delle salmonelle sono stati utilizzati due diversi metodi (Pignato *et al.*, 2000; Giammanco *et al.*, 2002): uno colturale ed uno basato sull'amplificazione di uno specifico sito del DNA batterico mediante la reazione a catena della polimerasi (*Polymerase Chain Reaction*, PCR). Con frequenza mensile è stata inoltre rilevata la concentrazione dei seguenti metalli pesanti: Cu, Cd, Zn, Pb e Cr.

Per valutare il tempo di detenzione effettivo dell'impianto sono state effettuate delle prove specifiche tramite l'utilizzo di un tracciante costituito da una soluzione di cloruro di sodio ad una concentrazione di 150 g/L (Barbagallo *et al.*, 2003c). La soluzione è stata immessa ad impulsi in testa all'impianto di fitodepurazione regolando i valori della portata in ingresso a 1.20 L/s e a 2.30 L/s. In uscita all'impianto di fitodepurazione è stato misurato l'incremento di conducibilità elettrica effettuando un set di rilievi a mezzo di un conducimetro portatile con frequenza di ogni 2 ore. Nel 1° caso (1.20 L/s) i rilievi hanno avuto una durata di circa 72 ore, nel 2° caso di circa 36 ore. I valori delle portate prescelte

¹ L'impostazione del lavoro, l'interpretazione dei risultati e le conclusioni sono di entrambi gli Autori. Le analisi microbiologiche sono state effettuate dal prof. Giuseppe Giammanco e dalla prof. Sarina Pignato dell'Università di Catania.

per la valutazione del tempo di detenzione sono da considerarsi gli estremi del range di portate abitualmente trattate nel letto di fitodepurazione.

Nel dicembre 2001 è stato effettuato il primo sfalcio della vegetazione, rimuovendo le canne tagliate dal letto di fitodepurazione.

Risultati

I risultati delle prove per l'individuazione del tempo di detenzione delle acque reflue all'interno dell'impianto di fitodepurazione hanno evidenziato un tempo di detenzione di circa 34 ore, con una portata in ingresso di 1.20 L/s e di circa 19 ore con una portata di 2.30 L/s. Tali prove verranno ripetute con frequenza annuale per valutare eventuali fenomeni di intasamento e cortocircuitazione idraulica che, come è noto, possono verificarsi a causa della modifica della porosità del *medium* filtrante.

I risultati delle caratteristiche chimico-fisiche e batteriologiche delle acque reflue non trattate, monitorate nel corso dell'indagine, sono riportati sinteticamente nelle Tabelle 1 e 2.

Acque brute	SST mg/L	BOD ₅ mg/L	COD mg/L	Ntot mg/L	Ptot mg/L
Media	379.7	298.3	516.8	44.2	10.5
CV	0.23	0.24	0.24	0.11	0.16

Tabella 1 Valore medio e coefficiente di variazione (CV) della concentrazione di alcuni parametri chimico-fisici nelle acque reflue brute di San Michele di Ganzaria

Acque brute	CT CFU/100mL	CF CFU/100mL	<i>E. coli</i> CFU/100mL	SF CFU/100mL	<i>Salmonella</i> MPN/100mL	Uova di elminti no./L
Media	5.E+07	2.E+07	1.E+07	2.E+06	34	18
CV	0.51	0.38	0.45	0.39	1.97	1.10

CT: coliformi totali; CF: coliformi fecali; SF: streptococchi fecali

Tabella 2 Valore medio e coefficiente di variazione (CV) della concentrazione di alcuni parametri microbiologici nelle acque reflue brute di San Michele di Ganzaria

Le concentrazioni medie degli inquinanti presenti nelle acque reflue non trattate si attestano intorno a valori tipici per i reflui urbani (circa 300 mg/L di BOD₅, 400 mg/L di SST e 500 mg/L di COD).

I valori di pH e CE delle acque reflue all'interno della vasca di fitodepurazione si sono mantenuti pressoché costanti lungo tutta la fase dei periodi di campionamento e pari a circa, rispettivamente, $8,2 \div 8,4$ e $1,2 \div 1,5$ dS/m. Le concentrazioni di ossigeno disciolto nei liquami si sono attestate sempre al di sotto di 1,0 mg/L, in accordo con quanto riportato in letteratura per i sistemi a flusso sub-superficiale orizzontale (Kadlec *et al.*, 2000).

Nella Figura 2 è riportata la media dei valori, misurati nel corso del 1° e 2° anno di indagine all'ingresso e all'uscita dell'impianto di fitodepurazione, dei seguenti parametri chimico-fisici: SST, BOD₅, COD, azoto totale (Ntot) e fosforo totale (Ptot).

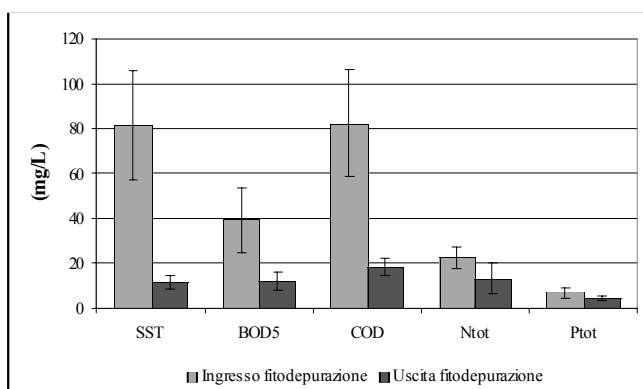


Figura 2 Valori medi (\pm SD) di alcuni parametri chimico-fisici tra l'ingresso e l'uscita dell'impianto di fitodepurazione di San Michele di Ganzaria (Catania)

Per quanto riguarda i solidi sospesi totali, le concentrazioni in ingresso all'impianto di fitodepurazione sono risultate variabili fra circa 34 e 120 mg/l, mentre nell'effluente sono stati rilevati valori compresi fra 8 e 18 mg/l, con un valore medio di circa 11 mg/l. L'efficienza media di rimozione dei SST è risultata pari a circa l'85%, con un valore della deviazione standard (SD) pari a 6,4; tra il primo e secondo anno si è avuto un leggero miglioramento nella rimozione (Figura 3).

Le acque reflue in ingresso al letto filtrante sono state caratterizzate da valori medi di BOD₅ e COD, rispettivamente di 39 e 82 mg/L (Figura 2). Nell'effluente sono stati osservati valori di BOD₅ compresi fra 6 e 18 mg/L, con un valore medio di 11,8 mg/L, e valori di COD fra 9,7 e 25 mg/L, con un valore medio di 18,4 mg/L.

La riduzione media della concentrazione di sostanza organica (Figura 3) durante il periodo di detenzione nell'impianto di fitodepurazione è stata di circa

il 68% per il BOD₅ (SD=11,62) e del 76% per il COD (SD=6,04); tra il primo e secondo anno non si sono avute modifiche significative nella rimozione di entrambi i parametri.

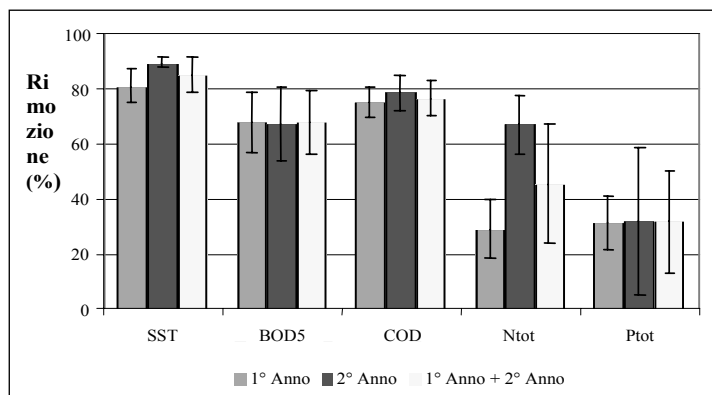


Figura 3 Efficienza media di rimozione (\pm SD) di alcuni parametri chimico-fisici per il 1° e 2° anno d'indagine

Le acque reflue in ingresso al letto filtrante sono state caratterizzate da valori medi di azoto totale e fosforo totale rispettivamente di 22,5 e 6,8 mg/L (Figura 2). Nell'effluente sono stati osservati valori di Ntot compresi fra 3,5 e 23 mg/L, con un valore medio di 13 mg/L, e valori di Ptot fra 2,9 e 6,4 mg/L, con un valore medio di 4,4 mg/L.

Più modesta è risultata l'efficienza media di rimozione dei nutrienti che, sia nel caso dell'azoto totale che del fosforo totale, si è attestata rispettivamente intorno al 45% e al 32% (Figura 3). Va evidenziato che tra il 1° e 2° anno di indagine si è avuto un significativo miglioramento nella rimozione dell'azoto totale: questo è probabilmente dovuto al maggiore sviluppo dell'apparato radicale.

I risultati delle analisi mirate all'individuazione di metalli pesanti (Cu, Cd, Zn, Pb e Cr) nei liquami hanno evidenziato una presenza di detti elementi compatibile con gli standard qualitativi consigliati dall'EPA per il riuso dei reflui a scopo irriguo (USEPA, 1992).

Il numero di batteri coliformi e di streptococchi fecali nelle acque non trattate è risultato compatibile con i valori propri delle acque reflue urbane (Tabella 2). Inoltre, va segnalata la presenza di salmonelle in numero discretamente elevato con un valore medio pari 35 in 100 mL, nonché di uova di nematodi, in particolare del genere *Ascaris*, nel numero medio di 18 per litro e un valore massimo di 70 per litro.

L'effluente dall'impianto di depurazione a filtri percolatori ha mostrato una riduzione media del numero di batteri indicatori (coliformi, *E. coli* e streptococchi fecali) di 1-2 ordini di grandezza rispetto ai valori del liquame brutto; le salmonelle sono risultate sempre assenti in 100 ml nel corso del 1° anno e con un valore medio pari a 3 nel corso del 2° anno; le uova di nematodi sono risultate presenti, anche se in numero più ridotto, con un valore medio di circa 9 uova per litro ed un valore massimo di 54 per litro.

Nella Figura 4 è riportato il numero medio di batteri indicatori misurati all'ingresso e all'uscita dell'impianto di fitodepurazione nel corso del 1° e 2° anno di indagine.

Il passaggio attraverso l'impianto di fitodepurazione ha migliorato la qualità microbiologica del refluo. Infatti, è stata osservata una riduzione media di circa 2 ordini di grandezza del numero dei batteri indicatori, corrispondente ad una rimozione del 99% (Figura 5), e, cosa ancor più importante, è stata rilevata la totale scomparsa di *Salmonella* e di uova di nematodi. La rimozione di questi microrganismi risulta di rilevante importanza, stante il fatto che la maggior parte dei sistemi di trattamento tradizionali ha una scarsa efficienza nella rimozione di questi inquinanti; in particolare, le uova di elminti risultano resistenti anche a trattamenti di disinfezione avanzata.

Il miglioramento della qualità batteriologica è stato osservato anche nei periodi di scarsa efficienza dell'impianto di depurazione secondario, evidenziando una buona capacità *buffer* del sistema di fitodepurazione.

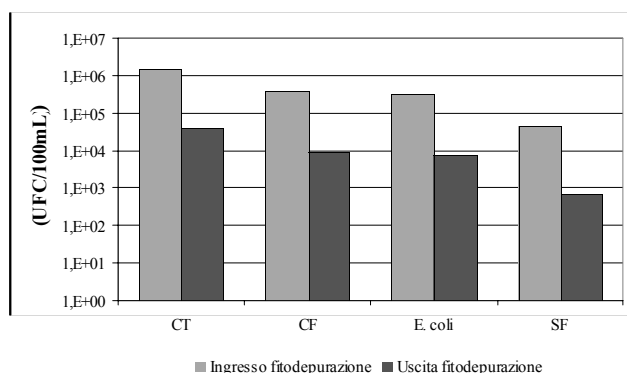


Figura 4 Valori medi della concentrazione di coliformi totali (CT), coliformi fecali (CF), *Escherichia coli* e streptococchi fecali (SF) tra l'ingresso e l'uscita dell'impianto di fitodepurazione di San Michele di Ganzaria (Catania)

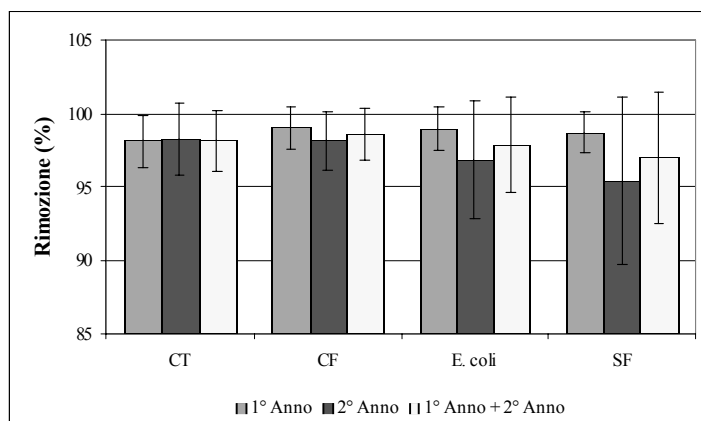


Figura 5 Efficienza media di rimozione (\pm SD) di coliformi totali (CT), coliformi fecali (CF), *Escherichia coli* e streptococchi fecali (SF) per il 1° e 2° anno d'indagine

Conclusioni

Le indagini condotte sull'impianto di fitodepurazione per il trattamento terziario finalizzato al riutilizzo irriguo delle acque reflue del centro abitato di San Michele di Ganzaria hanno evidenziato soddisfacenti prestazioni nella rimozione dei principali inquinanti. L'impianto a flusso subsuperficiale orizzontale ha raggiunto, sin dalla fase iniziale di esercizio, livelli medio-alti di rimozione di SST, BOD₅ e COD. In tutti i campioni prelevati nel corso dell'indagine in uscita dalla fitodepurazione, la concentrazione dei suddetti inquinanti è risultata sempre inferiore ai limiti imposti dal D.Lgs. 152/99 per lo scarico nei corpi idrici superficiali; inoltre, i campioni prelevati sono risultati conformi anche ai limiti, ancora più restrittivi, riportati nella Tabella 1 allegata alla bozza di decreto sul riutilizzo delle acque reflue, redatto dal Ministero dell'Ambiente ai sensi del comma 2 dell'articolo 26 del D.Lgs 152/99.

La concentrazione di fosforo totale nell'effluente dell'impianto di fitodepurazione è risultata sempre superiore ai limiti consentiti dalla normativa per le aree sensibili (2 mg/L); la concentrazione di azoto totale è risultata, nel 40% dei casi, superiore ai limiti previsti (15 mg/L). Tale limitata rimozione dei nutrienti, in questo particolare caso, non rappresenta un problema, in quanto l'impianto è stato progettato per riutilizzare le acque reflue a scopo irriguo.

L'impianto di fitodepurazione caratterizzato da un tempo di detenzione effettivo compreso tra 20 e 36 ore, in relazione al differente regime della portata di

acque reflue nell'arco della giornata, ha evidenziato una efficacia significativa ai fini della minimizzazione del rischio infettivo connesso con l'uso delle acque reflue in agricoltura. Infatti, è stata ottenuta una ulteriore riduzione di circa il 99% nel numero dei batteri indici, il che, sommandosi alla riduzione ottenuta con il trattamento nell'impianto a filtri percolatori, ha conferito al refluo finale un livello di qualità altrimenti non ottenibile, se non con costi molto elevati (Barbagallo *et al.*, 2003a).

Particolarmente rilevante ai fini sanitari è il risultato della rimozione delle salmonelle e di uova di elminti, entrambi presenti nelle acque reflue trattate in concentrazioni significative, evidenziando la notevole diffusione di tali microrganismi tra la popolazione locale (Pignato *et al.*, 2000). La rimozione delle uova di nematodi parassiti dell'uomo è molto importante, in quanto tali parassiti hanno una notevole capacità di sopravvivere a lungo nell'ambiente e di causare infestazioni. Secondo l'Organizzazione Mondiale della Sanità (WHO, 1989), per evitare il rischio di infestazione nell'uomo, è necessario che le acque reflue da riutilizzare in agricoltura contengano meno di un uovo di elminti per litro. Il numero trovato nell'effluente dall'impianto di trattamento a filtri percolatori è stato ben superiore a tale limite, ma il successivo trattamento delle acque nell'impianto di fitodepurazione è stato efficace anche a questo riguardo, rimuovendo costantemente le uova ancora presenti in ingresso.

Il sistema di accumulo in serbatoi previsto a valle dei letti di fitodepurazione comporterà un ulteriore miglioramento della qualità microbiologica delle acque reflue di San Michele di Ganzaria. Sulla base dell'ampia attività di ricerca condotta in Sicilia sui serbatoi di acque reflue (Barbagallo *et al.*, 1996; 1997; 2002b; 2003b) si può ragionevolmente affermare che il sistema di accumulo, comunque necessario per garantire la regolazione delle acque reflue, consentirà di rimuovere le *Escherichia coli* al di sotto del limite di 10 UFC/100 mL, riportato nella bozza di decreto sul riutilizzo delle acque reflue redatto dal Ministero dell'Ambiente.

Bibliografia

APHA, AWWA, WEF. (1995). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 19th ed. Washington DC.

Ayres R.M., Mara D.D. (1996). *Analysis of wastewater for use in agriculture*. World Health Organization, Geneva.

Barbagallo S., Cirelli G.L., Giammanco G., Indelicato S., Pignato S. (1996). *Prove sperimentali di accumulo di acque reflue urbane non trattate per uso agricolo*. Rivista di Ingegneria Agraria, n. 1.

Barbagallo S., Cirelli G.L., Giammanco G., Indelicato S., Pignato S. (1997). *Effetti dell'accumulo in serbatoi a scopo irriguo di acque reflue urbane trattate*. Ingegneria Ambientale, n.1-2, gen-feb.

Barbagallo S., Cirelli G.L., Indelicato S. (2001). *Wastewater reuse in Italy*. Wat. Scie. & Techn., 43 (10), 43-50.

Barbagallo S., Cirelli G.L., Consoli S., Toscano A., Zimbone S.M. (2002a). *Performance of a H-SSF constructed wetland as tertiary treatment for wastewater reuse: the case study of "S. Michele di Ganzaria" in Sicily, Italy*. In: "IWA Regional Symposium on Water Recycling in Mediterranean Region", Iraklio, Greece, 26-29 settembre, 379-385.

Barbagallo S., Cirelli G. L., Consoli S., Somma F. (2002b). *Indagine sperimentale sull'accumulo di acque reflue in serbatoi: il caso studio di Caltagirone*. Rivista di Ingegneria Agraria, 4, pp. 67-73.

Barbagallo S., Cirelli G.L., Consoli S., Faro G., Giammanco G., Indelicato S., Pignato S., Toscano A. (2003a). *La fitodepurazione di acque reflue urbane per il riuso a scopo irriguo: un caso studio siciliano*. Ingegneria Ambientale, 32(1), 34-40.

Barbagallo S., Brissaud F., Cirelli G.L., Consoli S., Xu P. (2003b). *Modelling of bacterial removal in wastewater storage for irrigation purposes: a case study in Sicily*. Wat. Sci. Tech., (in corso di pubblicazione).

Barbagallo S., Cirelli G.L., Consoli S., Toscano A., Zimbone S.M. (2003c). *Performances and hydraulics of a H-SSF constructed wetland for municipal wastewater reuse*. Articolo accettato al IV International Symposium on Water Reclamation and Reuse, Città del Messico, Messico, novembre 2003.

Brissaud F. (2002). *Extensive reclamation technologies for irrigation reuse*. In: IWA Regional Symposium on Water Recycling in Mediterranean Region, Iraklio, Greece, 26-29 settembre, 435-442.

Giammanco G., Pignato S., Alliot M., Polgatti M. (2002). *Rapid method for Salmonella enumeration in wastewater*. International Symposium on Salmonella and Salmonellosis, Ploufragan, France.

Haberl R., Perfler R., Mayer H. (1995). *Constructed wetlands in Europe*. Wat. Sci. Tech., 32(3), 305-315.

Kadlec R. H. and Knight R. L. (1996). *Treatment wetlands*. Lewis Publishers, New York.

Kadlec R. H., Knight R. L., Vymazal J., Brix H., Cooper P., Haberl R. (2000). *Constructed wetlands for pollution control*. Scientific and Technical Report No. 8. IWA Publishing, London, England.

Mara D.D., Pearson H.W. (1998). *Design manual for waste stabilization pond in mediterranean countries*. Lagoon Technology International, Leeds, UK.

Pignato S., Marranzano M., Coniglio A.M., Faro G., Tarascio G., Giammanco G. (2000). *Valutazioni epidemiologiche sulla prevalenza di serovar di Salmonella nelle acque reflue urbane*. Ig. San. Pubbl. 56, 317-325.

Reed S.C., Crites R.W., Middlebrooks E.J. (1995). *Natural system for waste management and treatment*, 2nd ed. McGraw-Hill, New York.

USEPA (1992). *Manual-Guidelines for water reuse*. EPA/625/R-92/004. Washington D.C.

WHO-World Health Organization (1989). *Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture*. WHO Report Series, Geneva.

AGRICULTURAL REUSE OF WASTEWATER IN THE MEDITERRANEAN REGION OPPORTUNITIES AND CHALLENGES

Akissa Bahri

Introduction

In the Mediterranean basin, wastewater reclamation and reuse are practiced since the Greek and Roman times (Angelakis and Spyridakis, 1996). Wastewater has also been used by the European (Great Britain, Germany, France, Poland, etc.) and the Mediterranean civilizations (wastewater was reused in the XIV and XV century in the Milanese Marcites and in the Valencian huertas, respectively (Soulié and Tréméa, 1992).

Water reuse for irrigation raises issues both as potential resources of nutrients and source of pollution. Therefore, wastewater must be treated and used in such a way as to ensure only acceptable risks for users, workers, consumers (human and/or animal), and the environment. Several water reuse guidelines and manuals have been published (Pettygrove and Asano, 1985; WHO, 1989; UNEP and FAO, 1991; FAO, 1992; USEPA, 1992; Chang *et al.*, 1995). These guidelines have been supporting many countries to implement or upgrade environmentally sound and safe wastewater reclamation and reuse systems adapted to their own technical, socio-economic and cultural conditions. Some countries have also implemented water reuse strategies and issued standards for pathogens, and organic and inorganic pollutants.

In the Mediterranean region, increasing volumes of wastewater are generated. Large areas may be supplied with reclaimed water which may also be used for different other purposes depending on the demand, the water characteristics, its suitability, etc. Consequently, there is a major potential use of reclaimed water in the region. This potential requires adequate sanitation practices and systems, which is, due to unplanned development, lack of funds, limited access to existing technologies and low level of technical expertise, often missing. Many residents have no acceptable sanitation systems and wastewaters are discharged untreated into the receiving environment. These effluents are causing diffuse pollution, major eutrophication threat to downstream waters and health hazards. Uncontrolled and direct reuse of raw wastewater is often taking place to irrigate vegetable crops sold in the markets. Such a practice is a major threat to public

health and should be discontinued through installation of local treatment facilities.

It is, also, essential that the development of water reuse in agriculture and other sectors be based on scientific evidences of its effects on environment and public health. Although several studies have been conducted on wastewater quality and for different purposes, at this time, there are no regulations of water reuse at a Mediterranean level. With the development of tourism and Mediterranean food market, there is a need for sharing a common rationale for developing water reuse standards on both sides of the Mediterranean.

The provision of environmentally sound systems requires an integrated approach and several prerequisites must be satisfied in order to reduce water-related diseases and environmental degradation. Several key questions need therefore to be addressed, such as what kind of appropriate sanitation should be provided? Where and how can reclaimed water and other materials cycles be closed? Which institutional settings are suitable for sanitation and reuse in such areas? Which engineering and technical capacities needs should be developed?

In view of the above, this paper aims at discussing ways for improving living conditions, reducing water-related diseases and environment problems in the Mediterranean countries.

The current state of water reuse in the Mediterranean region

Significance of water reuse

The significance of water reuse may be evaluated through the comparison of water reuse potential with total water use. Water reclamation and reuse is generally small compared with total water use but it is expected to increase significantly. It is and will become more significant in water scarce regions. In the United States, it was estimated that municipal water reuse accounted for 1.5% of total freshwater withdrawals in the year 2000. In Tunisia, reclaimed water accounted for 4.3% of available water resources in the year 1996, and may reach 11% in the year 2030. In Israel, it accounted for 15% of available water resources in the year 2000, and may reach 20% in the year 2010. The volume of treated wastewater compared to the irrigation water resources is actually about 7% in Tunisia, 8% in Jordan, 24% in Israel, and 32% in Kuwait. Approximately 10% of the treated effluent is being reused in Kuwait, 20-30% in Tunisia, 85% in Jordan, and 92% in Israel. In California, where the largest number of water

reuse facilities existing in the United States is found, there is around 434 million cubic meters of municipal wastewater currently reused with, in 1999, water reuse for agricultural irrigation amounting to 68% of the total reclaimed water used (Asano *et al.*, 2000). In Japan, water reuse is mainly directed toward non-potable urban applications such as toilet flushing, urban environmental water, and industrial reuse (Asano *et al.*, 2000). In Tunisia, the expected amount of reclaimed water in the year 2020 is expected to be approximately 18% of the available groundwater resources and could be used to replace groundwater currently used for irrigation in areas where excessive groundwater mining is causing salt water intrusion in coastal aquifers.

Driving forces, benefits and concerns of water reuse

The driving forces for water reuse development in the Mediterranean region are related to different issues such as water resources (water scarce environment threatened by pollution), economical (cost-effectiveness of reclaimed water), or environmental issues (gradually more stringent water quality discharge regulations).

The benefits, potential health risks and environmental impacts resulting from water reuse and the management measures aimed at using wastewater within acceptable levels of risk for the public health and the environment are acknowledged in several documents (Shuval *et al.*, 1986; Mara and Cairncross, 1989; Asano, 1998; Crites and Tchobanoglous, 1998; Angelakis *et al.*, 1999; Blumenthal *et al.*, 2000; Angelakis and Bontoux, 2001).

Water reuse is meant to help close the water cycle and therefore enable sustainable reuse of available water resources. When integrated to water resources management, water reuse may be considered as an integral part of the environmental pollution control and water management strategy. It may present benefits to public health, the environment, and economic development. Reclaimed water may provide significant additional renewable, reliable amounts of water and contribute to the conservation of fresh water resources. It may be considered as a valuable source of water and nutrients in agriculture schemes and therefore contributes to reducing chemical fertilizers' utilization and to increasing agricultural productivity. Reuse of reclaimed water, if properly managed, may alleviate pollution of water resources and sensitive receiving bodies. It may also contribute to desertification control and desert reclamation. Saline water intrusion may be controlled in coastal aquifers through groundwater recharge operations. Other social and economic benefits may result from such schemes such as

employment and products for export markets. It is, however, essential that the development of reuse prevents negative effects on environment and public health since wastewater content in mineral and organic trace substances and pathogens represents a risk for human health. Adequate treatment has therefore to be provided for the intended use.

Water reuse in the Mediterranean region

In most of the countries of the Mediterranean region, wastewater is widely reused at different extents within planned or unplanned systems. In many cases, raw or insufficiently treated wastewater is applied. In other cases, wastewater treatment plants are often not functioning or overloaded and thus discharge effluents not suitable for reuse applications. This leads to the existence of health risks and environment impacts and to the prevalence of water-related diseases. In some other situations where conditions for reuse are met, wastewater is then submitted to adequate reclamation systems and treated effluents are being reused for different purposes without presenting any risk for human health. In these cases, reclaimed water is an important alternative resource for sustainable development and food production.

However, only few Mediterranean countries (Cyprus, Israel, Jordan, Tunisia) have included water reuse in their water resources planning and have official policies calling for water reuse. A wide variety of approaches to water reuse policy may be found because of the difference in the capacity to implement such policies and depending on the socio-economic, institutional, and technological conditions. Differences between countries occur in their environmental and public health policies. They also occur in existing wastewater collection, treatment and disposal facilities, in human capacities, and in equipment, material, and financial resources (USEPA, 1992).

A large range of situations may also be found with different treatment levels and reuse operations. In most of the cases, conventional technology has been adopted for treating wastewater independently of the type of reuse. The general approach adopted up to now is based on producing an effluent in compliance with water quality discharge requirements.

The main reuse operations in the region are for agricultural irrigation, landscape irrigation, and groundwater recharge. Industrial reuse is very seldom practiced. It should also be noticed that several research and pilot studies have been conducted in the region. The information gained from such studies has allowed

the development of treatment and reuse for the specific conditions of the region. The implementation of large-scale reuse schemes has resulted in significant technical and operational experience in reclaimed water reuse. However, up to now, there are no specific Mediterranean guidelines regulating water reuse. Water reuse has to face different other challenges, some of them are presented in the following.

Challenges facing agricultural water reuse

Farmers' attitudes and expectations and public awareness

Farmers are generally not reluctant to reusing wastewater either raw or reclaimed. There is, however, a lack of information amongst them about wastewater quality, health risks related to water reuse and impacts on crops and soils. Skills development and the help of extension services are required to overcome some obstacles towards safe water reuse.

Surveys carried out among farmers of schemes irrigated with treated wastewater have shown that some farmers worry about the quality of the irrigation water and its health effects on field workers. But during dry years, the water demand increases and most of the available reclaimed water is reused whatever the quality is. Generally, farmers are asking for more reliability of the water supply in quantity and quality and higher water rates. When crop restrictions are applied, they explain their reluctance to use wastewater by the restrictions on the crops they are allowed to cultivate. They would like to grow market gardening. Farmers of schemes next to schemes irrigated with conventional water strongly ask for being provided with conventional water. The price of the treated wastewater did not appear to limit the water reuse in Tunisia. Wastewater market assessments conducted in some countries concluded that farmers would accept to pay for reclaimed water but rather low prices (Palestine). As stated by Wegner-Gwidt (1991), winning the support of farmers should be part of the planning and the management of water reuse projects. This means more information and more involvement of the farmers in the decision making process to ensure the success of the projects. Cultivating food crops, particularly market garden crops, in the vicinity of towns is very attractive. Removing the restrictions on irrigated crops is expected to help farmers moving from rainfed to irrigated crops. One major obstacle to the water reuse development would thus be overcome.

Public outreach and education programs in order to generate greater accep-

tance of the project are an essential component of the planning of reclaimed water service. There is a need to initiate such efforts during the planning phases of the project.

The legal and institutional framework

A large number of institutions is generally involved in water reuse operations increasing the risk of insufficient coordination. Responsibility from wastewater collection to use in agriculture is shared among various ministries (environment, agriculture, public health, water resources and irrigation, etc.) and agencies (sanitation, etc.) at the national level. At the local level, municipalities and other organizations such as water users' associations and representatives of ministries and agencies are involved. Planned water reuse operations require close cooperation among the various institutions involved. A better coordination among institutions in charge of wastewater reclamation and reuse is required to prevent responsibilities overlapping. Inter-institutional coordination structures may also be established (Tunisia, Egypt). Local level partnerships between stakeholders such as farmer associations, reclaimed water distributors and treatment plant operators, defining mutual rights and responsibilities may be set up. Private-public partnerships (O&M, BOT,...) are also underway in some countries (Jordan, Tunisia, etc.).

Financial and economic aspects

An adequate estimation of the water price is important for cost recovery and for water use saving. Devising an appropriate water pricing policy is, therefore, an important step in water reuse operations.

Different situations may be found depending on the country with (1) no sanitation tariffs at all, (2) extremely low tariffs and often insufficient to cover the necessary expenses, and (3) strong sanitation utilities and relatively high water tariffs providing a good basis for water reuse projects (treatment plant performance was better and the quality of reclaimed water was more in conformity with standards). In most countries of the Mediterranean Region, farmers do not pay for the use of reclaimed water or wastewater, neither for conventional water used in irrigation.

A gradual pricing policy should therefore be introduced. Tariffs must be realistic and must encourage use of reclaimed water. A tariff for irrigation with wastewater should be lower than the tariff for freshwater. Tariffs should cover the costs of storage, conveyance and distribution of reclaimed water. A progressive rate of the tariff may be adopted starting by covering the O&M costs and by

evolving progressively towards production cost. A given water quality should be supplied to reclaimed water users for a given price and based on a real water demand. On the other hand, reclaimed water tariffs imply the delivery to users of a quality of water in compliance with the standards and more reliable water supplies.

Economic analysis - together with environmental assessments and sound technical studies - can contribute to the assessment of various options for wastewater treatment and disposal and help decision making. However, economic feasibility of reclaimed water reuse applications is not yet well assessed. The economic benefits of reuse projects remain difficult to predict and optimize and some costs and benefits are difficult to quantify (public health protection, economic development, etc.). Such planning and management uncertainties are crucial for project implementation and optimization and should therefore be conducted at an early stage in the design of water reuse projects.

Water reuse standards

The management of wastewater in the Mediterranean varies from country to country, as do the standards applied, their derivation, and their enforcement. Countries where reuse is developing on a rational basis, within an organized institutional setting, have elaborated and implemented their own regulations and precise standards. In other countries, it is just referred to health standards. Some of the significant differences in the standards are, in part, due to differences in approaches to public health and environmental protection. For example, some countries have taken the approach of minimizing any risk, whereas other ones have adopted a protective approach of reasonably anticipated adverse effects. This has led to significantly different standards (set of physical-chemical and microbiological criteria) between countries and even within a given country such as in Italy or Spain. The differences are also in the general requirements, management practices, operational standards, frequency of monitoring requirements, etc.

A variety of approaches have been taken by different agencies to regulate water quality for water reuse systems. These differences pertain mostly to the existing irrigation practices, local soil conditions, desire to protect public health, choice of irrigation or wastewater treatment technologies and needs to keep costs down.

At this time, no regulation of water reuse exists at a Mediterranean level. Concerning the national regulations, three groups of countries may be distin-

guished: (1) those with no guidelines or standards, (2) those which have adopted a set of public health water quality criteria based on the WHO guidelines (1989), that means that reuse is practiced with a low level of risk, and (3) those which elaborated regulations close to the California's Title 22 effluent reuse standards (1978) with minimum risk levels.

There is a need of common regulations on water reuse in all Mediterranean countries because of the development of (1) an agricultural Mediterranean market; (2) tourism; (3) growing concern of consumers about the food quality and health hazards; (4) unfair competition among farmers. Different proposals have been made, the latter by the WHO/EURO (World Health Organization / Regional Office for Europe) Project Office in the Mediterranean Action Plan (Bahri and Brissaud, 2002).

Sustainable approaches and technologies

From an end-of-pipe to a source approach

The end-of-pipe technology reduced or eliminated, in a first step, problems such as water-borne diseases, eutrophication, etc. However, it also transferred pollution from one place to another when it would often be more convenient to remove pollutants closer to pollution sources. Since wastewater may be infiltrated, recycled or reused for different purposes, wastewater quality should be protected from different kinds of pollution sources. Major pollutants such as persistent trace organics, trace minerals, radioactive components, and other substances such as pharmaceuticals and hormones, which might affect human health through the food chain, should be prevented from being discharged. Pollutants should be removed at the source and, to the extent feasible, be retained in closed-loops (Goodland and Rockefeller, 1996). Some industrial or commercial pollutants are toxic to biological systems commonly used for wastewater treatment. Treatment at the source is then required to minimize costs and environmental exposure to hazardous materials and to protect the integrity of wastewater treatment systems. Realistic regulations for the discharge of industrial wastewaters have to be set up and, moreover, really enforced in order to prevent the accumulation of potentially toxic compounds in the soil and groundwater aquifers. In order to facilitate recycling and reuse schemes, discharge of industrial waste, when industries are connected to household sewer systems, must be minimized. Use of clean production and energy- and water-saving processes and technologies have to be promoted. Waste material composition will then be closer to that of reusable products.

Decentralized wastewater management

Agricultural development is based on water and land availability, which usually are the main limiting factors and which require adequate water and land management plans. As reclaimed water conveyance and distribution are major costs in reuse projects, distribution should be done at the smallest scale to minimize the costs. Taking the location of potential reuse sites into account with the agreement of the community members should site treatment plants. Therefore, decentralized wastewater management systems should be more adapted to the agricultural context. They can collect and treat wastewater while using appropriate technologies. Different treatment processes and consequently different disposal/reuse options may emerge from this approach. Local recycling and reuse may reduce the total water withdrawal. Smaller amounts of wastewater flows will be generated and more easily controlled; less energy might be consumed and less sludge produced (Harremöes, 1997). Transfer over long distances may be avoided. The technical, institutional and economic aspects of the question require the development of appropriate strategies and qualified bodies for local implementation and management of treatment and reuse projects (Tchobanoglous and Angelakis, 1996).

Treatment technologies

Different treatment technologies may be found in the Mediterranean Region. However, for social equity and environmental concerns, there is a need to consider appropriate sanitation and treatment systems. Appropriate technologies, that are suitable to a particular socio-economic context, require supporting industries and logistics or new technological solutions. They have to be affordable, operable, and reliable (USEPA, 1992; Kreissl, 1997). Low technologies often consistently reach the standards. Using a combination of different high and low technology solutions (Dodds *et al.*, 1993), depending on local conditions, the site, etc., will help to solve the problem in a sustainable and environmentally sound manner. In order to overcome the financial constraints faced in providing wastewater services to small communities, these services may be developed in a phased manner (Bakir, 2001).

Therefore, systems that do not harm environment and provide proper treatment should be developed. A wide range of potential wastewater treatment methods is available and several unconventional and low-cost wastewater technologies could be implemented for individual and collective (combination of composting toilet and grey water treatment) sanitation systems (Niemczynowicz, 1994; Rose, 1999). The economics of collection systems required for such me-

thods of segregating sanitary streams are, however, still major constraints (Braden and Ierland, 1999). Because each area is unique, there is a need to establish different kinds of sanitation facilities for each set of technical, economic, environmental, and institutional conditions. Implementation of source reduction, source separation, and resource recovery and recycling technologies may then be accomplished.

Where land is available, natural systems such as waste stabilization ponds or constructed wetlands may be applied. These reliable and cost-effective systems may be easily managed, are simple to operate, and require minimal energy. Land treatment techniques could also be implemented, such as rapid infiltration, over-land flow, slow rate or subsurface infiltration. These processes can meet both the objectives of treatment and reuse. Infiltration-percolation systems may be applied when hydro-geological conditions are favorable. Sanitary precautions would have to be considered in the event of groundwater use for domestic water supply, however, and soil capacity to absorb and attenuate pollutants has to be evaluated for each site where a land treatment system is to be implemented in order to provide for a pre-treatment system, if necessary. Adaptation and standardization of some unconventional processes still needs to be done. There might also be opportunities for the design of sanitation systems using local materials, technology, and know-how. Systems combining natural and conventional systems or based only on conventional practices may be used when land is not available or in the case of topographical or others constraints. Financial savings both in terms of investment and O&M costs may be achieved in addition to ecological advantages and landscape fit-in. Land application of sludge may also be practiced after proper treatment (composting, digestion, etc.). As regulations are more and more stringent, the amount and the quality of the sludge produced are becoming a key factor of the choice of a treatment system.

Storage

The use of reclaimed water for agriculture requires both inter-seasonal and long-term storage as well as an adequate management of the water quality. Storing reclaimed water, in reservoirs or aquifers, leads to more reliable supplies (meet peak demands), water quality improvement, an increase in the rate of reuse, and a better protection of water bodies. Building reservoirs in which a few days effluent production can be stored would allow matching daily variations in irrigation water demand, increase the reliability of water supply, and upgrade water quality to meet guidelines for unrestricted irrigation. On the other hand, as demand for irrigation water is mainly during the dry season, seasonal storage

during the non-irrigation period would increase reclaimed water reuse and prevent coastal waters contamination.

Effluent quality

Agriculture may be integrated, as a land treatment system, into the treatment cycle and considered as the nutrient recycling part of the loop. The soil may act as a bioreactor and attenuate contaminants. The water used for irrigation purposes should however meet quality requirements. Irrigated areas are devoted to the production of different crops, vegetables being highly rated. If reclaimed water is going to be reused to irrigate fodder crops, field crops (cereals, industrial crops) or forest trees, a secondary treated effluent should be of sufficient quality. For vegetables eaten raw, further wastewater treatment is required for public health protection such as maturation ponds, surface or underground storage, disinfection, etc. Additional treatments at economic costs and meeting farmers requirements will change water use and farmers perception. However, too low prices of conventional water compared to tertiary treated wastewater will not enhance water reuse.

Irrigation management and application technologies

Reclaimed water salinity remains one of the major limiting factors for agricultural reuse development and a long-term threat for aquifers. This implies specific management measures such as the selection of agricultural crops resistant to lower water quality, the selection of the most appropriate irrigation and drainage techniques (application of a leaching fraction, etc.), the adoption of specific cropping techniques, etc. (Ayers and Westcot, 1985; Pettygrove and Asano, 1985; Kandiah, 1990). Water and salt leaching requirements need to be known more precisely to avoid water losses and more studies on solute transport have to be conducted to prevent groundwater pollution. By an appropriate scheduling of leaching (autumn or winter during the rainy period), less water is needed to obtain a good leaching efficiency.

However, the major problem is generally first to improve water use efficiency. This may be achieved through a more accurate knowledge of crop water requirements for irrigation scheduling and the use of water saving application methods such as trickle irrigation systems. These systems would be, when filtration is adequately performed, the safest way of using reclaimed water and preventing microbial contamination. Reuse of wastewater and protection of public health may be achieved through a right combination of wastewater treatment, crop restrictions, application methods, and human exposure control (WHO, 1989).

Nutrients supplied by effluents may match crop requirements. Through reuse, nutrient savings and recycling may be achieved. It is, however, required to determine optimal cropping patterns and sequences for the best use of water and nutrients and to prevent over-fertilization problems and groundwater pollution (Bouwer, 1990).

Codes of good agricultural practices for agricultural reuse that could assist farmers in reusing reclaimed water are therefore required to deal with all these aspects.

Use of sewage sludge and other by-products

Several by-products such as sewage sludge, agro-industrial effluents, etc. contain minerals and organic matter that have fertilizing potential and important characteristics for agricultural use. Depending on their biological and physical-chemical content, they may be used beneficially, directly, after aerobic or anaerobic digestion or composting, for crop production and improvement of soil fertility, and will lead to carbon, nitrogen and other nutrient recycling (Bahri, 1995; Chaussod, *et al.* 1997; Werner, 2000).

Other reuse opportunities

Besides agriculture and recreational uses, wastewater may also be reused for municipal purposes such as landscape irrigation (parks, green areas, etc.), recreational and environmental uses, groundwater recharge, and other water uses (Asano and Levine, 1996). Advanced technologies may be applied and for microbiological safety, technologies such as UV disinfection and membrane processes may be, in some cases, required (Mujeriego and Asano, 1998).

Case study: Tunisia

In Tunisia, in the large urban centers, most residents have access to various adequate sanitation systems and the wastewater treatment facilities generally follow conventional designs. The sanitation coverage in the sewerage cities is about 78%; this rate, related to the whole urban population (5.8 million), is 61%. The connection rate of the urban and rural households to a sewage system is 40%. Concerning industry, compliance with the Tunisian standards (INNORPI, 1989) to discharge wastewater into the sewerage system is required. So, preliminary treatment plants to fulfill the discharge requirements stated in the regulations must be supplied. Subsidies are given to equip industrial units with pre-treatment processes. Of the 240 Mm³ of wastewater discharged annually, 140

Mm³ (58%) are treated in 61 treatment plants of which around 41 have a daily capacity less than 3500 m³ and 10 above 10 000 m³, Choutrana being the largest with 120 000 m³/d. Municipal wastewater is mainly domestic (about 88%) and processed biologically up to a secondary treatment stage. The treatment processes vary from plant to plant depending on wastewater origin and on local conditions. Out of 61 treatment plants, 44 are based on activated sludge (medium or low rate), 3 on trickling filters, 14 on facultative or aerated ponds. Sanitation master plans have been designed for several towns. The annual volume of reclaimed water is expected to reach 290 Mm³ in the year 2020.

In the peri-urban areas and small communities, an institutional vacuum, particularly at the regional level, especially with regard to operation and maintenance of sanitation systems, aggravates the actual difficulties. Around 75 percent of the rural population discharge solid and liquid wastes without benefit of a sewage system. Few households among those not connected to the sewage system have suitable septic tanks due to a small number of skilled and experienced contractors in this field. Water and soil resources are then threatened by chemical and biological pollution that might create critical environmental and health problems. Within this context, a socio-economic and sanitary survey has been conducted (GKW and Smart Consult, 1999). A national strategy for sanitation and wastewater management has been developed and pilot projects are under implementation. It was found that (1) the selection of a sanitation system depends on the housing standards, demography and population density, standards of income and living, and water supply services, (2) the involvement of the population is required in the early planning stage, the implementation and management of the system, (3) 50% of the investigated population preferred conventional based sanitary systems to other types of sanitation in order to have similar living conditions to those of the urban population, (4) some users expressed their willingness to contribute to the O&M costs, however, still remained the question “who should be in charge of O&M (water users associations (WUAs), the sanitation agency, individuals, etc.)?”, (5) the State should contribute to the investment and O&M costs, (6) around 70% of the investigated population were favorable to agricultural reuse of reclaimed water (7) the institutional framework, which involves different actors depending on the type of sanitation system, is a key element for a successful sanitation strategy and WUAs should play an important role (8) the regulatory framework has to be defined, (9) there is a need for capacity building in this field and for the constitution of local bodies in charge of the coordination with other concerned organizations of the different tasks. The National Sanitation Agency (ONAS) has start-

ed the implementation of some pilot sanitation projects (small diameter sewers, septic tanks with subsurface infiltration, stabilization ponds (1,000 – 10,000 inhabitants)), etc. where some of the aspects listed above should be studied.

In Tunisia, *water reuse* has been made an integral part of overall environmental pollution control and water management strategy. Water reuse is now a part of the country's overall water resources balance. It is actually considered not just as an additional water resource and as a potential source of fertilizing elements (UNDP, 1987) but also as a complementary treatment stage and consequently, as a way of protecting coastal areas, water resources, and sensitive receiving bodies. A gradual approach to expanding reuse since the mid 1960s has been adopted (UNDP *et al.*, 1992). The strategy has consisted of 1) extending wastewater treatment to all urban areas; 2) conducting pilot- and demonstration-scale irrigation operations on agricultural and green areas; 3) establishing large scale irrigation schemes; and 4) implementing a policy calling for an increase in the percentage of treated effluent that is to be reused. About 35 Mm³ of reclaimed water are annually allocated for irrigation. The use of secondary treated effluents in Tunisia is for a restrictive irrigation from which all vegetable crops are forbidden. The area currently equipped is about 6500 ha. Other projects are being implemented extending the area to 9000 ha. The area irrigated with reclaimed water is planned to expand up to 20 000 ha, i.e. 7% of the overall irrigated area. Agricultural reuse will remain the largest potential market followed by recreational uses such as golf courses covering actually 700 ha. Other reuse opportunities such as groundwater recharge and industrial reuse are screened.

Conclusion

Wastewater management in the Mediterranean countries is becoming a driving component in water resources management. It requires (1) water saving techniques and increased water use efficiency in every activity sector, (2) minimizing production and discharge of waste, (3) site-specific and community-specific solutions, (4) recycling and reuse as much as possible and disposing the remainder in an environmentally sound manner, (5) a specific educational, training and R&D program. This also implies changes in attitudes and consumption patterns and a need to look for technological alternatives based on the principles of closing cycles. Alternative wastewater treatment methods exist and several unconventional and low-cost wastewater technologies should be implemented for individual and collective sanitation systems with the involvement of the inhabitants. Incorporation of the agricultural system into the sanitary system

with nutrient recycling is one of the major ways of closing the loops.

With populationurbanization growth and increased competition for natural resources and water, in particular, there is a need for a holistic approach which integrates the different issues relating water supply, sustainable sanitation and water management and defining the best strategies and options. Successful solutions to these problems should cover social, political, institutional, financial, scientific, technical and environmental aspects.

References

Angelakis, A.N., and S.V. Spyridakis. (1996). The status of water resources in Minoan times - A preliminary study. In: *Diachronic Climatic Impacts on Water Resources with Emphasis on Mediterranean Region* (A. Angelakis and A. Issar, Eds.). Springer-Verlag, Heidelberg, Germany, pp. 161-191.

Angelakis, A.N., M.H. Marecos do Monte, L. Bontoux, and T. Asano. (1999). The status of wastewater reuse practice in the Mediterranean basin. *Water Res.* **33**(10): 2201-2217, 1999.

Angelakis, A.N. and L. Bontoux (2001). Wastewater Reclamation and Reuse in Eureau Countries. *Water Policy* 3: 47-59.

Asano T. and Levine A.D. (1996). Wastewater reclamation, recycling and reuse: past, present, and future. *Wat. Sci. Tech.* **33**(10-11), 1-14.

Asano, T. (1998). Wastewater Reclamation and Reuse. *Water Quality Management Library* Vol. 10. Technomic Publishing Inc., Lancaster, Pennsylvania, USA.

Asano, T., Ogoshi, M., and Suzuki, Y., (2000). Lessons Learned from the Japanese Water Reuse Experiences, *Water Reuse 2000 Conference*, San Antonio, Texas, January 30-February 2, 2000.

Ayers R.S. and Westcot D.W. (1985). *Water quality for agriculture*, Food and Agriculture Organization of the United Nations, FAO Irrigation and Drainage, Paper 29, Rome. Italy.

Bahri A. (1995). *Environmental impacts of marginal waters and sewage sludge use in Tunisia*. Ph.D. thesis, Department of Water Resources Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden.

Bahri, A. and Brissaud F. (2002). Guidelines for municipal water reuse in the Mediterranean countries, report prepared for WHO/EURO Project Office, Mediterranean Action Plan (World Health Organization, Regional Office for Europe), December 2002, 42 p. + annexes.

Bakir H. (2001). *Guiding principles and options for accelerated extension of wastewater management services to small communities in EMR countries*. Technical Expert Consultation on Innovative Wastewater Management for Small Communities in EMR Countries. World Health Organization – Regional Office for the Eastern Mediterranean– Regional Centre for Environmental Health Activities (CEHA), Amman, 6-9 November 2000, 36 p.

Blumenthal, U.J., Mara, D.D., Peasey, A., Ruiz-Palacios, G. and Scott, R. (2000). Guidelines for the microbiological quality of treated wastewater used in agriculture: recommendations for revising WHO guidelines. *Bulletin of the WHO* **78** (9), 1104-1116.

Bouwer H. (1990). Agricultural chemicals and groundwater quality. *J. Soil and Water Conservation*, 45, 184-189.

Braden J.B. and van Ierland E.C. (1999). Balancing: the economic approach to sustainable water management, *Wat. Sci. Tech.*, **39**(5), 17-23.

Chang A. C., Page A. L. and Asano T. (1995). *Developing human health-related chemical guidelines for reclaimed water and sewage sludge applications in agriculture*, World Health Organization, Geneva, Switzerland.

Chaussod R., Lineres M., Terce M. and Chassin P. (1997). Déchets urbains: Impacts sur la qualité des sols et des produits, Proceedings. Troisièmes rencontres de la fertilisation raisonnée et de l'analyse de la terre, 18-20 November 1997, 241-257.

Crites, R. and G. Tchobanoglous (1998). *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*, WCB and McGraw-Hill, New York, USA.

Dodds A.A., Fisher P.J., Paull, A.J. and Sears J.R. (1993). Developing an appropriate wastewater management strategy for Sydney's future urban development, *Wat. Sci. Tech.*, **27**(1), 19-29.

GKW and Smart Consult, 1999. *Etude sectorielle de la stratégie en assainissement rural*. Documents 1 to 5, Office National de l'Assainissement, Avril 1999.

Goodland R. and Rockefeller A. (1996). *What is environmental sustainability in sanitation?* Periodical Newsletter, IETC's Insight. 6 p.

Harremöes P. (1997). Integrated water and waste management, *Wat. Sci. Tech.*, **35**(9), 11-20.

Institut National de la Normalisation et de la Propriété Industrielle (1989). *Environment Protection - Effluent discharge in the water bodies - Specifications relative to discharges in the marine environment, hydraulic environment and in the sewers* (in French), Tunisian standards, INNORPI, NT 106.002.

Kandiah A. (1990). *Water, soil and crop management relating to the use of saline water*, Proceedings of an expert consultation, 9-13 October 1989, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, AGL/MISC/16/90.

Kreissl J.F. (1997). Appropriate wastewater treatment technology for small communities. Note presented at a World Bank Seminar, 5 p.

Mara, D. and Cairncross, S. (1989). Guidelines for the safe use of wastewater and excreta in agriculture and aquaculture, Measures for public health protection, WHO, Geneva, Switzerland.

Mujeriego R. and Asano T. (1998). The role of advanced treatment in wastewater reclamation and reuse, IAWQ Advanced Wastewater Treatment, Recycling and Reuse, Milan, 14-16 September 1998.

Niemczynowicz J. (1994). New aspects of urban drainage and pollution reduction towards sustainability, *Wat. Sci. Tech.*, **30**(5), 269-277.

Pettygrove G.S. and Asano T. (eds) (1985). *Irrigation with reclaimed municipal wastewater - A guidance manual*. Lewis Publishers, Inc., Chelsea, Michigan.

Pescod, M.B. (1992). Wastewater treatment and use in agriculture. FAO

Irrigation and Drainage Paper 47. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome. 125 p.

Rose G.D. (1999). *Community-based technologies for domestic wastewater treatment and reuse: options for urban agriculture*. Cities Feeding People Series. Report 27. IDRC Intern.

Shuval, H., Adin, A., Fattal, B., Rawitz, E. and Yekutieli P. (1986). Wastewater irrigation in developing countries: Health effects and technical solutions. World Bank Technical paper 51, The World Bank, Washington, D.C.

Soulié, M. and Tréméa, L., (1992). Technologie pour le traitement et la réutilisation des eaux usées dans le bassin méditerranéen, Actes des 3èmes Rencontres de l'Agence Régionale pour l'Environnement, Provence - Alpes - Côte d'Azur, 24-27 September 1991, 171-255.

State of California. (1978). Wastewater Reclamation Criteria, An Excerpt from the California Code of Regulations, Title 22, Division 4, Environmental Health, Dept. of Health Services, Sacramento, California.

Tchobanoglous G. and Angelakis A. (1996). Technologies for wastewater treatment appropriate for reuse: Potential for application in Greece, *Wat. Sci. Tech.*, **33**(10-11), 15-24.

United Nations Development Program (1987). *Reclaimed water reuse in agriculture*, Technical Report (in French), Vol. 1, 3rd Part, 69 p.+ annexes, Project RAB/80/011, Water Resources in the North African Countries, Rural Engineering Research Center (Tunisia) - United Nations Development Program, May 1987.

United Nations Environment Programme (1991). Environmental guidelines for municipal water reuse in the Mediterranean Region. Mediterranean Action Plan, Priority Actions Programme, United Nations Environment Programme in cooperation with Food and Agriculture Organization of the United Nations, PAP-3/G.1.

United Nations Development Program/Food and Agriculture Organization/The World Bank/World Health Organization (1992). *Wastewater Treatment and reuse in the Middle East and North Africa Region - Unlocking the potential*,

Review Draft, Report of a joint mission to Cyprus, Egypt, Jordan, Kuwait, Morocco, Saudi Arabia, Syria, Tunisia, Turkey, and Yemen, Project RAB/88/009, July 1992.

U.S. Environmental Protection Agency (1992). *Wastewater treatment/disposal for small communities*, Manual, EPA/625/R-92/005, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, Office of Water, Washington D.C., September 1992.

Wegner-Gwidt, J. (1991). Winning support for reclamation projects through proactive communication programs. *Wat. Sci. Tech.* 24 (9), 313-322.

Werner C. (2000). *Ecosan – a holistic approach to material-flow-management in sanitation*. 29-33. Proceedings of the International Symposium, 30-31 October 2000, Bonn, Germany.

World Health Organization (1989). *Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture*, Tech. Bull. Ser. 77, WHO, Geneva, Switzerland.

GLI ECOTONI RIPARI COME DEPURATORI NATURALI E CORRIDOI ECOLOGICI: ESPERIENZE ITALIANE

Bruna Gumiero

I fiumi e i loro bacini

Profondamente inseriti nel paesaggio, i corsi d'acqua ne costituiscono parte integrante ed è per questo motivo che i sistemi fluviali, nonostante le alterazioni e le modifiche operate dall'uomo, rappresentano ambienti di notevole interesse ecologico e paesaggistico.

Il fiume, in questa visione di insieme, è un complesso sistema dinamico che interagisce fortemente con l'ambiente terrestre circostante, vale a dire con il suo bacino idrografico che è costituito dal territorio compreso entro gli spartiacque. Tutta l'acqua presente nei fiumi deriva dalle sorgenti e dalle precipitazioni che cadono all'interno del bacino stesso, ma i percorsi che essa compie all'interno del bacino prima di entrare nei corsi idrici ne determinano le caratteristiche idrologiche e chimiche. Di conseguenza, la conoscenza dei percorsi delle acque di ruscellamento è importante perché da questi dipende la velocità del flusso d'acqua, la variabilità della portata e i carichi di sedimenti e soluti trasportati dalle acque.

I flussi provenienti dal bacino possono essere suddivisi in:

- flusso superficiale, che avviene quando le precipitazioni eccedono le capacità di infiltrazione (permeabilità del suolo);
- flusso subsuperficiale, che avviene nei terreni caratterizzati dalla presenza di strati sottostanti a ridotta permeabilità che impediscono il percolamento nella falda freatica;
- flusso delle acque di falda, che è costituito dall'acqua che si infiltra attraverso il suolo nella falda e poi si muove lentamente verso il fiume.

La variabilità tra i corsi d'acqua è data prima di tutto dalla geomorfologia dell'area di bacino, dalla posizione geografica e dall'uso del territorio circostante. In molti casi la qualità dell'acqua è semplicemente una misura dell'efficacia con la quale le attività dell'uso del suolo sono gestite o male utilizzate. La qualità dell'acqua è una risorsa di valore pubblico, e i cittadini stanno realizzando che cambiamenti dell'uso del territorio all'interno del bacino imbrifero possono impattare la qualità dell'acqua.

Da ciò si evince che il bacino imbrifero, definito l'unità base dell'ecologia fluviale, ha un ruolo determinante nella regolazione del funzionamento di un

corso d'acqua ed è quindi necessario uno studio integrato delle sue principali componenti. Come diretta conseguenza, oggi i corsi d'acqua sono studiati anche nel loro contesto paesistico.

Un corso d'acqua può essere considerato come una successione di sistemi che sfumano gradualmente l'uno nell'altro e sono interconnessi con gli ecosistemi terrestri circostanti: dalla sorgente alla foce variano i parametri fisici (temperatura, illuminazione, pendenza, velocità della corrente, granulometria del substrato, nutrienti, sostanza organica, gas disciolti, salinità, trasparenza ecc.) e, in relazione ad essi, i popolamenti biologici.

I corsi d'acqua, dunque, sono una successione di ecosistemi “aperti” (dotati cioè di importanti interconnessioni trofiche, flussi di materia ed energia) non solo in senso longitudinale, ma anche lateralmente; in essi le fasce di vegetazione riparia esplicano un ruolo talmente importante da divenire inscindibili dal fiume in senso stretto: per questo bisognerebbe sempre parlare di ambienti fluviali.

Nel tratto montano un corso d'acqua è prevalentemente influenzato dagli input esterni provenienti dal bacino imbrifero sia in termini di sostanza organica che di apporto di nutrienti, i quali sono più o meno obbligati a “passare” attraverso gli ecotoni ripari prima di giungere al fiume vero e proprio. Già nel tratto intermedio si può trovare una situazione di equilibrio tra gli apporti dal bacino al fiume e quelli dal fiume alle zone riparie. I tratti terminali di pianura si caratterizzano, invece, per la prevalenza degli apporti di sostanza organica e nutrienti dal fiume alla piana alluvionale durante gli eventi di piena. Gli ecotoni ripari influenzano notevolmente la ritenzione dei nutrienti durante il trasporto verso valle, a causa dei sostanziali scambi di materia ed energia che avvengono nella piana alluvionale tra il fiume e la vegetazione riparia.

L'importanza di integrare gli studi degli ecosistemi fluviali con quelli degli ecotoni consiste nella necessità di comprendere questi sistemi nel loro contesto paesaggistico. Infatti le aree di transizione, o ecotoni, non possono essere considerate separatamente dagli ecosistemi confinanti e viceversa, in quanto si condizionano e si influenzano a vicenda.

Gli ecotoni ripari

La zona di transizione tra ecosistemi acquatici e terrestri è denominata “ecotono ripario”. Essa è rappresentata dalla fascia di suolo, spesso coperta da vegetazione, collocata lungo tutti i corsi d'acqua, indipendentemente dalla loro dimensione e portata, quindi dai piccoli torrenti ai grandi fiumi. Questa fascia di suolo ripario è soggetta a frequenti periodi di inondazione da parte delle acque

del fiume e si differenzia dalle aree terrestri adiacenti proprio per le particolari proprietà, che sono tipiche dei suoli saturi, determinate dal persistente ed elevato contenuto d'acqua. In questa zona si crea un particolare equilibrio ecologico determinato dalla sovrapposizione delle funzioni e proprietà dei due ecosistemi.

Principali caratteristiche

Elevata eterogeneità spaziale

Il clima, le dimensioni e le caratteristiche geomorfologiche del bacino imbrifero determinano il regime idrologico di un fiume, il quale a sua volta influenza notevolmente le aree riparie. In particolare le inondazioni, la sedimentazione, l'essiccazione e l'erosione creano un paesaggio eterogeneo all'interno dell'ecotono, la cui struttura può variare sia in relazione alla frequenza e all'entità degli eventi idrologici che in relazione alla distanza dal fiume. Si passa dalle zone litorali dominate dai processi fluviali via via a sistemi sempre più terrestri. Di conseguenza gli ecotoni ripari sono costituiti da un mosaico di unità geomorfologiche diverse (patches) con caratteristiche comunità vegetali e animali.

Elevata variabilità temporale

Occupandoci di fasce ecotonali riparie, non possiamo assolutamente dimenticarci che ci troviamo ad agire in un ambiente estremamente dinamico e soggetto a continue variazioni.

Questo ci insegna che, per effettuare interventi durevoli, è necessario condurre una precedente serie di ricerche sulla dinamica dei corsi d'acqua per poterne prevedere i futuri cambiamenti. Questo tipo di previsioni, nella maggior parte dei casi, è in realtà di difficile attuazione in quanto la recente costruzione di argini rettificati e cementificati ha portato ad un blocco della dinamicità naturale dei fiumi. Pertanto, spesso, per favorire un loro recupero qualitativo, è indispensabile restituire ai fiumi il loro spazio, ricreando quegli elementi di variabilità che sono venuti a mancare.

Elevata produttività

Il maggiore tasso di produttività rispetto agli ecosistemi terrestri adiacenti, che sta ad indicare un elevato tasso di utilizzazione dei nutrienti provenienti sia dall'ambiente terrestre che da quello acquatico.

Biodiversità

L'elevata diversificazione fisica di questi ambienti determina una conseguente diversità biologica, e quindi comunità vegetali ed animali caratterizzate

da un'elevata ricchezza di specie. L'elevato indice di biodiversità è dovuto alla contemporanea presenza sia di specie esclusive dell'ecotono sia di specie tipiche degli ecosistemi contigui, secondo un fenomeno comunemente denominato "effetto margine".

In questi ambienti caratteristici vivono molti organismi animali, quali anfibi, rettili, uccelli ed anche molti mammiferi che, pur non vivendo esclusivamente nell'acqua, sopravvivono grazie alla sua presenza. Le reti alimentari dell'ambiente acquatico e di quello terrestre si interconnettono a più livelli migliorando ricchezza, diversità, complessità e stabilità di entrambi gli ambienti. L'eterogeneità della forma del territorio, il gradiente di microclimi, la produttività del sito ed il regime di disturbo giocano tutti un ruolo importante nell'influenzare la struttura della foresta, la ricchezza di specie e la colonizzazione da parte di specie esotiche.

Gli obbiettivi che si possono perseguire con la creazione di queste fasce riparie vegetate possono essere molteplici, e dipendono chiaramente da esigenze locali.

Funzioni degli ecotoni ripari

Migliorano la qualità delle acque superficiali (effetto tampone)

Consentono la ritenzione e la rimozione di percentuali molto elevate di inquinanti provenienti da fonti diffuse (soprattutto di origine agricola). Inoltre garantiscono una barriera fisica che rallenta i flussi principali delle acque di ruscellamento, riducendo in questo modo l'apporto di sedimenti e proteggendo il suolo da fenomeni erosivi.

Gli ecotoni ripari vengono spesso definiti fasce tampone, in riferimento all'azione filtro che essi svolgono nei confronti degli inquinanti contenuti nelle acque che li attraversano: percentuali elevate di azoto, fosforo, pesticidi, tossine inorganiche destinate ai corsi d'acqua vengono trattenute, intrappolate e nel migliore dei casi eliminate nell'attraversamento di fasce riparie dislocate e strutturate in modo adeguato. Questa considerazione è frutto dei risultati ottenuti da numerose azioni di ricerca, avviate nel tentativo di comprendere pienamente i meccanismi chimici e biologici responsabili dell'abbattimento di questi inquinanti. Grandi passi avanti sono stati compiuti per quanto concerne le conoscenze relative all'inquinamento da azoto. Uno dei principali responsabili, con il fosforo, dei fenomeni di eutrofizzazione e successiva deossigenazione delle acque, la cui presenza è garantita da *input* di derivazione sia antropica (in massima parte dovuti all'utilizzo di concimi azotati nei terreni ad uso agricolo, ma anche allo spandimento di reflui), sia naturale (precipitazioni atmosferiche, azo-

tofissazione, degradazione di organismi vegetali). In condizioni ottimali, sono stati registrati tassi di abbattimento dell'azoto disciolto nelle acque che fluiscono attraverso gli ecotoni ripari veramente sbalorditivi, con valori superiori all'80%! Ciò è dovuto in primis al processo di denitrificazione, nel corso del quale i batteri denitrificanti trasformano, riducendoli, i nitrati in azoto gassoso, che finisce in atmosfera. Attraverso questo processo, infatti, otteniamo una rimozione permanente dell'azoto. L'altro processo in grado di abbattere l'azoto, anche se solo temporaneamente, è l'assimilazione della vegetazione riparia (uptake).

Anche la deposizione di sedimento rappresenta un meccanismo importante per il miglioramento della qualità delle acque, non solo perché il sedimento stesso può contaminare le acque, ma anche perché nei sedimenti si concentrano, attraverso processi di adsorbimento, nutrienti ed altre sostanze inquinanti, come alcuni fitofarmaci. Persino le sostanze contaminanti disciolte possono essere sottratte all'acqua ed essere adsorbite dalle particelle solide. Questo può portare ad una rimozione definitiva dei contaminanti attraverso l'accumulo e il seppellimento nei sedimenti di fondo, o attraverso la degradazione chimica e biochimica.

Gli ecofiltri ripari rappresentano pertanto un grandioso e gratuito depuratore diffuso su tutto il territorio.

Importanti corridoi ecologici

L'ecologia del paesaggio ha messo in evidenza come il degrado della natura non derivi solo da una riduzione quantitativa delle aree naturali, ma anche dalla loro frammentazione in "isole" di ridotta estensione, non collegate tra loro ed immerse in una matrice territoriale più o meno fortemente artificializzata e ostile agli spostamenti delle specie. L'intervento principe per garantire la sopravvivenza di questi ecosistemi consiste nel rompere l'isolamento mediante la realizzazione di corridoi ecologici che interrompano la continuità delle barriere, consentendo alle specie animali di passare da un ecosistema all'altro.

I fiumi e i torrenti sono corridoi ecologici per vocazione: i vari habitat che si susseguono in senso trasversale, dai letti ghiaiosi o sabbiosi, alle lanche, ai prati e ai boschi umidi, assicurano il passaggio e l'insediamento di molte specie di piante e animali. E' quindi importante lasciare ai corsi d'acqua uno spazio naturale sufficiente ed evitare di interromperlo con edifici, strade, briglie ed altre infrastrutture.

Anche i canali artificiali costituiscono dei corridoi ecologici, se progettati in modo adeguato. La loro capacità di connettere gli habitat dipende dalle pratiche di gestione e dalla somiglianza con gli ambienti naturali.

Il rispetto di fasce perifluviali ben strutturate (ampie, con essenze autoctone erbacee, arbustive ed arboree, costellate da rilevi, bassure zone umide ecc.) deve dunque essere un obiettivo centrale di ogni intervento fluviale nella consapevolezza del loro valore inestimabile per funzionalità non solo degli ecosistemi fluviali, ma anche dell'ecomosaico territoriale che compone l'intero bacino.

Migliorano la qualità dell'aria (abbattimento CO₂)

L'aumento delle emissioni di CO₂ è ritenuto responsabile di numerosi problemi ambientali tra cui, in particolare, l'“effetto serra” ed il conseguente riscaldamento del pianeta. Uno dei motivi di grande interesse per l'arboricoltura, e quindi anche per le fasce riparie boscate, è costituito dalla sua importanza nell'ambito del ciclo naturale della CO₂. Dall'inizio dell'era industriale ad oggi il tenore in CO₂ nell'atmosfera è aumentato del 20–25%, a seguito dell'incremento dell'uso di fonti energetiche fossili e della progressiva riduzione delle superfici forestali che, insieme agli oceani, costituiscono i maggiori *sink* di assorbimento della CO₂.

La CO₂ liberata durante la combustione di biomassa vegetale è la stessa che le piante hanno sottratto in fase di crescita; il bilancio complessivo per la CO₂ atmosferica è quindi pari a zero, chiudendosi in un ciclo la cui durata è relativamente breve (da pochi anni per le cosiddette colture arboree a ciclo breve, fino a 50–60 per quelle a ciclo medio-lungo).

Migliorano l'estetica e quindi la qualità del paesaggio

Il paesaggio può essere definito nel modo più intuitivo come la forma dell'ambiente, la percezione che un osservatore ha di esso. L'osservazione del paesaggio da parte dell'uomo risponde ad una finalità psicologica che concerne l'orientamento (conoscere dove si è) e l'identificazione (sapere come è un certo luogo). Per il soggetto osservatore la qualità ambientale è quindi in prima istanza ciò che lo protegge dallo smarrimento, le forme, i colori, gli ordinamenti che costituiscono il carattere, lo spirito di un luogo. Questo approccio comporta l'attribuzione di un valore importante non solo a beni di eccezionale rarità o pregio, ma anche ad elementi in sé comuni nel territorio agricolo di pianura quali le siepi, le case coloniche, i materiali dei lastricati rurali, i boschetti ripariali, le colture caratteristiche, che costituiscono tutti aspetti di tipicità di un luogo.

La salvaguardia del paesaggio va oltre la semplice “conservazione” di alcuni isolati valori emergenti, e comprende il ripristino e la valorizzazione dell'insieme degli elementi che consentono di mantenere l'identità dei luoghi. Per questo motivo un'analisi del sistema paesaggistico può far emergere l'opportunità di rimuovere dalle siepi medesime le specie esotiche infestanti che competono

con le specie autoctone, di maggior pregio naturalistico ma a crescita più lenta, e può indurre a ripristinare particolari forme di governo della vegetazione legate a tradizioni o a consociazioni culturali di valore testimoniale (la piantata veneta, la vite maritata in Toscana ecc.).

Offrono opportunità ricreative e didattiche

Parchi fluviali, piste ciclabili, pesca ecc.

Stabilizzano le sponde per mezzo degli apparati radicali

Attraverso un generale consolidamento del suolo e delle scarpate la vegetazione riparia contribuisce al controllo dei fenomeni erosivi che interessano i corsi d'acqua. I meccanismi di consolidamento sono di tipo "idrologico", cioè legati al moto dell'acqua rispetto alle particelle del suolo, e di tipo "meccanico", cioè conseguenti all'azione di conglobamento esercitato dagli apparati radicali sulle particelle di terreno.

Nel primo caso il controllo dell'erosione è dovuto a 3 distinti processi: l'intercettazione da parte degli apparati fogliari, con conseguente perdita di energia cinetica e riduzione della forza erosiva delle gocce d'acqua sullo strato superficiale del suolo; l'infiltrazione del flusso idrico proveniente dal piano di campagna (*run off* e sub-superficiale) favorito dalla presenza lettiera; l'evapotraspirazione effettuata dalle piante, con conseguente diminuzione dell'umidità del terreno e della plasticità dello stesso. In caso di forte attività evapotraspirativa si può anche verificare un'inversione dei gradienti idraulici in direzione della rizosfera, con conseguente compattamento delle particelle terrose.

Nel caso degli effetti meccanici la presenza degli apparati radicali, soprattutto se fascicolati, determina il fissaggio delle particelle di suolo, in particolare di quelle fini, e un aumento della resistenza meccanica della sponda agli sforzi di taglio proporzionale allo sviluppo ed alla profondità della biomassa prodotta.

Esplicitano un'azione di ombreggiamento

La riduzione dell'energia solare influisce principalmente sulla fotosintesi, l'evapotraspirazione e la temperatura. In particolare, nei piccoli corsi idrici e canali le chiome degli alberi ripari proteggono l'acqua, specialmente d'estate, da un eccessivo riscaldamento: di conseguenza aumenta la solubilizzazione dell'ossigeno. Inoltre riducono lo sviluppo delle alghe e delle piante acquatiche, contrastando quindi i fenomeni dovuti all'eutrofizzazione.

Effetto frangivento

L'azione frangivento esercitata dalle Fasce Tampone Boscate permette di

difendere le colture agrarie dai danni meccanici, che possono essere causati da flussi di elevata intensità (allettamento, rottura di rami, perdita di fiori, caduta dei frutti), e di ridurre l'evapotraspirazione delle piante che vegetano sottovento. Mentre subentra una significativa competizione con le colture per una distanza circa pari all'altezza del frangivento, il miglioramento del microclima (riduzione del flusso del vento, aumento della temperatura e diminuzione dell'evapotraspirazione) si manifesta fino ad una distanza pari a circa 10–15 volte l'altezza della siepe.

Un ulteriore importante effetto dei frangivento è dato dalla possibilità di controllare il fenomeno erosivo, soprattutto in presenza di colture annuali che lasciano il terreno “nudo” per periodi più o meno prolungati.

Incrementano la diversità dell'alveo fluviale

Le radici che si trovano all'interno dell'alveo fluviale ne aumentano la sinuosità e creano preziosi ripari per i pesci, soprattutto per gli avannotti.

Importante risorsa alimentare

La vegetazione riparia arborea rappresenta, in particolar modo nei corsi d'acqua di basso ordine, la principale fonte di nutrimento per i macroinvertebrati detritivori, influenzando la struttura trofica della comunità bentonica. I dati riportati in letteratura indicano che foglie, ramoscelli ed altro materiale organico vegetale provenienti dalla zona riparia costituiscono tra il 50 e il 99% del budget energetico totale di queste comunità acquatiche. Le foglie che cadono in alveo svolgono prevalentemente il ruolo di cibo per le comunità batteriche, fungine e per i macroinvertebrati detritivori, i quali tendono a sincronizzare i loro cicli vitali con il momento di maggior disponibilità alimentare. In un fiume che riceve input da specie vegetali diverse si può osservare anche una sequenza temporale nelle specie di foglie accumulate nell'alveo in base al diverso periodo in cui si ha l'abscissione, al trasporto longitudinale legato al flusso unidirezionale della corrente e alle diverse velocità di decomposizione. Si evidenzia così l'esistenza di una relazione molto stretta tra la comunità fluviale e la vegetazione riparia, una sorta di coevoluzione tra l'ambiente terrestre delle rive e l'ambiente fluviale.

Apporto di detrito legnoso di grosse dimensioni (LWD)

Per la conservazione dinamica dell'ecosistema fluviale è indispensabile la presenza di alberi d'alto fusto in quanto, cadendo in alveo, esplicano un'azione morfogenetica molto rilevante (l'ostacolo locale alla corrente induce deviazioni del tracciato e diversifica il substrato).

Quando l'LWD entra nel canale esercita un controllo significativo sulle caratteristiche fisiche del corso idrico, influenzando il tipo di canale, il deposito di sedimenti e la scabrosità del letto fluviale. La notevole persistenza del LWD è di fondamentale importanza ecologica per la sua influenza sulle dinamiche del canale e la susseguente successione della vegetazione riparia. Un accumulo di LWD controlla le caratteristiche idrauliche locali del canale e provvede rifugi dalla corrente per lo sviluppo di vegetazione (isole) per decenni, a volte per secoli. C'è infatti una relazione intima tra regimi di disturbo, produzione di LWD e sviluppo delle foreste riparie. L'LWD gioca un ruolo chiave nella formazione di isole vegetate che possono unirsi a formare una foresta riparia.

Da qui l'importanza di non rimuovere, soprattutto nei tratti montani, gli alberi pericolanti e i tronchi caduti in alveo, salvo i casi localizzati di effettivo pericolo per i centri urbani.

A causa della localizzazione inopportuna di molti centri abitati, della imprudente realizzazione di strozzature idrauliche (es. ponti stretti) e di altre forme di cattiva gestione dei fiumi, oggi la loro gestione ecologicamente corretta entra spesso in conflitto con la realtà, ed occorre perciò trovare soluzioni di compromesso. Una soluzione ragionevole per l'annoso e controverso problema degli alberi pericolanti è quella di procedere al loro abbattimento, lasciandoli però in loco dopo averli sezionati in spezzoni di dimensioni tali da non rappresentare più un pericolo idraulico. Non va dimenticato che anche i tronchi marcescenti sono veri e propri ecosistemi in miniatura che forniscono cibo e rifugio a molte specie e nei quali si instaurano comunità specializzate e reti trofiche. La vegetazione arbustiva, invece, va sempre mantenuta.

Integrità idrologica e regolazione del deflusso

Fungono da naturali casse di espansione del fiume e laminano le piene. Le foreste possono assorbire 40 volte di più di un'area disturbata e 15 volte di più di un prato.

Indici di cambiamento climatico

Gli ecotoni risentono, a vari livelli, dei mutamenti idrologici, dovuti sia al clima che all'intervento antropico, oltre che delle alterazioni della qualità delle acque e dei sedimenti. Il fatto che siano ambienti di interfaccia e che siano comunemente popolati da organismi vicini ai loro limiti di tolleranza li rende più sensibili ai cambiamenti, rispetto agli ecotoni acquatici e terrestri adiacenti. Infatti, variazioni nella struttura di tali ambienti potrebbero essere un segnale precoce di stress dell'intero sistema: in particolar modo vengono considerati precoci indicatori dei cambiamenti climatici.

Appendice

Progetto LIFE ECONET - I canali di bonifica e i corsi d'acqua delle province di Modena e Bologna verso la creazione della rete ecologica di pianura¹

Introduzione

Il LIFE ECONet è un progetto finanziato dall'Unione Europea con lo scopo di sperimentare l'integrazione tra la pianificazione territoriale e le esigenze ambientali attraverso l'uso delle reti ecologiche, a cui l'Italia partecipa con la Regione Emilia Romagna e le Province di Bologna e Modena.

L'area di interesse del progetto Econet in Emilia Romagna, nelle Province di Bologna e Modena, è quella di pianura, dove risulta pressante la necessità di potenziare l'efficienza ecologica degli elementi naturali residui quali nodi della rete e di una loro connessione attraverso corridoi ecologici. Questi ultimi, individuati principalmente nei corpi idrici di origine naturale (i fiumi ed i torrenti) e artificiale (la rete dei canali di bonifica) necessitano di cambiamenti nelle modalità di gestione della vegetazione e di modifiche morfologiche per svolgere la funzione di collegamento ecologico; ed è proprio per ottenere indicazioni pratiche per avviare tali cambiamenti che, durante la fase conclusiva del progetto, la Regione ha contattato il CIRF.

La filosofia di lavoro

Individuata dalle Province la rete ecologica, la Regione e le Province stesse hanno avviato il dialogo con gli Enti preposti alla gestione e progettazione dei corpi idrici, i Consorzi di Bonifica, le Autorità di bacino e i Servizi Provinciali di difesa del suolo, al fine di *svolgere un'azione di coinvolgimento e di condivisione di obiettivi comuni*: il CIRF ha quindi fornito il suo contributo nell'ambito di questo confronto, in modo che portasse ad individuare *indicazioni utili per la riqualificazione dei canali di bonifica e, in maniera più speditiva, dei corsi d'acqua Secchia e Reno*.

Il CIRF ha perciò individuato e analizzato, *di concerto con gli Enti, tratti di canali* di bonifica scelti in modo da rappresentare le principali tipologie presenti nei Consorzi; tale analisi si è basata su sopralluoghi, su incontri con i tecnici degli Enti e sulle informazioni da loro fornite. Si è così giunti all'elaborazione di linee guida per la gestione e la manutenzione ordinaria dei canali, di schemi di riqualificazione ambientale e di schede progetto generali sui tratti individuati.

¹ Marco Monaci, Giuseppe Baldo, Bruno Boz, Floriana Romagnoli, CIRF – Centro Italiano per la Riqualificazione Fluviale; Bruna Gumiero, Università degli Studi di Bologna.

Compito principale del CIRF è stato quello di ricercare la *condivisione* delle linee guida nascenti da parte degli Enti coinvolti, i quali hanno aderito e collaborato fattivamente avviando una riflessione interna e *proponendo essi stesse idee, progetti, aree dove sperimentare innovazioni, in modo da verificare “di persona” la possibilità di coniugare le esigenze di creazione della rete con quelle idrauliche-irrigue proprie del loro compito istituzionale*: l’approccio non è perciò stato top-down, cioè di individuazione delle linee guida per poi calarle dall’alto, ma piuttosto bottom-up.

Alla base del lavoro vi è stata la convinzione della necessità di individuare soluzioni multiobiettivo che motivino, anche economicamente, i diversi attori pubblici e privati verso la creazione della rete, ipotizzando soluzioni che associno altri obiettivi a quello principale ecologico, come ad esempio: la riduzione del rischio idraulico, il miglioramento della qualità dell’acqua attraverso la fitodepurazione, la creazione di reddito alternativo per gli agricoltori promuovendo l’utilizzo delle Fasce Tampone Boscate, la diminuzione dei costi di manutenzione dei canali e di sistemazione delle sponde ecc.. In questo modo la rete potrà essere vissuta come un’opportunità da chi dovrà realizzarla, gestirla e viverla, e non come un problema, e potrà essere creata attingendo anche a fonti di finanziamento non direttamente stanziato per tale obiettivo.

Linee guida e schede di progetto

Le linee guida descrivono un primo insieme di idee utili alla creazione della rete, certamente non esaustive ma che rappresentano un inizio, con la convinzione che per avviare il cambiamento occorra procedere per tappe successive.

Quanto proposto si è dovuto ovviamente scontrare con le necessità idrauliche dei canali: questi, progettati per le portate della prima metà del secolo scorso, riescono con difficoltà a smaltire il carico d’acqua proveniente dal territorio ora fortemente impermeabilizzato, che scarica su di essi quantità d’acqua superiori a quelle di progetto. In questa situazione, la diversificazione vegetazionale e morfologica, necessaria per un aumento della biodiversità, richiede di procedere con cautela alla ricerca della soluzione ottimale.

Tra le idee proposte si cita la creazione di un canale di corrente sinuoso attraverso un taglio parziale della vegetazione in alveo, che porti a creare diversi microhabitat, riduca i costi di manutenzione e permetta comunque il deflusso dell’acqua.

Nei casi in cui il favorire la vegetazione in alveo crei problemi idraulici, si propone di ricorrere al riassestimento del canale, con creazione di banche interne o di aree golenali inondabili vegetate. Tale intervento risulta economicamente sostenibile nel caso di ampliamenti già previsti; quando invece il cana-

le si trova in aree agricole a basso valore economico, si propone di valutare l'ipotesi di allagamenti temporanei e programmati dei campi, riconoscendo alle aziende agricole un ruolo strategico nella regimazione idraulica e compensandole per la funzione svolta. I raccolti potrebbero essere sostituiti da coltivazioni arboree, poco influenzate da temporanei allagamenti, utilizzando quindi tali superfici anche come aree filtro forestali per la depurazione delle acque.

Le fasce boscate, dislocate in modo adeguato lungo i corpi idrici e sui campi, possono infatti depurare una frazione consistente dei nutrienti e svolgono per questo la funzione di Fasce Tampone Boscate. La produzione di legno derivante da queste aree potrebbe poi servire per la produzione di energia rinnovabile utilizzabile dalle comunità locali, riducendo il ricorso alle fonti fossili e trovando così un equilibrio tra le necessità ambientali e quelle economiche di chi deve ricevere la rete sul suo terreno. Si potranno poi sfruttare alberi e arbusti piantati lungo le sponde dei canali per ombreggiare e limitare lo sviluppo abnorme della vegetazione in alveo, riducendo così gli interventi di manutenzione meccanica e creando al contempo un corridoio arborato, ricercando però un compromesso tra la necessità di controllo della vegetazione acquatica e quella ecologica di favorirla.

Nel caso di problemi alla qualità delle acque, ad esempio causati dallo scarico di depuratori cittadini, sarà possibile ricorrere a sistemi di depurazione naturale come la fitodepurazione, che potrà essere utilizzata con una doppia valenza, depurativa e naturalistica, con la creazione o recupero di zone umide.

Dall'applicazione di queste linee guida ai tratti di canali individuati, sono poi scaturite 20 schede progetto che individuano, di concerto con i Consorzi, alcune azioni generali per la creazione della rete lungo i tratti; le schede potranno divenire una base di partenza per la successiva fase realizzativa e, grazie alla condivisione di massima raggiunta, rappresentare sicuramente il valore aggiunto del lavoro svolto ed un esempio di come si potrebbe procedere per favorire la realizzazione della rete.

IL CONTROLLO DELL'AZOTO DIFFUSO MEDIANTE FASCE RIPARIE: ESPERIENZE EUROPEE

Gilles Pinay

La funzione tampone degli ecotoni ripari

Gli ecotoni ripari rappresentano un habitat che si integra con il corridoio fluviale aumentandone la biodiversità e proteggendo la fauna e la flora acquatiche dall'immissione di inquinanti, nutrienti e sedimenti provenienti dai terreni circostanti, fungendo, quindi, da vero e proprio filtro biologico. Più in generale, in una strategia a scala di bacino è importante riconoscere il ruolo "multifunzionale" e l'elevata potenzialità di questi sistemi, diffusi lungo la rete idrografica, di conservare, migliorare e proteggere l'ecosistema acquatico.

Inquinamento da fonti diffuse

L'agricoltura che oggi conosciamo, benché sia sempre più orientata verso sistemi a basso apporto di mezzi tecnici (tecniche low input), ha comunque la necessità di smaltire grandi quantità di reflui zootecnici e di fare ricorso all'impiego di fertilizzanti e fitofarmaci. L'elevato tenore di nitrati nelle falde freatiche superficiali è un classico esempio di inquinamento delle acque da fonti agricole, ovvero di tipo diffuso.

L'Europa, purtroppo, è una delle zone al mondo in cui si riscontrano le più elevate concentrazioni di nutrienti, tra cui le forme minerali di azoto, nel suolo. I maggiori responsabili di questa situazione sono sicuramente i concimi utilizzati nella pratica agricola, anche se sono state individuate numerose concause (precipitazioni atmosferiche, azotofissazione, degradazione di organismi vegetali). Questo consistente trasporto di carichi azotati in fiumi e ruscelli, favorendo fenomeni di eutrofizzazione e successiva deossigenazione delle acque, contribuisce in modo determinante all'attuale stato di degradazione qualitativa riscontrabile in molti corpi idrici.

Le fasce riparie, quando intercettano i deflussi superficiali e sub-superficiali, sono in grado di contrastare questi fenomeni rimuovendo e/o trasformando gli inquinanti, e quindi il loro mantenimento; il ripristino ed una corretta gestione consente di migliorare e proteggere i corsi idrici dalle fonti di inquinamento diffuso.

Rimozione dei nitrati

In particolare, negli ultimi anni è stata dimostrata l'elevata efficienza di queste fasce vegetate nell'abbattimento dei nitrati, spesso causa di fenomeni di eutrofizzazione nei nostri ambienti acquatici.

I processi principali che determinano la rimozione dei nitrati dalle acque di deflusso subsuperficiale sono due:

- l'assimilazione da parte della vegetazione (uptake);
- la denitrificazione.

Un'attenzione particolare è stata posta sulla denitrificazione, poiché questo processo è il solo in grado di rimuovere definitivamente l'azoto mantenendo la sostenibilità della funzione tampone nel tempo. Il processo di denitrificazione è operato da batteri anaerobi facoltativi in grado di utilizzare i nitrati NO_3^- nei loro processi respiratori quando vengono a trovarsi in carenza o assenza di ossigeno (respirazione microbica anaerobica). Questi periodi di anossia si verificano quando il suolo viene saturato dall'innalzamento del livello dell'acqua durante le piene. La denitrificazione è dunque largamente dipendente dalla frequenza e dalla durata dei periodi di inondazione nelle fasce riparie.

Oltre alle *condizioni anaerobie* gli altri fattori necessari per il processo di denitrificazione sono la *disponibilità di carbonio organico* e una quantità sufficiente di *nitrati*. La loro disponibilità è legata ai processi di decomposizione della lettiera (mineralizzazione della sostanza organica) e ai nutrienti trasportati dai deflussi idrici. Le zone riparie caratterizzate dall'elevata presenza di nutrienti e disponibilità idrica sono zone altamente produttive e quindi ricche di carbonio organico, di conseguenza sostengono elevati tassi di denitrificazione.

Il ruolo che la vegetazione svolge nel processo di denitrificazione è indiretto, in quanto essa contribuisce a sostenere le popolazioni microbiche, tra le quali sono presenti anche i batteri denitrificanti, da un lato fornendo energia attraverso la decomposizione della lettiera e dall'altro offrendo l'habitat per eccellenza di tutti i microrganismi del suolo rappresentato dalla "rizosfera" ricca di essudati radicali.

Durante l'arco di un anno i due processi che determinano la riduzione del carico di azoto (uptake e denitrificazione) si alternano.

Nelle regioni temperate durante la stagione calda la vegetazione assimila la maggior parte dei nitrati disponibili e il processo di denitrificazione raggiunge i valori minimi, essendo bassa l'umidità del suolo (livello di falda profondo). Durante il periodo autunno-invernale, invece, si assiste ad un capovolgimento della situazione, in quanto le piante sono in una fase di stasi vegetativa e le condizioni di umidità del terreno sono ottimali (livello di falda superficiale) per la denitrificazione.

Il livello della falda acquifera rappresenta pertanto uno dei fattori di prima-

ria importanza nel determinare l'efficacia di una fascia tampone. A questo riguardo, va richiamata l'attenzione sul paradosso rappresentato dalle sistemazioni idrauliche dei terreni agricoli, finalizzate proprio ad allontanare le acque in eccesso durante il periodo autunno-invernale. Ciò spesso può portare ad un "eccessivo" abbassamento della falda acquifera, con una riduzione o addirittura un annullamento dell'effetto tampone per cui, in questo contesto, anche la gestione delle acque di drenaggio dovrebbe essere effettuata in modo tale da assicurare un adeguato "franco di coltivazione", senza per questo limitare o annullare la funzioni tampone delle fasce riparie.

Dove e come progettare le fasce tampone boscate?

L'idrologia rappresenta una variabile chiave nella gestione delle fasce tampone vegetali, in quanto l'acqua è il principale vettore degli inquinanti di origine agricola.

Nell'affrontare qualsiasi progetto di recupero che preveda la creazione e/o riqualificazione di fasce tampone, si deve partire da un'accurata analisi dell'idrologia dell'area in questione. Infatti, presupponendo di avere delle coltivazioni poste a una certa distanza dal fiume, qualora si volesse attivare una funzione di filtro nei confronti delle acque provenienti da queste aree agricole sarà indispensabile conoscere l'andamento dei flussi superficiali di tali acque, la profondità del loro flusso sub-superficiale e l'entità di eventuali fenomeni di lisciviazione.

I flussi degli inquinanti sono dinamici; di conseguenza, una semplice analisi dell'uso del territorio è una visione statica, utile come punto di partenza, che va comunque integrata con una visione più dinamica, in cui viene considerata la distanza dal corpo recettore delle sorgenti di inquinamento, nonché dalla presenza tra sorgente e corpo recettore di sistemi mitiganti (siepi ecc.).

Un altro aspetto che non va trascurato riguarda il rapporto tra la scelta degli obiettivi da perseguire e le dimensioni dei corsi d'acqua. Infatti, per salvaguardare la biodiversità e per migliorare la qualità dell'acqua, la creazione di buffer zones risulta molto più efficace in fiumi di dimensioni ridotte. E' chiaro che un intervento strutturale sull'intera rete di piccoli corsi d'acqua che confluiscono sullo stesso fiume finirà per migliorare anche la qualità di quest'ultimo.

Infatti, corsi idrici di piccole dimensioni costituiscono circa i tre quarti della lunghezza totale della rete idrica e come conseguenza captano la maggior parte dei deflussi che si originano all'interno di un bacino imbrifero. E' proprio in questi tratti che l'effetto tampone degli ecotoni ripari avrà quindi il maggior effetto. Ciò nonostante, nei progetti di riqualificazione questi tratti del corso idrico vengono spesso trascurati a vantaggio dei medi e grandi fiumi.

Dai numerosi studi effettuati si è visto che il *processo di denitrificazione raggiunge i massimi valori nei primi metri di fascia a contatto con l'ambiente terrestre* vero e proprio; come conseguenza l'efficacia di queste fasce tampone dipende maggiormente dalla sua estensione lineare piuttosto che dalla superficie che occupa. Da qui si evince la necessità di riqualificare le fasce tampone nei tratti di monte di piccole dimensioni.

Per una corretta progettazione degli interventi di riqualificazione è quindi più importante valutare l'estensione delle aree di confine con l'ambiente terrestre piuttosto che la superficie occupata dalle zone umide.

Uno dei problemi di difficile risoluzione è determinare l'ampiezza minima di queste fasce tampone. Se l'obiettivo è quello della sostenibilità, e quindi di mantenere la funzione tampone nel tempo, non ci si può accontentare del "qualsiasi cosa è meglio di niente". Per definire le capacità di rimozione dell'azoto è importante considerare due aspetti: le vie attraverso le quali l'azoto entra nell'area tampone ed i tempi di permanenza (deflussi, profondità della falda, precipitazioni, tempi di permanenza in falda ecc.) le potenzialità di trasformazione dell'azoto all'interno dell'ecotono ripario.

In sintesi, possiamo affermare che le zone riparie possono realmente abbattere i nitrati che pervengono dal territorio circostante solo se rimane un processo diffuso sul territorio. E' importante quindi proporre progetti di riqualificazione integrati che abbiano una visione a scala di bacino.

All'interno di un bacino imbrifero è possibile individuare oltre agli ecotoni ripari *altre componenti del paesaggio con capacità tampone* nei confronti di inquinanti provenienti da fonti diffuse, quali: gli stagni, le zone iporreiche, le siepi, le scoline ecc.

I processi ripari e le dinamiche delle zone iporreiche

La zona iporreica è costituita dai sedimenti saturi al di sotto del canale fluviale e al di sotto della zona riparia, che contiene in diverse proporzioni l'acqua superficiale del fiume. Nella zona iporreica l'acqua sotterranea e quella di superficie si mescolano, combinando le proprietà di entrambe.

La mescolanza di queste masse d'acqua, che differiscono significativamente in origine e composizione chimica, stimola l'attività biologica. Per esempio, fiumi con un'ampia zona iporreica trattengono e trasformano la sostanza organica disciolta più efficacemente di quelli senza. La decomposizione negli habitat iporreici può facilmente raddoppiare le capacità del corso d'acqua ad eliminare gli inquinanti organici.

Le intensità delle interazioni ripario-iporreico è influenzata da fattori geologici (geologia del letto roccioso, forma dei versanti ecc.) e dalle caratteristiche

individuali del tratto fluviale e unità di canale (pools, riffles). Per esempio, in un determinato tratto fluviale la topografia può creare un esteso deflusso subsuperficiale parallelo al canale bagnato o nella piana alluvionale adiacente. L'acqua può defluire attraverso canali relitici (paleocanali) al di sotto della vegetazione riparia, qualche volta passando persino sotto il letto fluviale. A questa scala, l'acqua iporreica viene facilmente in contatto con la zona delle radici della vegetazione riparia.

Conclusioni

Le zone riparie variano notevolmente nelle loro caratteristiche fisiche, che sono una espressione di una successione di fasi geologiche passate e di eventi idrologici recenti.

Conseguentemente, queste aree rappresentano sistemi ecologici complessi e tra i più importanti per mantenere la vitalità del paesaggio e dei suoi fiumi. La variabilità degli ecotoni ripari naturali riflette l'eterogeneità fisica dell'inerente rete di drenaggio, i processi che formano i canali fluviali, le caratteristiche della comunità.

La costruzione di dighe, le escavazioni in alveo e la linearizzazione dei corsi fluviali sono esempi d'opere che trovano la loro ragione d'essere nel risvolto socioeconomico ma che causano gravi ripercussioni sulla stabilità dell'ecotono ripario. La ridotta capacità di assorbire i picchi d'inondazione da parte dell'ecotono acqua-terra è una delle tante conseguenze dovute all'uso antropico.

Stime effettuate nel 1984 hanno rilevato che prima della massiccia colonizzazione del territorio da parte dell'uomo negli Stati Uniti gli ecosistemi ripari occupavano tra i 30 e 40 milioni di ettari (circa il 5% dell'ambiente terrestre). Attualmente occupano tra i 10 e i 14 milioni di ettari, una perdita del 66%. In aggiunta, la perdita delle zone umide è stata maggiore del 50% negli Stati Uniti (NRC, 1995), mentre in Europa le zone umide si sono ridotte del 66% dall'inizio del XX secolo (Commission of the European Community, 1995). Tutto ciò è avvenuto mentre il rimanente habitat semi-acquatico soffriva di numerosi impatti antropici: inquinamento sia da sorgenti puntiformi che diffuse, invasione di specie esotiche ed erosione a causa dell'agricoltura e del pascolo in combinazione con alterazioni del regime idrologico, causando sostanziali cambiamenti all'habitat. Questi cambiamenti sono questioni cruciali per la gestione delle risorse.

L'importanza di questi ambienti è stata a lungo sottovalutata. Motivazioni d'ordine naturalistico e paesaggistico hanno consentito solo recentemente una maggior tutela di queste aree. L'acquisizione di nuove conoscenze sulle relazio-

ni esistenti tra zone di transizione o ecotoni ripari ed i loro ecosistemi contigui (terrestri e fluviali) ha messo in risalto il loro ruolo. Come conseguenza le zone riparie cominciano ad essere considerate un elemento fondamentale degli ecosistemi naturali, meritevoli pertanto di protezione e ripristino.

In quest'ottica si parla spesso di territorio di pertinenza dei fiumi. Nei progetti di riqualificazione fluviale si deve tener presente, laddove è possibile, che il fiume ha bisogno di spazio per muoversi liberamente; solo così, oltre a ridurre il rischio idraulico, è possibile migliorare e sostenere le naturali capacità tampone dall'inquinamento di origine diffusa. Inoltre, quando il fiume è libero di muoversi crea un'elevata diversità di habitat fisici, i quali sostengono un elevato numero di specie (biodiversità).

CONSTRUCTED WETLANDS FOR URBAN AND HIGHWAY RUNOFF TREATMENT

Brian Shutes, Bryan Ellis, Michael Revitt, Maxine Forshaw, Barry Winter

Constructed wetland types and flow systems

Although the design of artificially constructed wetlands varies making each system unique, the basic flow configurations can be divided into two categories:

Surface flow (SF) or **free water surface (FWS)** systems which are similar to natural marshes in that they are basins planted with emergent, submergent and/or floating wetland macrophyte plants. Such free surface water treatment wetlands mimic the hydrologic regime of natural wetlands. Almost all constructed wetlands in the UK for the treatment of urban runoff comprise surface flow systems and resemble natural marshes, in that they can provide wildlife habitat and aesthetic benefits as well as water treatment. The influent passes as free-surface (overland) flow (and/or at shallow depths) and at low velocities above the supporting substrates. Figure 1 shows a (3 x 80m) linear SF design which has been

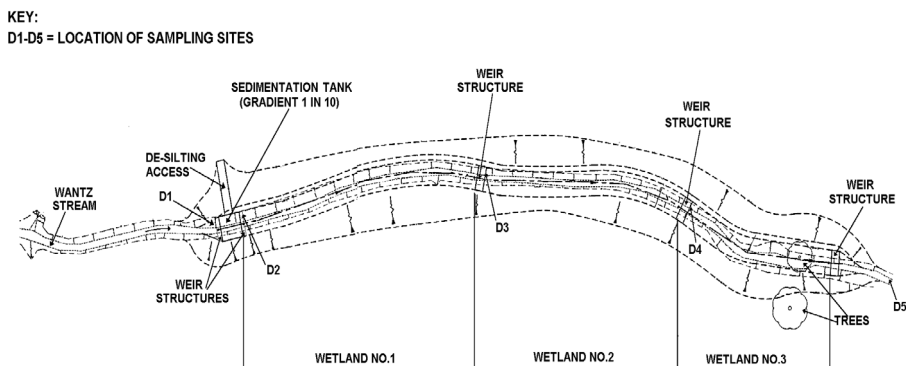


Fig.1 SF Constructed Wetland Design (R Wantz, Dagenham, E London.)

retrofitted into a widened stream channel in Dagenham, East London to treat surface runoff from a 440ha residential and commercial area [1]. The 1750m² modular wetland system is designed to meet 50% removal efficiencies for targeted pollutants (BOD, Pb, Zn and SS). SF/FWS systems with low flow rates are susceptible to winter ice-cover in temperate climates such as the UK, and have reduced efficiencies during such times since effective water depth and retention time are reduced [2].

Subsurface flow (SSF) systems operate with the influent flowing below the surface of the soil or gravel substrate. Purification occurs during contact with the plant roots and substrate surfaces, which are water-saturated and can therefore be considered to be oxygen-limited. The substrate in these systems is thermally insulated by the overlying vegetation and litter layer and so the wetland performance is not significantly reduced during the winter. Most of the earliest wetland treatment systems in Europe were SSF systems constructed to treat domestic wastewater. There are two basic flow configurations for SSF wetlands:

- horizontal flow (HF) systems where the effluent is fed in at the inlet but then flows slowly through the porous medium (normally gravel) under the surface of the bed in a more or less horizontal path to the outlet zone. These HF systems are also known in the UK as Reedbed Treatment Systems (RBTS) as the most frequently used plant is the common reed (*Phragmites australis*).

- vertical flow (VF) systems, which usually have a sand cap overlying the graded gravel/rock substrate, and are intermittently dosed from above to flood the surface of the bed. The effluent then drains vertically down through the bed to be collected at the base. Such VF systems are similar in design and operation to conventional percolating filters but are very rarely found on surface water drainage systems.

Figure 2 illustrates a SSF constructed wetland system located at Brentwood, Essex to treat surface water discharges from a 400ha mixed urban catchment prior to entry into the River Ingrebourne. During high flows, untreated effluent also overflows into a natural *Typha* wetland in addition to passing through the SSF *Phragmites* wetland before final discharge to the river. The total wetland area is 204m² and the mean retention time is 50 minutes. Dry weather removals average 30 - 33% for Pb and Cu, 19% for Zn, 18% for SS, 26% for BOD and 50% for total ammonia with mean metal sediment removals varying between 17 - 33% [3].

Pollutant removal efficiency of constructed wetland systems

Table 1 summarises the averages and ranges of removal percentages for various pollutants calculated from the data presented in [4] for constructed wetlands treating domestic wastewater (negative values denote negative efficiencies). The percentage removal efficiency is in most cases simply defined as: $(C_{in} - C_{out}) / C_{in} \times 100$, where C_{in} and C_{out} are the inflow and outflow pollutant concentrations respectively. The table also shows summary data that have been recorded in the UK for wetland systems receiving urban and highway runoff [5] [6] [7] [8] [9]

[10]. The data for extended detention basins are taken from US data [11] as there are no comparable data recorded for UK sites. The equivalent data for metal removal efficiencies (with ranges shown in brackets and negative values denoting negative efficiencies) that have been noted for various types of surface water wetland systems [1] [3] [6] [8] [10] [12] [13] [14] [15] [16] are presented in Table 2.

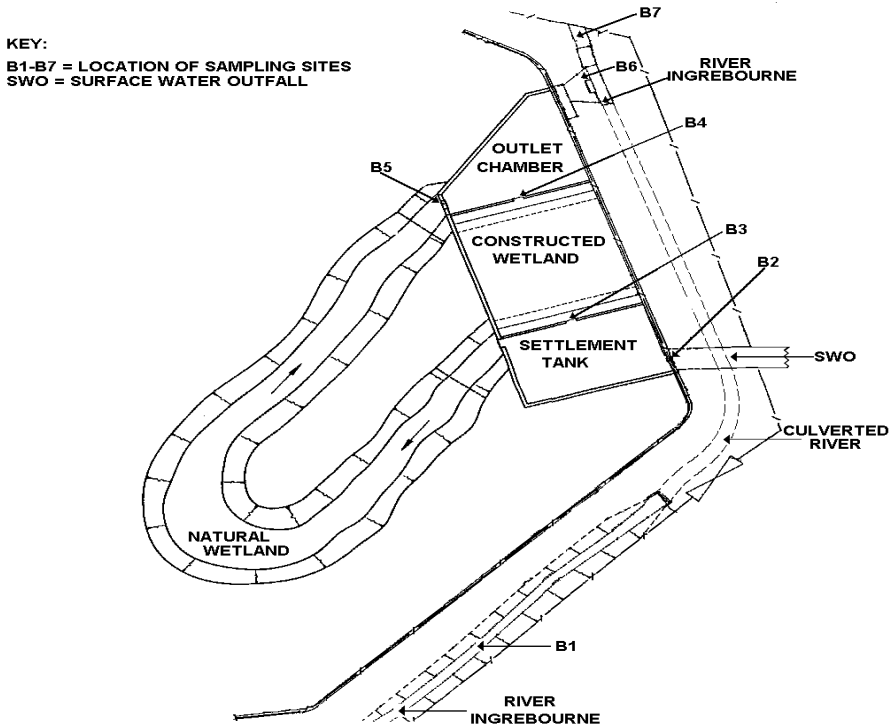


Fig. 2 A SSF Constructed Wetland (Brentwood, Essex)

	SS	BOD	NH ₃ -N	NO ₃ -N	E.Coli
Domestic Wastewater					
Secondary treatment	83 (69 - 94)	82 (70 - 92)	18 (5 - 29)	45 (7 - 68)	68 (60 - 75)
Tertiary treatment	68 (25 - 92)	71 (50 - 95)	33 (0 - 77)	55 (40 - 76)	84 (46 - 99)
Urban Runoff					
Wetlands	76 (36 - 95)	24 (-57 - 81)	31 (0 - 62)	33 (-17 - 68)	- (52 - 88)
Combined Retention/Detention Basins	73 (13 - 99)			53 (10 - 99)	92 (86 - 99)
Wet (Retention) Ponds (with marginal vegetation)	55 (46 - 91)	40 (0 - 69)		29 (0 - 80)	
Extended Detention Basins *					
Highway Runoff					
Wetlands (combined Retention/Detention)	- (50 - 70)	18 -		- (10 - 20) [#]	- (50 - 90)
SF Wetlands					
SSF Wetlands	- (13 - 75)	15 (5 - 32)		45 [#] (10 - 60) [#]	82 (75 - 99)
	73 (13 - 99)			53 [#] (10 - 96) [#]	92 (86 - 99)
	85 (62 - 97)			44 [#] (25 - 98) [#]	88 (80 - 97)

*From US data (Urban Drainage & Flood Control District, 1992)

[#]Data for Total Nitrogen

Tab. 1 *Percentage Pollutant Removals for Domestic Wastewater and Artificial Storm-water Wetland Systems in the UK*

	Metals		Cadmium	Lead	Zinc	Copper
	Total	Dissolved				
Natural Wetlands			(-38 - 50)	(-50 - 82)	(-60 - 30)	(10 - 78)
Artificial Wetlands						
1. Urban Runoff						
Wetlands			- (5 - 73)	62 (6 - 70)	57 (-36 - 70)	51 (10 - 71)
Combined Retention/Detention Basins			- (10 - 30)	- (0 - 28)	- (3 - 22)	- (0 - 10)
2. Highway Runoff						
Wetlands	- (40 - 90)	- (-15 - 40)	- (20 - 72)	69 (-41 - 89)	42 (-36 - 71)	- (36 - 66)
Wet Retention Basins	- (45 - 85)	- (10 - 25)		52 (40 - 56)	38 (8 - 56)	
ED Basins	- (20 - 50)	- (0 - 5)				
Dry Detention Basins (with infiltration)	- (70 - 90)	- (10 - 20)				

Tab. 2 *Wetland Metal Removal Efficiencies for Natural and Artificial Wetlands in the UK*

Although the data exhibit very large ranges, it is clear that artificially constructed wetlands perform better than natural systems and there is substantial evidence that water and suspended sediment metal concentrations are reduced in urban stormwater wetlands [10] [17] [18]. Some possible concern has been expressed over the ability of urban wetlands to sufficiently remove cadmium, with recorded storm outflow rates frequently exceeding the European Union/Environment Agency for England and Wales water quality standard of $5\mu\text{g/l}$ [3] [19] [20].

A review of a number of studies in the US and Europe suggested that maximum pollutant removal can be achieved in a pre-settlement pond which is equivalent to some 10 - 15% of the total wetland cell volume [5]. Constructed wetlands in the Environment Agency Midlands Region utilise a stilling pond and sedimentation trap of 10m^3 capacity to capture influent stormwater debris/litter, grit and oiled sediment. This front-end basin can also serve as a back-up spillage containment facility. If sufficient land is available, a final settlement tank (concrete structure) with a minimum capacity of 50m^3 extending across the width of the wetland can be installed. The tank will help prevent fine sediment from the wetland being transferred into the receiving water body. The final settlement tank is an idealised part of the overall system and only needs to be included in the overall design where greatest protection to sensitive receiving waters is required. Regular maintenance is recommended to prevent collected sediments being resuspended during high flows. The rate of sediment deposition will vary with each catchment so the frequency of sediment removal cannot be predicted. Annual inspections should be made to determine if sediment removal is required.

A review of data reported from international studies broadly confirms the findings arising from the UK wetland database. The results from 26 studies conducted on constructed urban wetland systems in the US have been analysed [21]. Although good to high pollutant removal efficiencies were observed, the analysis identified the inherent random nature of the performance data with the absence of any meaningful direct relationships between performance and catchment parameters (Table 3) or with basin/runoff volumes. However, the WWAR and DAR values (see notes below Table 3), are very close to those recommended by European workers who have advocated for example, WWAR ratios of 2 - 3% and wetland basin volumes (V_p) equal to 4 to 6 times the mean storm runoff volume (V_r) [6] [22].

	Pollutant Removal Rates					WWAR	DAR
	SS	NH ₃	TP	Pb	Zn		
Median	80.5%	44.5%	58.0%	83.0%	42.0%	3.65%	31.0
CV	27.7%	49.4%	48.5%	56.1%	38.8%	94.6%	156.2%
Average	77.1%	39.7%	57.2%	63.8%	48.7%	4.26%	131.0

WWAR = % ratio of wetland surface area to catchment area

DAR = Drainage Area Ratio

CV = Coefficient of Variation

Tab. 3 *Reported Removal Rates for US Stormwater Constructed Wetlands*

Preliminary testing of the US EPA National Stormwater Standardised BMP Database confirms this variability that appears to characterise urban wetland performance [23]. Table 4, which has been calculated from this 1999 US EPA Database, suggests that this variability is independent of the wetland flow system used although for solids

	SS	Total N	Total P	Faecal Coliforms
SSF systems				
Average	85.4%	44.6%	50.4%	88.5%
Range	67 - 97%	25 - 98%	20 - 97%	80 - 97%
SF systems				
Average	73.3%	63.3%	50.2%	92.5%
Range	13 - 99%	1.6 - 99%	7 - 98%	86 - 99%

Tab. 4 *Removal Rates for US Stormwater SSF and SF Wetlands*

and solids-related pollutants, SSF systems tend to perform better than SF systems. However, retrofitted “packed bed” SF constructed wetlands in urban flood detention basins in Florida [24] have given consistently good pollutant removal rates for SS (78 - 90%), total nitrogen (63 - 70%), total phosphorus (62 - 82%) and total metals (55 - 73%). Similar horizontal SF wetland retrofitting on 24 sites in the Melbourne urban area of Australia has been successful in reducing pollutant outflow concentrations from detention basins and in improving downstream habitat status whilst maintaining existing flood attenuation capabilities [25]. Studies in the Sydney region [26] have indicated average retention in urban SF wetlands of 80% and 60% for SS and Total P respectively during small to medium sized storm events but with very variable (and even negative) performance occurring during intense and/or large events.

Experimental constructed wetland studies

Highway runoff wetland treatment study

The A34 Newbury Bypass in the UK is a 13.5 km porous asphalt surfaced dual carriageway which opened in November 1998. The drainage system includes a series of 9 vegetated balancing ponds located adjacent to the highway. Each balancing pond incorporates a front-end oil interceptor and rectangular concrete sediment trap followed by a grassed slope to deliver the highway runoff to the treatment system. A vegetated pond exists as originally designed with a sloping profile which is able to support a variety of fringing macrophytes in the shallows with the predominant species in the main water body (depth; 0.05 - 1.0 m) being *Phragmites australis*. The original design of a second balancing pond has a constructed wetland which was amended by retrofitting to produce a sub-surface flow wetland containing a gravel substrate preceded by a small settlement pond. The constructed wetland was planted with both *Phragmites australis* (front half) and *Typha latifolia* (final half).

Both systems have been assessed by collecting inlet and outlet grab samples during wet and dry weather conditions and automatically controlled storm event samples have been obtained for the constructed wetland [27]. Removal efficiencies for suspended solids, Cd, Cr, Cu, Ni, Pb, Zn, nitrate and sulphate for the constructed wetland are shown in Table 5 for the trends observed under different weather conditions. The large variabilities in the removal efficiencies derived for both treatment systems, based on the analyses of grab samples, make accurate comparisons of the performances difficult and also raise concerns about using this type of sampling approach for this purpose. Treatment systems are required to function satisfactorily during the increased inlet loadings experienced during storm events, and this is shown to be the case for the constructed wetland for the majority of the monitored pollutants. The large removal efficiency ranges for 5 separate storm events, exhibited by Cu and Pb are compared to the other monitored pollutants which showed positive median wet weather removal efficiencies of between 43 and 85%. Despite the existence of performance fluctuations, the generally low monitored inlet concentrations in the highway runoff indicated that the pond discharges did not threaten the environmental quality of the receiving waters.

Chromium and nickel appear to be removed equally well during both types of weather conditions with Pb showing similar but poor removal performance during dry and wet conditions. In contrast, Cd and nitrate are removed more

efficiently during storm events when the data is examined using the Mann-Whitney test which shows that this difference is significant ($p < 0.05$). There is a similar emphasis on more favourable removal under wet weather conditions for Zn, suspended solids and sulphate although in each of these cases the comparison with dry weather conditions is not significantly different. Only Cu is predicted to have a higher removal during dry weather conditions and this is a consequence of the unexpected behaviour previously described for Cu during storm event monitoring.

The considerations described above assume that the analysis of grab samples obtained simultaneously from inlet and outlet positions during dry weather conditions can be compared directly to storm event monitoring. Ideally, a series of time-based inlet samples should have been collected and compared with similarly obtained outlet samples taking into account the residence time of the constructed wetland under dry conditions. This would have provided a direct comparison between the performances during the two types of extreme weather conditions. In the absence of such a comparison an explanation of the results is not straightforward. Thus, the indicated preferred removal of the two monitored nutrients (nitrate and sulphate) during wet weather would not have been expected as more time for plant uptake would be available during dry conditions and a previous study of the performance of a constructed wetland treating urban runoff has suggested that nitrate removal occurred primarily between, rather than during, storm events [28]. Similarly, the settling out of suspended solids should be more efficient under quiescent conditions whereas a higher removal during storm events is predicted by the results. However, this phenomenon is partly a function of the inlet suspended solids concentrations which did not exceed 20 mg/L for routine monitoring but regularly approached 100 mg/L during storm runoff conditions.

Lead is commonly found to be strongly associated with particulate material [29] but the absence of a marked inlet concentration difference between dry (maximum 4.5 $\mu\text{g/L}$) and wet (maximum 10.1 $\mu\text{g/L}$) weather conditions results in a median removal efficiency value (9.1%) for the latter conditions which is only slightly higher than the dry weather value (0.0%). Cadmium is the most effectively removed metal during storm events and is most significantly different from the obtained dry weather results ($p < 0.05$; Mann-Whitney test). This finding is again unexpected given the predicted high solubility of Cd in highway and urban runoff [29]. Metal removal by a constructed wetland receiving highway runoff can generally be seen to be efficient during carefully designed storm

event monitoring conditions (Table 5) with only Cu showing an aberrant behaviour and Pb demonstrating a small positive removal.

Parameter	Median dry weather removal efficiency	Median wet weather removal efficiency
*Cd	0.0	84.7
Cr	47.2	42.8
Cu	4.0	-40.3
Ni	72.6	77.5
Pb	0.0	9.1
Zn	5.3	66.2
SS	9.7	57.7
*NO ₃	5.3	65.5
SO ₄	-5.4	44.1

* indicates that the wet removal is significantly better than the dry removal (Mann-Whitney test)

Tab. 5 *Comparison of median dry and wet weather removal efficiencies for the constructed wetland*

The results highlight the limitations of utilising analysed grab samples as the basis for estimating pollutant removal efficiencies between the inlet and outlet of a water treatment system. This is particularly true in wet weather although the automatically controlled sampling of storm events show good pollutant removal in the constructed wetland. There is only a marginal improvement when dry weather conditions prevail both before and during sampling on account of the low inlet concentrations. At such low inflow concentrations, it is difficult to achieve any enhanced removal effectiveness as they represent the minimum or “irreducible pollutant concentrations” (ipc). Such background concentrations (ipc) represent the best performance treatment that can be achieved under low flow conditions and may not be further reduced even if the wetland surface area or volume is increased. Figure 3 illustrates the range of performance that can be achieved with very variable and even negative efficiencies being associated with inflows (C_0) at or near the background irreducible concentration levels (C^*).

Small scale experimental hydrocarbon treatment study

The use of constructed wetlands is not yet widely adopted for the treatment of hydrocarbon effluents [30]. A monitoring study [31] showed 94% removal of oil and grease from cascading ponds colonised by *Typha spp.* and *Scirpus spp.*

A study of a pilot scale sub-surface flow constructed wetland for the treatment of oil contaminated water showed an average reduction in mineral oil levels of 89% over a seven month period of [32].

The performance of a small scale constructed wetland for the treatment of oil polluted water was assessed in comparison with an unvegetated system using two outdoor subsurface flow beds (control and experimental, 10m x 1m) filled with a substrate of pea gravel (3-6mm) to a depth of 60cm [33]. The experimental bed or small-scale constructed wetland was originally planted with *Typha* seedlings at a density of 7.5 plants/m².

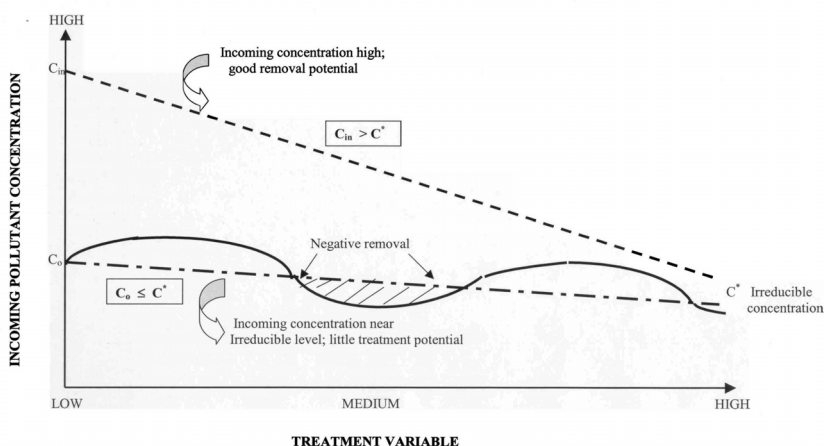


Fig. 3 Treatment performance as a function of incoming concentrations

Both beds (experimental and control) were treated with the same aqueous concentrations of diesel oil under identical dosing conditions. The average overall hydrocarbon removal efficiencies at the three monitored depths (top, middle and bottom) in the sub-surface systems were 80.1±9.8 %, 78.0± 9.1% and 71.6± 10.0% in the experimental bed and 72.3±11.9%, 69.1±10.3% and 63.4± 9.4% in the control bed (Table 6). The differences in the hydrocarbon removal efficiencies between corresponding months in 1999 and 2000 were statistically analysed and are generally not significant.

The individual hydrocarbon removal efficiencies exceeded 60% in the top sections of both beds except for C-11 and C-25 with C-23 and C-26 also reduced in the control bed (Figure 4). Overall differences in the removal efficiencies of the planted and the unplanted beds as well as at different depths in both systems,

indicate that *Typha* related removal processes complementing adsorption onto the gravel substrate are occurring.

The results of these two studies of experimental constructed wetlands for highway runoff and diesel oil treatment highlight the need for appropriate and standardised methods of wetland system data collection in terms of sampling equipment, timing and frequency and the location of sampling collection points. Valid comparisons can then be made between the pollutant removal performance of different wetland treatment systems.

	Experimental system			Control system		
	Top	Middle	Bottom	Top	Middle	Bottom
June 1999	60.7	64.2	55.2	57.6	53.2	48.9
Overall	60.0			53.2		
July 1999	72.0	67.5	58.0	63.9	57.3	50.5
Overall	65.8			57.2		
August 1999	91.8	88.8	82.0	88.3	78.0	58.6
Overall	87.5			75.0		
September 1999	85.4	80.2	79.6	84.2	80.5	69.3
Overall	81.7			78.0		
June 2000	78.6	75.5	69.8	71.7	67.7	66.0
Overall	74.6			68.5		
July 2000	83.2	80.2	73.5	78.4	70.9	69.1
Overall	79.0			72.8		
August 2000	89.8	87.2	82.5	81.6	83.4	78.4
Overall	86.5			81.1		
September 2000	74.5	70.7	67.2	71.1	65.9	63.9
Overall	70.8			66.9		
December 2001	85.1	87.9	76.6	54.3	64.7	65.5
Overall	83.2			61.5		
Av. Overall	80.1	78.0	71.6	72.3	69.1	63.4
	± 9.8	± 9.1	±10.0	±11.9	± 10.3	± 9.4

Tab. 6 *Hydrocarbon removal efficiencies in the top, middle and bottom depths of the experimental and control beds*

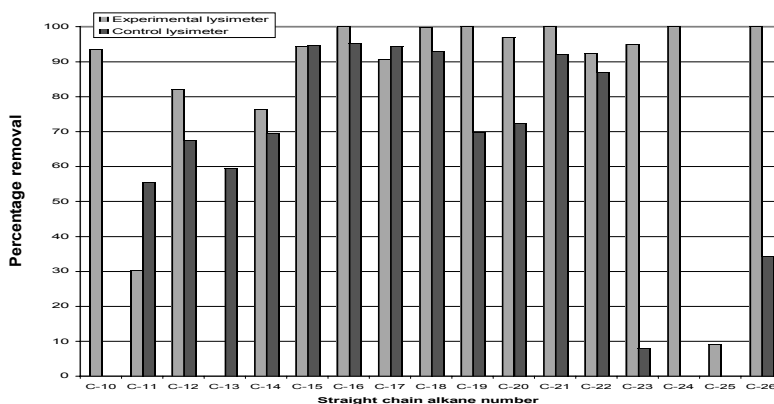


Fig. 4 Removal efficiencies after dosing at the top levels in the experimental

Urban wetland design

The successful design of constructed wetlands for urban surface runoff management requires the adoption of an integrated multi-disciplinary approach as performance criteria are difficult to set given the inherent random fluctuations in discharge and pollution loadings which characterise stormwater runoff. This temporal and spatial variability makes it difficult to define retention time and hydraulic loading and thus general design rules for urban stormwater wetlands have been developed from empirical performance data and using “single-number” techniques such as drainage area ratio (see Table 3). Thus no UK urban stormwater constructed wetlands are alike in every design respect; a feature readily confirmed from site inspections.

Consideration of water quality issues at the preliminary planning stage can help to mitigate or prevent stormwater management problems in urban catchments and reduce the magnitude and difficulty of surface water treatment. Hydrological effectiveness reflects the competing (and sometimes conflicting) factors of retention time, inflow characteristics and storage volume and defines the long term percentage of catchment runoff which enters the wetland basin. Hydraulic efficiency is strongly influenced by basin shape and depth; hydraulic structures such as inlets, outlets and berms; and by the type, extent and distribution of wetland vegetation. Wetland plants are adapted to specific wetting and drying cycles which also significantly influence the organic content and nutrient cycling in the basal sediments. A major factor in determining wetland hydro-cycling (and the overall treatment efficiency) is the interaction between catch-

ment hydrology, basin bathymetry and the hydraulic behaviour (and location) of the outlet structure.

Design criteria

The most important criterion for the design of a constructed wetland is the selection of the design storm and this in turn determines the wetland size and volume. The objective of the selection process is to determine the critical storm event causing the greatest pollution threat, with this storm event being described in terms of its duration, intensity and frequency of occurrence. In this analysis, it is assumed that the selection process will be based upon single rather than multiple event occurrences. Constructed wetlands can be designed to:

- retain short duration storms (e.g less than the 1:1 annual storm event) for the maximum retention time, ensuring that the high flows can be accommodated by the constructed wetland without overland flow in the case of SSF systems or short-circuiting in the case of SF systems. For example, a wetland basin sized to capture 90% of the average annual runoff with a 24 hour drawdown would be likely to overflow between 3 to 8 times per year. This would suggest that a feasible design storm for water quality control purposes might be in the order of a two to four month storm event.
- retain longer duration storms ensuring that the initial first flush volume (equivalent to 10 - 15 mm effective rainfall runoff) containing the heaviest pollution loads receives adequate treatment. It is important that the constructed wetland is large enough to capture the first flush of the larger storm events to achieve such partial treatment and to delay outflow discharges to the watercourse via the wetland and an overflow bypass system until natural dilution flows have risen.

Where the availability of land and finance is not problematic, the constructed wetland should be designed to treat storms with a return period of 10 years, although the design of attenuation could be up to the 100 year return period. If a compromise is necessary requiring a design based on a shorter return period, the system should be capable of treating the polluted first flush of any storm event. Retention time is an extremely important factor in the treatment performance of treatment by constructed wetlands and even a minimum retention time of only 30 minutes will help to remove the coarse sediment fractions. Considerations affecting the retention time include the aspect ratio (width : length), the vegetation, substrate porosity and hence hydraulic conductivity, depth of water, and the slope of the bed. Water level and flow control structures, for example flumes and weirs are also required to keep the hydraulic regime within desired parameters. An “ideal” retention time is dependent on the pollu-

tant removal processes operating in the wetland system. Solids sedimentation can be achieved relatively quickly and a 3 - 5 hour retention will remove a substantial proportion of the coarse solids. However, in order to achieve removal of degradable organics, bacteria and other toxic species associated with the finer solids fractions, much longer retention periods of at least 24 hours will be required [16] [34] [35]. When calculating the retention time in a SSF constructed wetland system, the volume of the bed media must also be taken into account.

Wetland sizing

The principal problem of wetland design for the treatment of urban and highway runoff is that of optimum sizing given the episodic and random nature of discharge occurrence and the possibility of a rapid succession of inflow events. Sizing is crucial in controlling both the hydraulic loading and retention times needed to give maximum contact and biofiltration/uptake opportunities. The pollutant removal efficiency of an urban stormwater wetland will be directly affected by the frequency, spacing and duration of storm events, all of which are extremely difficult to pre-define. This explains why empirical approaches to the sizing of urban wetlands have been widely adopted. The utility and appeal of such approaches lies in their ability to provide a rapid and robust initial screening methodology for potential wetland alternatives at the early design stages but considerable caution must be exercised in extending them to final design [36].

One such approach is to consider the relative percentage of the contributing catchment area or connected impervious area and typically figures of between 1% to 5% have been suggested [6] [21] for this wetland/watershed area ratio (WWAR). Assuming a 2% - 3% WWAR value, for a 10 hectare development site and with retention times equal to 4 - 6 times the mean storm runoff volume:

$$\text{Surface area} = 100,000\text{m}^2 \times 2/100 = 2000\text{m}^2$$

$$\text{Retention volume} = 10 \times 100 = 1000\text{m}^3$$

$$\text{Average wetland depth} = 1000 (\text{m}^3) / 2000 (\text{m}^2) = 0.5\text{m}$$

Such sizing criteria would pose considerable land-take difficulties and in any case does not account for any performance considerations.

Nevertheless, it has been shown that such an approach derives hydraulic loading rates (HLR) which are equivalent to the range of HLR values quoted in the national US database (NADB) for point-source SF treatment wetlands [2]. They state that as the average annual HLR is close to the mode of the distribu-

tion of point-source wetland HLRs, it is reasonable to expect that stormwater wetlands designed using WWAR criteria would perform somewhere near the average quoted for the emergent marsh database set in the NADB. In addition, comparison of the 50 point-source NADB wetland data set with that of 17 urban SF constructed wetlands included in the review by [21] for the US Environment Protection Agency, showed very similar efficiency rates when examined on the basis of such empirical design criteria. The mean reduction of total phosphorus in the NADB marsh cells was 57% at an average HLR of 42 mm/d compared to a similar mean reduction of 57% for urban SF constructed stormwater marshes having a 4.3% wetland/watershed area ratio (WWAR) value. The equivalent reduction rates for total SS were 81% and 77.1% for the NADB and US EPA wetlands respectively.

Stormwater wetlands have also been sized to retain water volumes associated with storm events of a specified return period or probability of occurrence. It has been proposed that urban stormwater wetlands should be sized to contain effective runoff up to the 90th percentile value of the design storm event distribution [37]. This particular “single-number” design approach has the advantage of allowing a variable percentage of contributing catchment, depending upon the annual rainfall pattern and annual rainfall total. As in the case of the WWAR ratio approach (see above), the derived loading and detention times for SF urban constructed wetlands correspond well with the mean values for point-source treatment wetlands. This is implicitly acknowledged in the listing of pollutant reductions which lie in the mid-range for other types of treatment wetlands e.g total phosphorus and total SS removals are quoted as 45% and 69% compared to the 57% and 81% mean cited for the NADB wetland marshes [37].

In addition to the design storm and retention time, the following criteria are also recommended:

Aspect ratio (Width:Length)	: 1:4 to 1:5
Slope of Wetland Bed	: 1%
Minimum substrate bed depth	: 0.6m
Hydraulic conductivity of substrate	: 10^{-3} m/s to 10^{-2} m/s

Once the design storm and retention time choice has been made, the size of the conceptual constructed wetland can be calculated using Darcy’s Law and the above criteria as:

$$\text{Average daily flow rate } (Q_d; \text{m}^3/\text{s}) = A_c \cdot k_h (\partial H / \partial x)$$

where A_c is the cross-sectional area of the bed, k_h is the hydraulic conductivity of the substrate (m/s) and $(\partial H/\partial x)$ is the slope or hydraulic gradient of the bed (m/m). Darcy's Law assumes laminar uniform and constant flow in the media bed and clean water. In a SF wetland, flow will be channelled and short-circuited and the media will be covered with biological growths and therefore the equation only has limited usefulness in such wetland design. Nevertheless Darcy's Law does provide a reasonable approximation of flow conditions in SSF constructed wetland beds if moderate sized gravel (eg 10mm pea gravel) is used for the support medium. Figure 5 provides a schematic section through a SSF constructed wetland illustrating some of these design criteria.

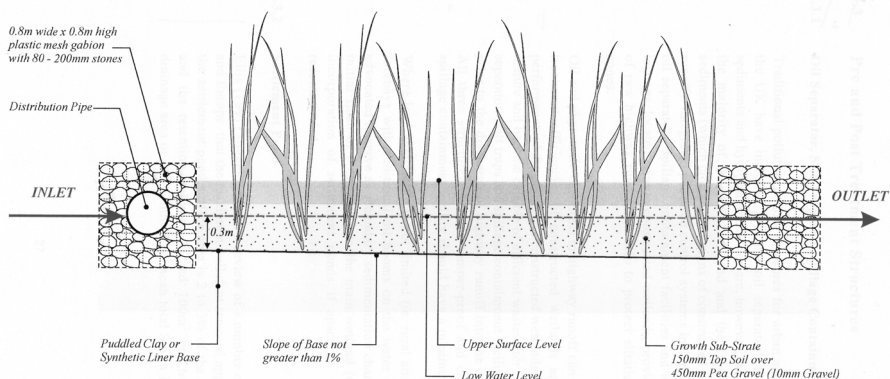


Fig. 5 Section Through Subsurface Constructed Wetland

Optimal hydraulic loading

During storm events, high rates of stormwater runoff may discharge onto constructed wetlands, but optimal hydraulic loading rates should not exceed $1\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ in order to achieve a satisfactory treatment [5]. It has been suggested that an arbitrary HLR breakline appears to be about $2.7\text{ ha catchment area}/1000\text{ m}^3\text{ storage volume/day}$, with wetlands having a large area per flow unit (a lower loading rate) being normally SF systems and smaller areas (with higher loadings) associated with SSF systems [38].

Flow velocity

Flow velocity should not exceed 0.3 to 0.5m/s at the inlet zone if effective sedimentation is to be achieved. At velocities greater than 0.7m/s, high flow may damage the plants physically and cause a decline in system efficiency. The inlet pipe should be constructed in such a way that influent flow is evenly distributed across the width of the bed. The level at which the outlet is set is determined by

the lowest water level required in the constructed wetland. An additional source of water may be needed to supply the reedbeds during dry periods. Ideally the outlet structure should incorporate control measures which allows the water level in the bed to be varied; a flexible plastic pipe linked to a chain is an appropriate low cost option [9].

An aspect ratio (length:width) of 4:1 to 5:1 for SSF wetlands and 10:1 or higher for SF wetlands has been recommended for domestic wastewater treatment wetlands. However, any aspect ratio with a good inlet distribution can be applied [39], as previous assumptions that wetlands with high aspect ratios would function more efficiently and be closer to plug flow have not been confirmed from tracer studies. Problems of short-circuiting can be minimised by careful construction, intermediate open-water zones for flow distribution and use of baffles and islands.

A grid of slotted plastic pipes (say diameter of 100mm) should be installed vertically in the substrate (100mm protruding above the surface, and penetrating the full depth of the substrate) at 5m centres, to serve as static ventilation tubes and aid aeration of the root zone. Plastic poles should be erected to support lines of bunting to discourage birds from feeding on young plants. The height of the bunting should be about 1.5m above the substrate surface. Non-metallic items should be incorporated into the construction of the wetland so that metals in the wetland only come from stormwater runoff. Therefore gabions should be encased with geotextiles and the poles supporting bunting should be plastic.

Substrate Structure

Horizontal surface flow (SF) wetlands utilise a natural soil substrate to provide organics and nutrients to maintain plant growth, whereas subsurface flow (SSF) wetland substrates should primarily provide a good hydraulic conductivity. Nutrient supply can be supplemented to the subsurface flow if required. A combination of organic and clay based soils, sand, gravels and stones are used in SSF constructed wetlands to provide support for plants, reactive surfaces for complexing of ions and other compounds and attachment surfaces for microbes which directly or indirectly utilise pollutants. The type of substrate used will have an effect on the hydraulic conductivity and efficiency of the constructed wetland and must allow for a sufficiently high hydraulic conductivity to enable wastewater to flow at a sufficient rate for treatment without backing up and causing overland flow.

Planting considerations

Constructed wetlands have traditionally utilised plant species commonly occurring in water bodies and watercourses, which were known to thrive in nutrient-rich situations and were generally pollutant tolerant. The main plant species utilised in sewage wastewater treatment has been the common reed (*Phragmites australis*), which led to the systems being known as reedbed treatment systems. Reedmace (*Typha latifolia* and *Typha angustifolia*) has been increasingly used, both in sewage-derived wastewater treatment and particularly in the treatment of surface runoff and industrial effluents. Other plant species have played a lesser role in wastewater treatment, such as flag iris (*Iris pseudacorus*), bulrush (*Schoenoplectus* spp.) and sedges (*Carex* spp.).

It is recommended that vegetation for stormwater wetland treatment systems should be selected using the following criteria:

- a rapid and relatively constant growth rate
- high biomass, root density and depth
- ease of propagation
- capacity to absorb or transform pollutants
- tolerance of eutrophic conditions
- ease of harvesting and potential of using harvested material
- growth form (visual appearance)
- ecological value
- local retail (or nursery) availability

Pre and post treatment structures

Traditional pollution control measures for urban and highway stormwater runoff in the UK have included grit and oil separators for the reduction of sediments and hydrocarbons. They are, however, inefficient in removing the majority of the pollution load and the finer and more mobile sediments and solid-associated pollutants including oil (which clog some designs of constructed wetland treating road runoff). Integrated pollution control systems including a combination of oil separators, silt traps/infiltration trenches, spillage containment facilities and wetland-forebays or lagoons, located prior to the constructed wetland cell(s), can provide for pre-treatment of raw stormwater runoff and help to prevent siltation in wetland inlet zones (Figure 6) [35] [40].

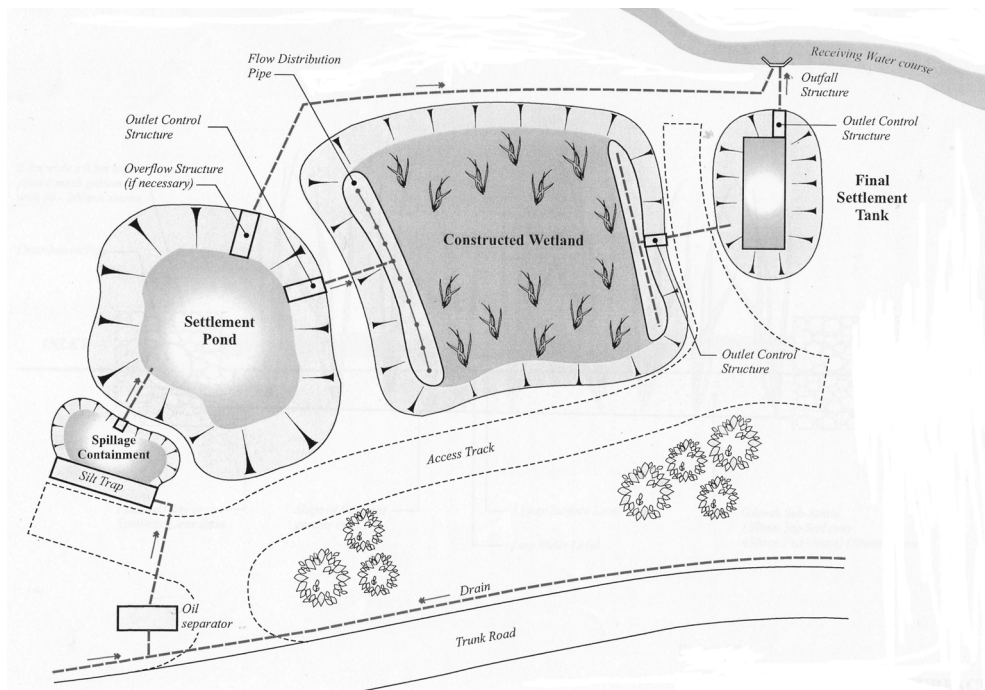


Fig. 6 *Idealised layout of constructed wetland*

Conclusion

The current focus on the development of sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) in many countries has raised awareness of the advantages of integrating constructed wetlands into urban and highway runoff treatment systems. However, it is critical that the criteria for the selection and design of constructed wetlands are rigorously applied, in order to maximise their pollution treatment performance and maintain and enhance their status as a valuable treatment option.

Acknowledgements

Funding to support part of this work was provided by Thames Region of the Environment Agency (EA) and the Highways Agency. The project is managed by Dr Maxine Forshaw (EA) and Barry Winter (Consultant).

References

- [1] L.N.L. Scholes, R.B.E. Shutes, D.M. Revitt, D. Purchase and M. Forshaw, The removal of urban pollutants by constructed wetlands during wet weather, *Wat. Sci. Tech* **40**(3), 333 - 340 (1999).
- [2] R.H. Kadlec and R.L. Knight, *Treatment wetlands*. CRC Press, Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, USA (1996).
- [3] D.M. Revitt, R.B.E. Shutes and L. Scholes, The use of constructed wetlands for reducing the impacts of urban surface runoff on receiving water quality. In *Impacts of urban growth on surface water and groundwater quality* (Edited by J.B.Ellis), Publ. No. 259 pp.349-356, IAHS Press, Wallingford, Oxon. (1999) .
- [4] P.M. Nuttall, A.G. Boon and M.R. Rowell, *Review of the design and management of constructed wetlands*. Report 180, Construction Industry Research and Information Association, London (1997).
- [5] J.B. Ellis, The design and operation of vegetative systems for urban runoff quality control, *Proceedings of the 3rd Standing Conf. Stormwater Source Control*, pp. 1 - 12, Coventry University, Coventry (1991) .
- [6] J.B. Ellis, Design considerations for the use of vegetative controls for the treatment of highway discharges. *Impacts of urban growth on surface water and groundwater quality* (Edited by J.B. Ellis) pp. 357-364, Publ. No. 259, IAHS Press, Wallingford, Oxon (1999) .
- [7] J.B. Ellis and D.M. Revitt, *Drainage for roads: Control and treatment of highway runoff*. Report NRA 43804/MID.012, National Rivers Authority, Reading (1991).
- [8] J.B. Ellis, D.M. Revitt, R.B.E. Shutes and J.M. Langley, The performance of vegetated biofilters for highway runoff control, *Sci. Tot. Env*, **146/147**, 543 - 550 (1994) .
- [9] P.F. Cooper, G.D. Job, M.B. Green and R.B.E. Shutes, *Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment*. WRc, Swindon (1996) .
- [10] J.L.B. Cutbill, The potential for urban stormwater treatment by constructed wetlands, *Proceedings of the IAWQ 4th International Conference on Wetland*

Systems for Water Pollution Control, Guangzhou, China, pp. 677-686 IAWQ, London (1994).

[11] Urban Drainage & Flood Control District . *Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3; Best Management Practices*. Urban Drainage & Flood Control District, Denver, Colorado, USA (1992) .

[12] A.S. Mungur, R.B.E. Shutes, D.M. Revitt and M.A. House, An assessment of metal removal from highway runoff by a natural wetland, *Wat. Sci. Tech.* **32** (3), 169 – 175 (1995).

[13] A.S. Mungur, R.B.E. Shutes, D.M. Revitt, M.A. House and C.Fallon, A constructed wetland for the treatment of urban runoff. In *Remediation and Management of Degraded Lands* (Edited by M.H. Wong, J.W.C. Wong and A.J.M. Baker) pp. 329-341, Lewis Publishers Ltd., London (1998).

[14] K. Heal, Metals in sediments of sustainable urban drainage structures in Scotland. In *Impacts of Urban Growth on Surface Water and Groundwater Quality* (Edited by J.B. Ellis) Publ. No. 259, pp. 331-338, IAHS Press, Wallingford, Oxon (1999).

[15] D.M. Revitt and J.B. Ellis, Drainage, runoff and groundwater management. In *The environmental management of highways*. (Edited by G. Mudge) Chap. 4. Institution of Highways and Transportation, London (2000) .

[16] Halcrow/UPRC. *Protection of the water environment using balancing facilities*. Final Field Studies Report, Halcrow & Urban Pollution Research Centre (UPRC), Middlesex University, Environment Agency Thames Region, Reading (2000).

[17] R.B.E. Shutes, J.B. Ellis, D.M. Revitt and T.Zhang, The use of *Typha latifolia* for heavy metal pollution control in urban wetlands. In *Constructed wetlands for water quality improvement* (Edited by G.Moshiri) pp.407-414 Lewis Publishers, London (1993).

[18] R.J. Hares and N.I. Ward, Comparison of the heavy metal content of motorway stormwater following discharge into wet biofiltration and dry detention ponds along the London Orbital (M25) Motorway, *Sci.Tot. Env* **235** (1/3), 169 - 178. (1999).

- [19] H. Pontier, E. May and J.B.Williams, Constructed wetlands for the treatment of runoff from the Newbury Bypass, *J. Ch Inst. Wat. & Env. Man.* **15**, 125-129 (2001).
- [20] K. Sriyaraj, and R.B.E. Shutes, An assessment of the impact of motorway runoff on a pond, wetland and stream. *Env. Intl* **26**, (5-6), 433-439 (2001).
- [21] E.W. Strecker, J.M.Kersnor, E.D. Driscoll and R.R. Horner, *The use of wetlands for controlling stormwater pollution*. Report EPA/600, The Terrane Institute, Washington DC, USA (1992).
- [22] T. Hvitved-Jacobsen, Design criteria for detention pond quality. In *Urban Storm Quality Enhancement* (Edited by H.C. Torno) 111 – 130, American Society of Civil Engineers, New York (1990).
- [23] Urban Water Resources Research Council and URS Greiner Woodward Clyde. *National Stormwater Best Management Practices (BMP) Database*. Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington DC (1999) .
- [24] City of Orlando Stormwater Utility Bureau. *Packed bed wetland stormwater treatment system*. Final Report, Florida Dept of Environmental Regulation, Tallahassee, Florida, USA (1995).
- [25] T.H.F. Wong, P.F Breen, N.L.G. Somes and S.D. Lloyd, *Managing urban stormwater using constructed wetlands*. Co-operative Research Centre for catchment hydrology, Report 98/7, Monash University, Victoria, Australia (1998).
- [26] T. Shatwell and I. Cordery, Nutrient storage in urban wetlands. In *Impacts of urban growth on surface water and groundwater quality* (Edited by J.B.Ellis), Publ. No.259, pp. 339-348, IAHS Press, Wallingford, Oxon (1999).
- [27] R.B.E. Shutes,D.M. Revitt, L.N.L.Scholes, M. Forshaw and B.Winter, An Experimental Constructed Wetland System for the Treatment of Highway Runoff in the UK, *Wat. Sci. Tech.* **44**, (11), 571-578 (2001).
- [28] J.N. Carleton, T.J. Grizzard, A.N. Godrej, H.E. Post, L. Lampe and P.P. Kenel, Performance of a constructed wetland in treating urban stormwater runoff, *Wat. Environ. Res.* **72**, 295-304(2000).

- [29] D.M.Revitt and G.M.Morrison, Metal speciation variations within separate stormwater systems. *Env. Tech. Lett.* **8**, 373-380 (1987).
- [30] C. Salmon, J.L. Crabos, J.P. Sambuco, J.M. Bessiere, A. Basseres, P. Caumette and J.C. Baccou, Artificial wetland performances in the purification efficiency of hydrocarbon wastewater, *Wat. Air & Soil Pollut.* **104**, 313-329 (1998) .
- [31] J.M. Farmer and P. Roberts, Constructed wetlands for treatment of terminal wastewater. British Petroleum (BP) Internal Report (1995).
- [32] G.Ji, T. Sun, X. Sui, Q. Zhou, S. Chang and P.Li, Constructed subsurface flow wetland for treating heavy oil produced water of the Liaohe oilfield in China, *Ecol.Eng.*, (In press).
- [33] K.Omari, D.M. Revitt, R.B.E. Shutes and H. Garelick, Hydrocarbon removal in an experimental gravel bed constructed wetland. Proceedings of the 8th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, Arusha, Tanzania (Edited by T.S.A. Mbwette, J.H.Y. Katima, H.B. Pratap and S. Kayombo) pp.711-718, University of Dar Es Salaam (2002).
- [34] R.B.E. Shutes, D.M. Revitt, A.S. Mungur and L.N.L. Scholes, The design of wetland systems for the treatment of urban runoff, *Wat. Sci. Tech* **35**(5), 19 - 25, (1997).
- [35] Halcrow/UPRC. *Treatment of highway runoff using constructed wetlands: An interim manual*. Halcrow & Urban Pollution Research Centre (UPRC), Middlesex University. Environment Agency Thames Region, Reading (1998).
- [36] R.H. Kadlec, The inadequacy of first-order treatment wetland models, *Ecol. Eng* **15**, 105 - 119 (2000).
- [37] T.R. Scheuler, *Controlling urban runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs*. Washington Council of Governments, Washington DC (1992).
- [38] J.T. Watson, S.C. Reed, R.H. Kadlec, R.L. Knight and A.E. Whitehouse, Performance expectations and loading rates for constructed wetlands. In *Constructed wetlands for wastewater treatment* (Edited by D.A. Hammer) 319-

352, Lewis Publishers Inc., Chelsea, Michigan (1989).

[39] IWA 2000 *Constructed wetlands for pollution control: Processes, performance, design and operation*. (Edited by; R.H. Kadlec, R.L. Knight, J. Vymazal, H.Brix, P. Cooper and R. Haberl). Scientific & Technical Report No.8, IWA Publishing, London.

[40] R.B.E. Shutes, D.M. Revitt, I.M. Lagerberg and V.C.E. Barraud, The design of vegetative constructed wetlands for the treatment of highway runoff. *Sci. Tot. Env* **235**, 189 – 197 (1999) .

ESPERIENZA CON IMPIANTI PILOTA DI FITODEPURAZIONE PER L’AFFINAMENTO DELL’EFFLUENTE DI UN DEPURATORE DEL COMPRESORIO TESSILE PRATESE

Ester Coppini, Claudio Bassetti, Fabio Borchi

Premessa

Sviluppando il programma per la ricerca e l’applicazione di nuove tecniche di depurazione, la G.I.D.A Spa ha realizzato, in accordo con il Comune di Prato e con il Dipartimento provinciale ARPAT di Prato, un impianto di fitodepurazione sperimentale.

Lo scopo dello studio è duplice:

- verificare l’efficienza di un impianto di fitodepurazione per l’affinamento dello scarico di un depuratore di acque reflue originate prevalentemente dall’industria tessile, con particolare attenzione all’efficienza di abbattimento del colore e dell’azoto residui;
- studiare la possibilità di realizzare impianti con funzione sia di affinamento di acque depurate che di contenimento delle acque di pioggia.

Le prove sono state effettuate con due tipi di acqua depurata, ozonizzata e non ozonizzata, e sono stati messi a confronto due diversi tipi di impianti di fitodepurazione: lagunaggio e flusso sub-superficiale orizzontale (con riempimento di ghiaia e scorrimento dell’acqua al di sotto della superficie del letto di ghiaia).

Per questo, in un’area di 3.200 m² disponibile all’interno dell’Impianto di Depurazione Liquami di Baciacavallo, sono stati realizzati n° 4 impianti di fitodepurazione, due del tipo a lagunaggio e due del tipo a flusso sub-superficiale orizzontale, in modo da poter analizzare l’efficienza depurativa dei due sistemi alimentati con aliquote dei diversi effluenti a disposizione.

Gli impianti a flusso sub-superficiale hanno ciascuno una superficie di 200 m² e una profondità di circa 0,8 m.

Gli impianti del tipo a lagunaggio hanno ognuno superficie di 600 m² e profondità variabile fra 1,5 e 2,5 m, con all’interno delle penisole realizzate con ghiaia.

La piantumazione è stata effettuata con essenze vegetali quali *Phragmites australis* e *Typha spp.*

L’impianto è stato realizzato sulla base di un progetto del Dipartimento pro-

vinciale ARPAT di Prato.

La realizzazione dell'impianto, compresa la piantumazione con rizomi di *Phragmites australis* e *Thypha latifolia*, è stata ultimata nel maggio del 2001.

I risultati della sperimentazione saranno utili per la eventuale realizzazione di una zona umida costruita in un'area che il comune di Prato potrebbe mettere a disposizione.

Introduzione

Gli impianti di fitodepurazione sono sistemi di depurazione naturale, di semplice realizzazione e gestione.

Il loro impatto ambientale è minimo, così come il consumo energetico e la manutenzione, ma richiedono, d'altra parte, la disponibilità di grandi aree e la loro capacità depurativa è legata alle condizioni climatiche.

Tali sistemi non sostituiscono gli impianti tradizionali a fanghi attivi, ma costituiscono tecniche integrative per ridurre l'inquinamento residuo e per favorire la rinaturalizzazione dei corpi recettori.

In questi processi viene ottimizzata la capacità autodepurativa delle zone umide attraverso il controllo delle portate, del carico organico dei tempi di ritenzione idraulica, delle specie delle essenze vegetali e delle caratteristiche del suolo.

Le sostanze inquinanti vengono accumulate mediante processi di sedimentazione, filtrate e adsorbite, i composti complessi sono degradati ed utilizzati dalle piante per la loro crescita.

Responsabili del processo di depurazione sono le biomasse adese agli apparati radicali delle piante.

Le essenze vegetali utilizzate sono quasi tutte piante acquatiche (macrofite radicate emergenti) che svolgono funzioni importanti sia nell'assorbire direttamente gli inquinanti sia nel creare zone aerobiche per i microrganismi intorno alla rizosfera.

Tra gli impianti di fitodepurazione si distinguono:

- sistemi a flusso superficiale (lagunaggio – a microfite oppure a macrofite): adatti sia per piccole comunità sia come trattamento di affinamento per lo scarico di un depuratore. Batteri, alghe, zooplankton e piante acquatiche cooperano nella degradazione degli inquinanti. Richiedono ampie aree: circa 10 m²/AE per scarichi civili e circa 4 m²/AE per affinamento dello scarico di un depuratore;

- sistemi a flusso sub-superficiale orizzontale e verticale: costituiti da vasche o canali riempiti con opportuno materiale inerte (sabbia o ghiaia) piantumate con macrofite emergenti (*Phragmites australis* e/o *Thypha latifolia*). In questi impianti si sviluppa un biofilm (costituito da batteri, alghe, funghi) che aderisce ad un substrato costituito dal materiale inerte e dall'apparato radicale delle piante.

Modalità di abbattimento degli inquinanti

L'efficienza dell'abbattimento degli inquinanti varia sempre in funzione al tempo di residenza idraulico.

La rimozione del carbonio organico è dovuta a biodegradazione batterica.

I microrganismi patogeni vengono rimossi principalmente per sedimentazione, predazione e decadimento dovuto a radiazioni ultraviolette.

Per quanto riguarda l'azoto ammoniacale la riduzione è dovuta ad assimilazione e nitrificazione batterica.

La denitrificazione agisce per via anossica facoltativa nelle zone in cui c'è carenza di ossigeno (fondo del bacino) e sfrutta il carbonio presente nell'influenza dell'impianto.

Risultati

Allo scopo di valutare l'abbattimento dell'inquinamento residuo dal processo di depurazione di Baciacavallo, con particolare attenzione al colore ed all'azoto, sono state fatte due campagne di analisi durante le quali sono state monitorate le acque in ingresso ed in uscita dagli impianti pilota di fitodepurazione.

Le due campagne di analisi si differenziano per un diverso tempo di ritenzione idraulica.

1. Settembre ottobre 2001. Tempo ritenzione idraulica di 3 giorni nell'impianto a flusso sub-superficiale e 6 giorni nel lagunaggio.
Parametri analizzati: COD, azoto ammoniacale, azoto nitrico, azoto nitroso e colore.
2. Ottobre novembre 2002. Tempo di ritenzione idraulica di 1 giorno nell'impianto a flusso sub-superficiale e 3 giorni nel lagunaggio.
Parametri analizzati: pH, SST, COD, azoto ammoniacale, azoto nitrico, azoto nitroso, colore, tensioattivi anionici e non ionici.

Rimozione del COD

Negli impianti a flusso subsuperficiale alimentati con acqua ozonizzata l'abbattimento del COD è stato mediamente uguale sia con un tempo di ritenzione idraulica di 3 giorni (30,8%) che con un tempo di 1 giorno (30,7%).

Negli stessi impianti, alimentati con acqua in uscita dal trattamento terziario, con tempi di ritenzione di tre giorni l'abbattimento è stato del 30,8%, mentre con tempi di ritenzione di un giorno del 24,6%.

Nei lagunaggi i rendimenti risultano minori. Per l'acqua ozonizzata l'efficienza di rimozione è stata il 10,1% con sei giorni di tempo di ritenzione e l'8,3% con tre giorni. Per l'acqua non ozonizzata l'efficienza di rimozione è stata il 15,0% con sei giorni di tempo di ritenzione e il 3,0% con tre giorni.

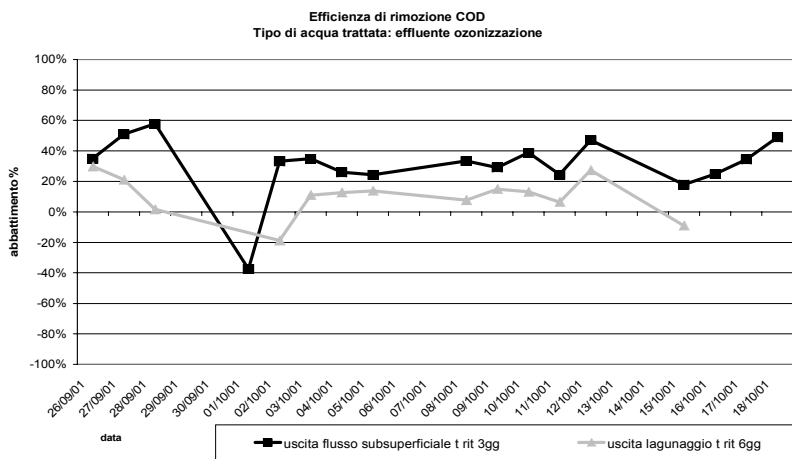


Figura 1 Efficienza di rimozione del COD negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio

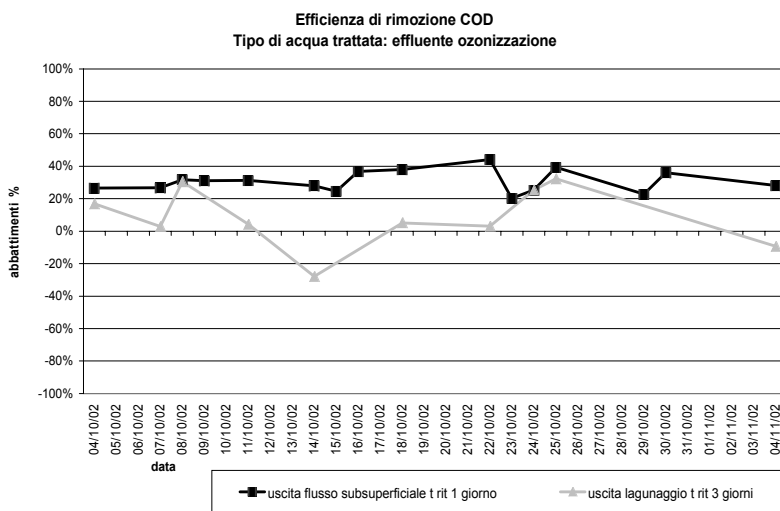


Figura 2 Efficienza di rimozione del COD negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

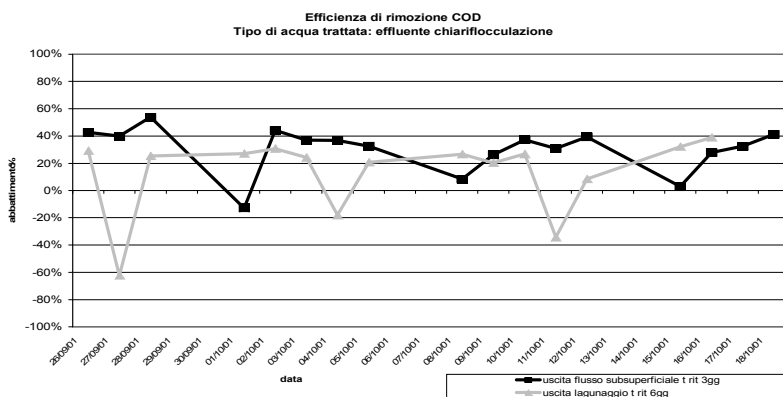


Figura 3 Efficienza di rimozione del COD negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio

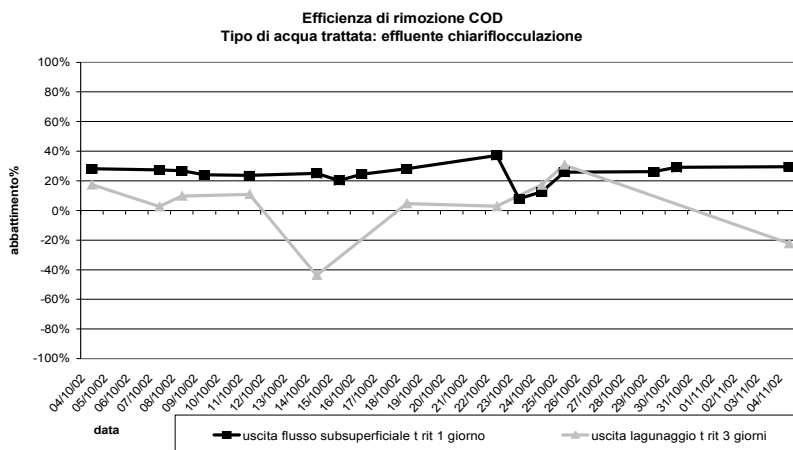


Figura 4 *Efficienza di rimozione del COD negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio*

Rimozione dell'azoto: N-NH₄

L'azoto viene rimosso attraverso meccanismi di nitrificazione e denitrificazione.

Si nota che la nitrificazione è stata più accentuata durante il primo periodo della sperimentazione, quella cioè con tempi di contatto più lunghi.

Di seguito si riportano i grafici relativi a questa fase. I dati relativi al 2002 non sono stati inseriti in quanto i risultati non sono stati significativi.

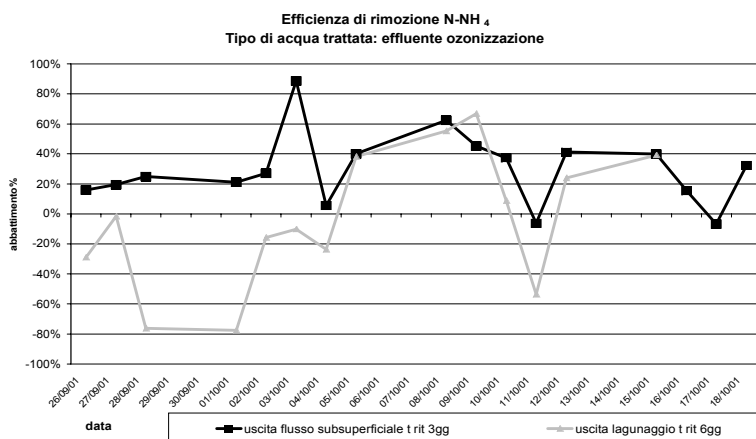


Figura 5: *Efficienza di rimozione dell'azoto ammoniacale negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio*

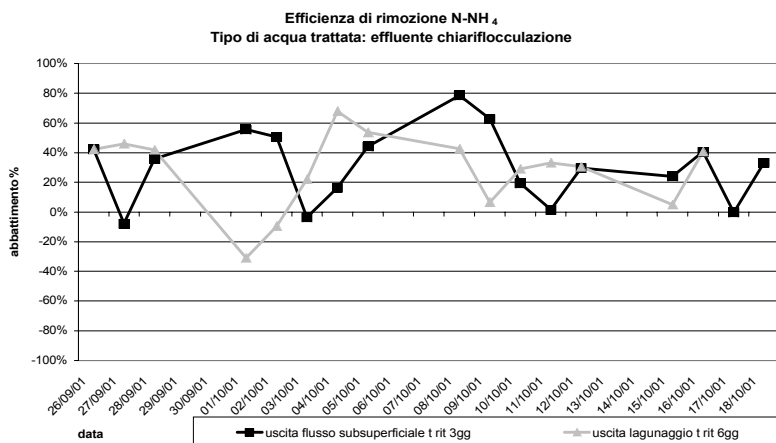


Figura 6: Efficienza di rimozione dell'azoto ammoniacale negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio

Rimozione dell'azoto: N-NO₂

Come risulta dai seguenti grafici gli abbattimenti dell'azoto nitroso sono stati sempre molto elevati, probabilmente perché si sono create le condizioni adatte per il completamento della nitrificazione.

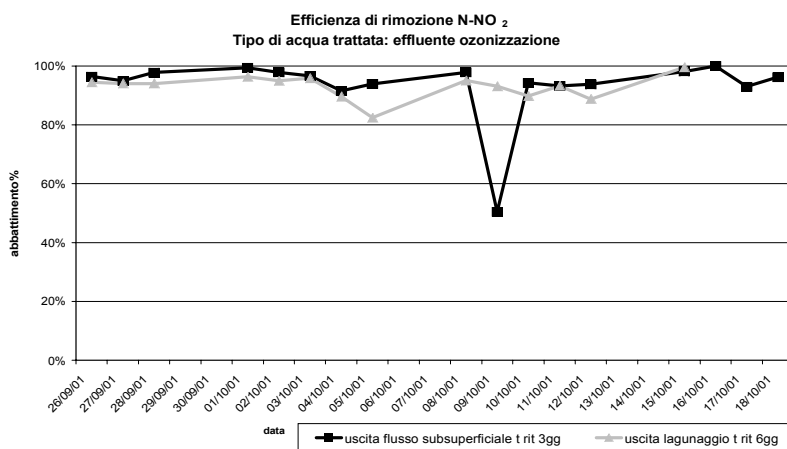


Figura 7 Efficienza di rimozione dell'azoto nitroso negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio

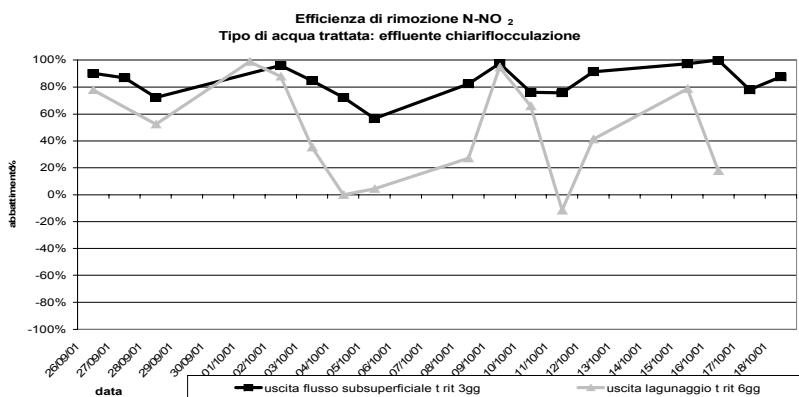


Figura 8 Efficienza di rimozione dell'azoto nitroso negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio

I dati relativi ai tempi di residenza idraulica più brevi sono sempre interessanti, anche se gli abbattimenti sono meno accentuati.

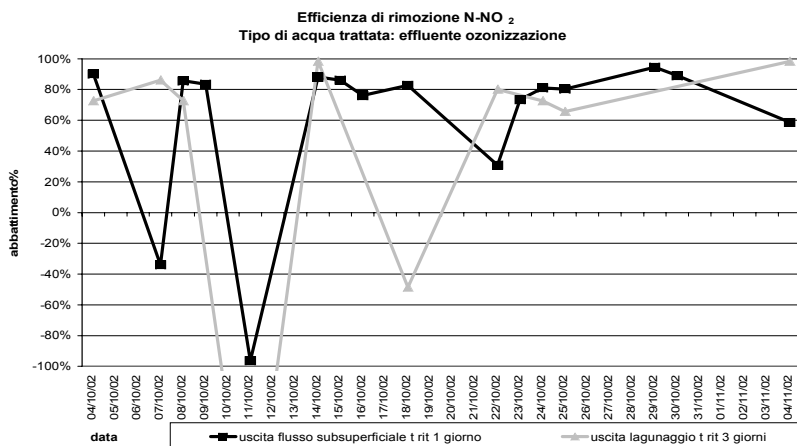


Figura 9 Efficienza di rimozione dell'azoto nitroso negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

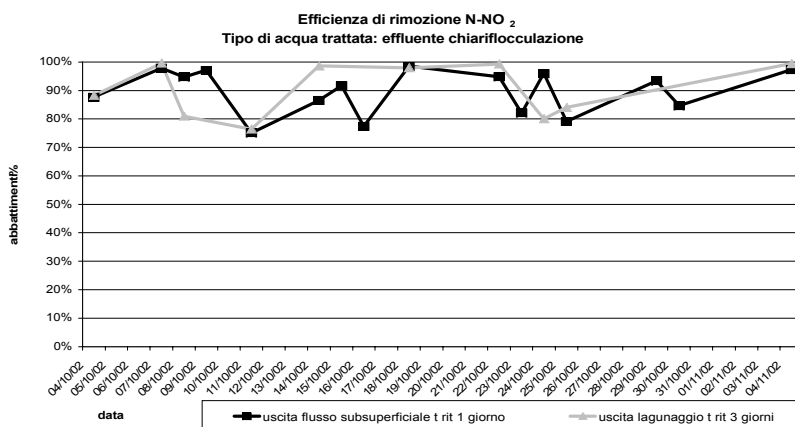


Figura 10 Efficienza di rimozione dell'azoto nitroso negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

Rimozione dell'azoto: N-NO₃

Ci aspettavamo bassi rendimenti di denitrificazione, dato che il carbonio presente è solamente quello residuo nell'effluente dell'impianto ed eventualmente quello dovuto alle piante, e che non esistono ricircoli interni. Non ci sono stati infatti significativi abbattimenti dell'azoto nitrico in nessun caso.

Rimozione del colore

L'abbattimento del colore residuo dagli impianti di depurazione del comprensorio tessile con sistemi alternativi al trattamento ad ozono ed ai trattamenti chimico-fisici è uno dei principali argomenti che interessano la Società.

Il colore è stato rimosso soprattutto negli impianti a flusso subsuperficiale e i rendimenti sono stati più elevati con tempi di ritenzione più lunghi.

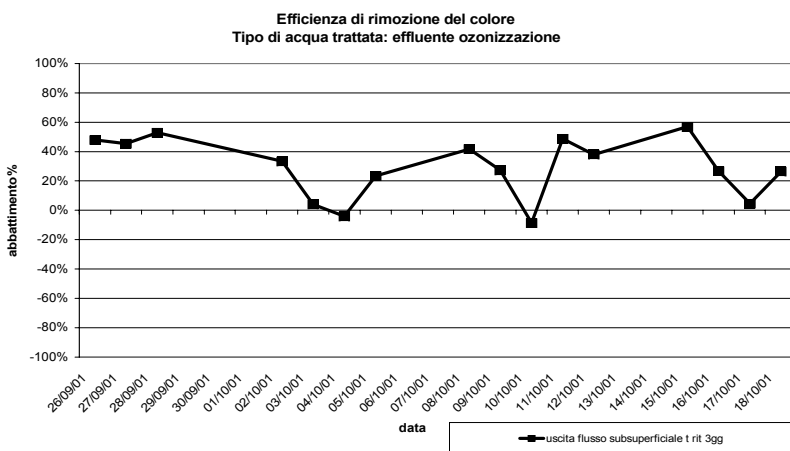


Figura 11 *Efficienza di rimozione del colore nell'impianto di fitodepurazione a flusso subsuperficiale alimentato con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 3 giorni*

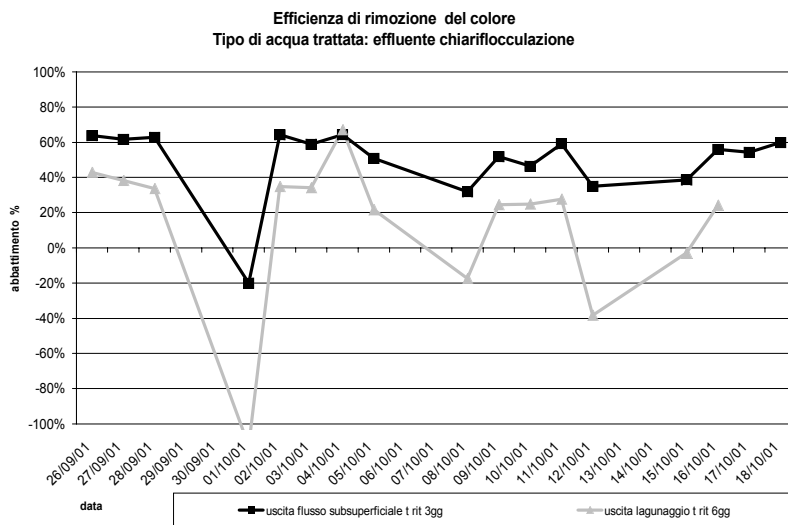


Figura 12 *Efficienza di rimozione del colore negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 3 giorni per l'impianto a flusso subsuperficiale e 6 giorni per il lagunaggio*

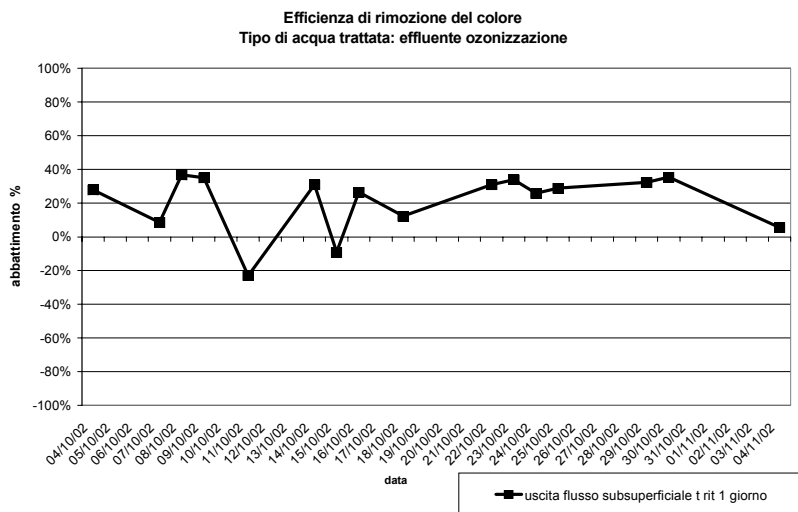


Figura 13 Efficienza di rimozione del colore nell'impianto di fitodepurazione a flusso subsuperficiale alimentato con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 1 giorno

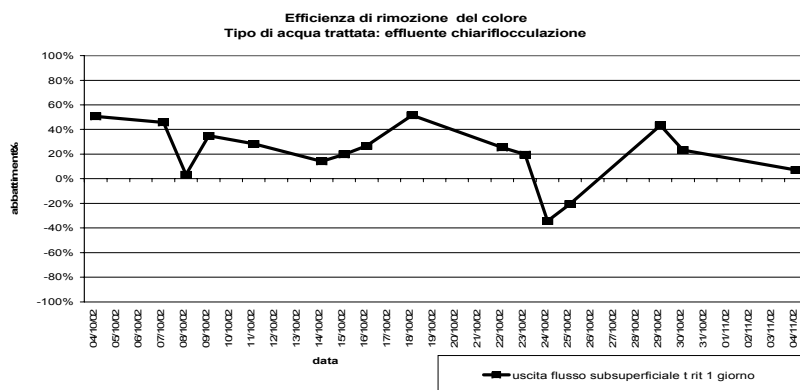


Figura 14 Efficienza di rimozione del colore nell'impianto di fitodepurazione a flusso subsuperficiale alimentato con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 1 giorno

Rimozione dei tensioattivi

Questi parametri sono stati analizzati solamente nella seconda parte della sperimentazione. Le analisi hanno evidenziato risultati molto interessanti, specialmente per i tensioattivi non ionici, anche negli impianti alimentati con acqua ozonizzata in cui la loro concentrazione era molto bassa.

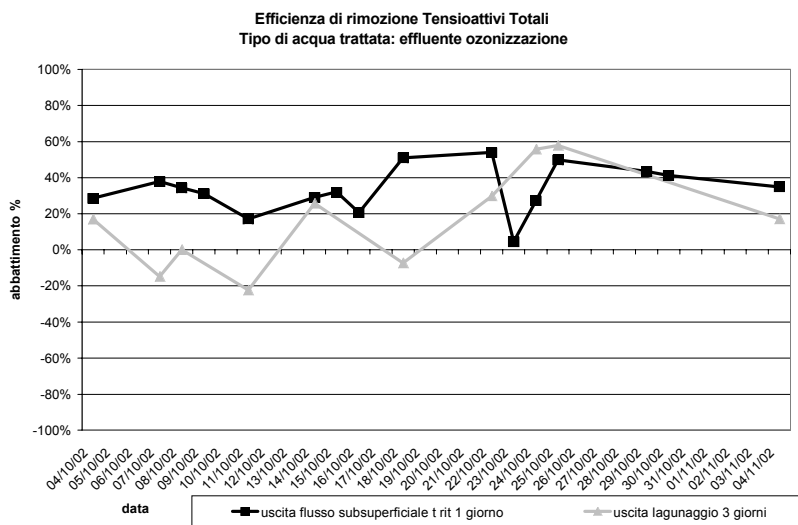


Figura 15 Efficienza di rimozione dei tensioattivi totali negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

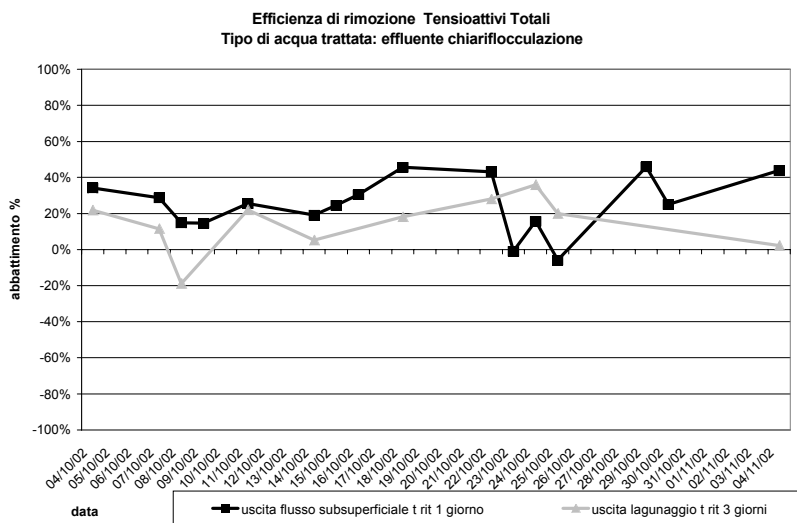


Figura 16 Efficienza di rimozione dei tensioattivi totali negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

Nei seguenti grafici sono esposti in valore assoluto i risultati relativi alle analisi dei tensioattivi non ionici, svolti nel corso del secondo monitoraggio.

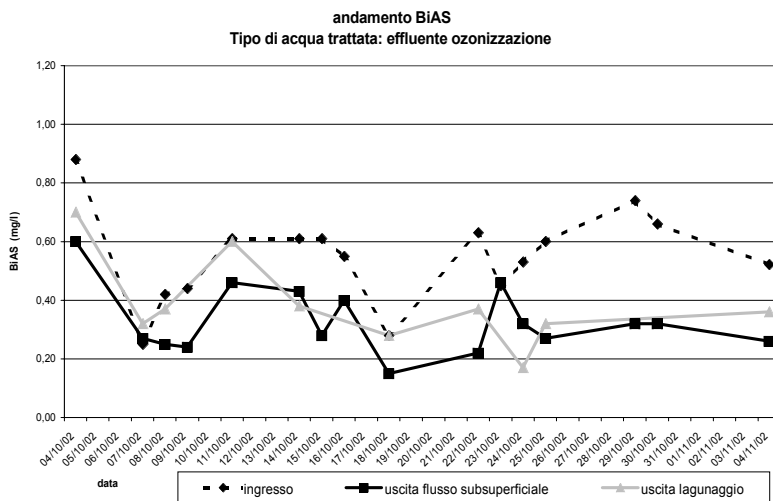


Figura 17 Andamento dei tensioattivi non ionici negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente dell'ozonizzazione con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

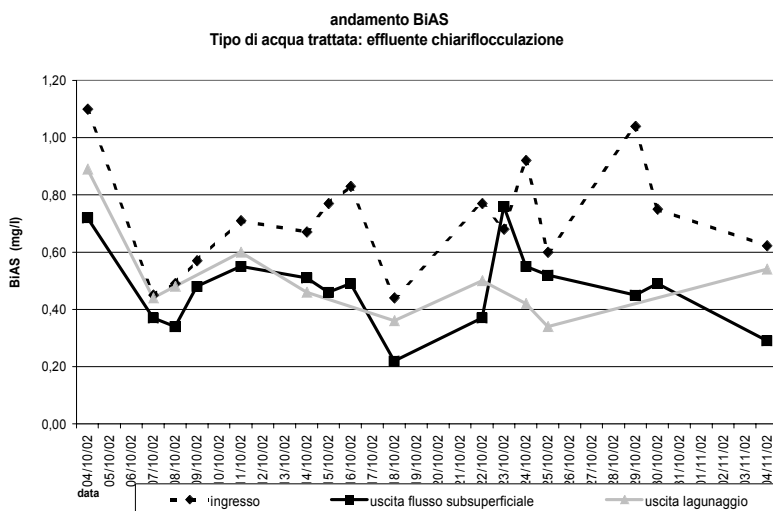


Figura 18 Andamento dei tensioattivi non ionici negli impianti di fitodepurazione alimentati con effluente del terziario con tempi di residenza idraulica di 1 giorno per l'impianto a flusso subsuperficiale e 3 giorni per il lagunaggio

Conclusioni

Fino ad oggi la sperimentazione ha evidenziato che anche con processi di fitodepurazione ci sono abbattimenti interessanti di alcune sostanze recalcitranti.

Il colore viene rimosso specialmente negli impianti a flusso subsuperficiale.

Come era prevedibile, nel lagunaggio, per ottenere rimozioni comparabili con quelle del flusso subsuperficiale, occorrono tempi di ritenzione almeno doppi.

Non sono trascurabili tuttavia neppure i risultati ottenuti con tempi brevi, in entrambi i tipi di impianti, soprattutto se si trattano liquami con carico inquinante contenuto.

Bibliografia

Commissione Europea, 2001. *Processi estensivi di depurazione delle acque reflue, specifici per piccoli e medi insediamenti (500-5.000 abitanti equivalenti)*. Ufficio delle pubblicazioni ufficiali delle comunità europee: 40 pp.

Locatelli, F., Vismara, R., Cornalba, A., Crepaldi, S., 2002. *Capacità di denitrificazione di un sistema di fitodepurazione superficiale*. Ingegneria Ambientale, vol. XXXI n. 7-8 luglio-agosto 2002, pag.: 387-399

SaleK, J., Marcian, F., Elazizy, I., 1996. *Use of artificial wetland for the treatment of surface and wastewater*. Wat. Sci. Tech. Vol. 33, N. 4-5, pp.: 309-313.

Tatàno, F., 1997. *Stagni biologici nel trattamento terziario dei liquami urbani*. Quaderni di Ingegneria Ambientale n. 25.

Vismara, R., Egaddi, F., Garuti, G., Pergetti, M., Pagliughi, A., 2001. *Linee guida per il dimensionamento degli impianti di fitodepurazione a macrofite radicate emergenti: gli esempi internazionali ed una proposta italiana*. Biologi italiani, n. 4 pag.: 40-51.

Vuillot, M., Boutin, C., 1993. *Depurazione mediante lagunaggio naturale, guida tecnica per piccole comunità*. C.S.B.A.

**SESSIONE
POSTER**

L'AREA UMIDA DI MONSELICE (PD)

Marco Carrer, Luigino Pretto, Margherita Rimbano

L'area umida di Monselice (PD), adiacente al depuratore comunale e al Canale Desturo, è stata progettata dal Consorzio di Bonifica Adige Bacchiglione di Padova con un finanziamento della Regione Veneto – Direzione Tutela dell'Ambiente per il risanamento della laguna di Venezia.

Essa è un ecosistema palustre che si estende per circa 6 ettari su terreni precedentemente utilizzati per l'agricoltura ed ha la funzione di finissaggio delle acque reflue uscenti dal depuratore prima di essere immesse nel Canale Desturo. Durante le piene, quando il depuratore non riesce a trattare tutti i reflui che gli arrivano, l'area umida può anche essere utilizzata per immagazzinare le acque. Passata la piena, il refluo può essere riconsegnato lentamente al depuratore o scaricato nel Canale Desturo. Nei periodi di magra è possibile far passare attraverso l'area umida tutta la portata in uscita dal depuratore (80 l/s), mentre nei periodi di piena è possibile immettere nell'area umida anche il deflusso di sfioro del depuratore (400 l/s), per una portata totale di 500 l/s.

Il Piano Direttore 2000 per il Risanamento della Laguna di Venezia ha evidenziato che il carico inquinante versato nella Laguna di Venezia supera il valore massimo sostenibile dall'ecosistema. Nonostante le azioni di prevenzione attuate per ridurre le immissioni di inquinanti, il problema dell'inquinamento delle acque rimane ancora attuale. E' noto infatti che l'utilizzazione della Laguna come recapito per le acque di scarico di origine industriale, agricola ed urbana ha portato al suo progressivo deterioramento.

Per questo motivo il Consorzio di Bonifica Adige-Bacchiglione, da oltre 20 anni, è impegnato a realizzare nel proprio Comprensorio una serie di opere finalizzate al miglioramento dell'ambiente e della qualità delle acque. Oltre all'area umida di Monselice si possono ricordare l'area di fitodepurazione di 30 ettari ricostruita a Ca' di Mezzo, la ricalibratura del Canale dei Cuori, del Canale Desturo e di altri canali minori. Ulteriori informazioni sui progetti del Consorzio si possono trovare nel sito www.adigebacchiglione.it.

La maggior parte delle acque del Comprensorio di Bonifica Adige Bacchiglione (comprese quelle uscenti dal depuratore di Monselice) confluisce infatti nella Laguna di Venezia attraverso la botte a sifone delle Trezze, in località Ca' Bianca di Chioggia.

L'area umida è costituita da due vasche scavate nel terreno, poste in parallelo per poter permettere la manutenzione di una parte dell'area senza interrom-

pere il funzionamento dell'altra, nonché da tre fasce altimetriche corrispondenti a idroperiodi diversi. La fascia sommersa, con elevazione inferiore a 4,20 m sul livello del mare, è destinata a rimanere sempre coperta dall'acqua, salvo nei periodi di manutenzione straordinaria quando il livello d'acqua può essere abbassato fino alla quota di fondo di 4,60 m. Sono state create due zone con profondità superiore a 4,60 m per ospitare la fauna ittica nei casi di svuotamento dell'area umida e nei periodi invernali. Tra i 6,20 m e i 6,40 m si estende la fascia sommergibile, caratterizzata da pendenze molto dolci. La terza fascia è compresa tra i 6,40 e i 7,50 m ed è destinata ad essere sommersa solo nei periodi di piena.

Sulle golene dell'area umida, nella fascia sommergibile, sono state messe a dimora circa 50.000 piantine di *Phragmites australis*, la comune canna di palude. Questa pianta costituisce un vero e proprio microlaboratorio chimico e biologico, capace di trasformare l'azoto presente nelle acque uscenti dal depuratore, e di rilasciarlo nell'atmosfera come azoto gassoso non nocivo per l'ambiente. Altri inquinanti, come il fosforo, i metalli pesanti e i solidi sospesi sedimentano all'interno dell'area umida grazie alle ridotte velocità dell'acqua. Le sostanze che raggiungono il fondo dell'area umida vengono in seguito metabolizzate entrando a far parte dei cicli biogeochimici dell'area umida.

Dopo tre anni dalla messa a dimora delle piante di *Phragmites australis*, il canneto raggiunge la maturità con una densità ottimale di circa 100 piante per metro quadrato. Una volta a regime, l'area umida sarà in grado di abbattere circa il 50% dell'azoto e l'80% del fosforo dalle acque scaricate dal depuratore.

Per poter valutare l'efficacia ambientale dell'opera, la qualità delle acque in entrata e in uscita dall'area umida è periodicamente monitorata. L'intero ecosistema palustre viene controllato per poterne seguire lo sviluppo e valutarne il grado di naturalità.

L'area umida costruita a Monselice è un ambiente molto interessante anche dal punto di vista naturalistico.

Assieme alla canna di palude l'area è stata colonizzata da piante tipiche dell'ambiente palustre e costituisce un richiamo per molte specie di uccelli. Il Consorzio di Bonifica Adige-Bacchiglione, volendo valorizzare anche questo aspetto dell'opera, ha costruito un centro visite per poter ricevere i visitatori e percorsi pedonali su argini e ponti, con torrette per l'osservazione naturalistica. Quest'area umida quindi non svolgerà solo una funzione depurativa, ma diventerà anche un ambiente utilizzabile a scopo ricreativo, didattico e di ricerca.

CHIUSURA DEL CICLO DEPURATIVO MEDIANTE FITODEPURAZIONE, MINERALIZZAZIONE “ON-LINE” DEI FANGHI E RICICLO DELL’ACQUA

Brunello Ceccanti, Grazia Masciandaro, Giorgio Poggio, Daniele Innamorati

Introduzione

Il D.Lgs 152/99 prevede trattamenti alternativi per insediamenti urbani di 10-2000 AE (abitanti equivalenti) quando scaricano in acque superficiali; per 10-10.000 AE quando scaricano a mare e per piccoli insediamenti turistici con forti escursioni di carico idraulico e organico (ANPA, 2001).

L’agricoltura, che utilizza circa 2/3 della risorsa idrica, dovrà rinunciare in futuro all’acqua “geologica” di falda e usare acqua reflua depurata e sistemi irrigui adeguati (Ceccanti, 1994; Ceccanti e Masciandaro, 1996; Ceccanti *et al.*, 1999). Stanno per essere emanate norme relative al riciclo dei reflui depurati, ma un uso razionale ed ecologicamente corretto della risorsa a livello di bacino idrografico non può prescindere dall’adozione del “ciclo chiuso” nello schema di depurazione, come già proposto (Ceccanti e Masciandaro, 2001).

Sistema di depurazione a “ciclo chiuso” (abitato di Monteverdi Marittimo, Pisa)

Gli elementi strutturali dell’impianto sono illustrati in Figura 1 e comprendono le seguenti sezioni:

1. una linea di trattamento a fanghi attivi
2. un sistema di fitodepurazione a flusso subsuperficiale orizzontale (SFS-h)
3. un piccolo bacino di stoccaggio delle acque depurate (stagno ecologico)
4. letti di fito-essiccamento e mineralizzazione dei fanghi
5. platea per il compostaggio e umificazione “in situ” dei fanghi mineralizzati, insieme agli sfalci dei letti di fitodepurazione.

Impianto attualmente in funzione a Monteverdi Marittimo (Pisa)

Caratteristiche dell’impianto: fanghi attivi. Potenzialità: 400 A/E. Dotazione idrica media per abitante: 150 litri/giorno. Caratteristiche del refluo: acque reflue urbane. BOD in ingresso: 30-60 mg/L; BOD in uscita: 10-20 mg/L. Portate medie giornaliere (Qm): 40-60 mc/giorno; nei periodi di punta (2-3 mesi/anno) si ha una portata 3 volte superiore. Temperatura media annua: 20°C.

La chiusura del ciclo depurativo con il trattamento di fito-mineralizzazione e fito-essiccamento dei fanghi biologici *in situ* offre un elemento innovativo, tecnologicamente semplice, basso-nullo impatto ambientale e praticamente nessuna esigenza di interventi rilevanti nella gestione e manutenzione.

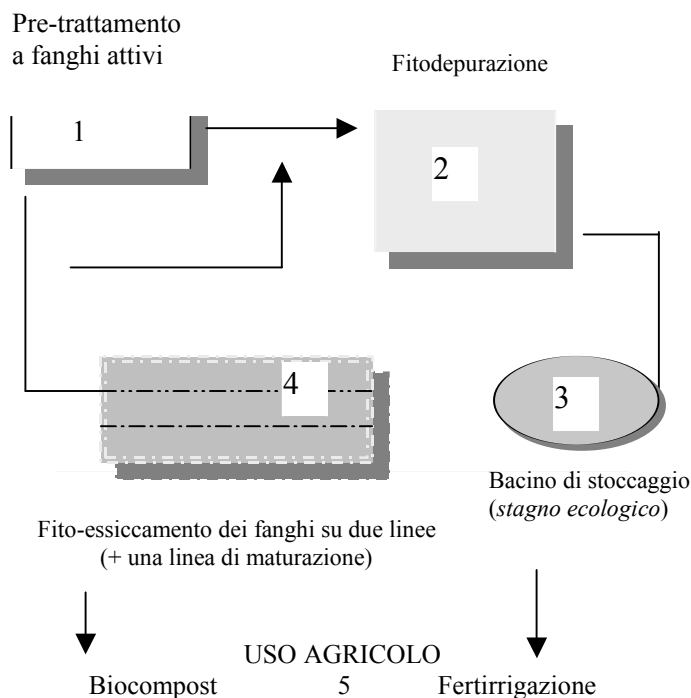


Fig.1 Linea “integrata” di depurazione a “ciclo chiuso”

La sezione di fitodepurazione (in progetto)

La tipologia dell'impianto di fitodepurazione sarà a "flusso sommerso orizzontale" (SFS-h) e le vasche saranno vegetate con frammite e piante indigene arbustive. L'alimentazione dei letti di fitodepurazione avverrà su 6 linee, ciascuna comprendente 2 vasche.

Stagno ecologico (in progetto)

Uno stagno ecologico finale (Figura 2) garantisce lo stoccaggio e il finissaggio del refluo depurato, sia quando l'impianto di depurazione di Monteverdi opera con basse portate, sia quando opera in condizioni eccezionali, di "punta", dovute alle piogge e/o alle fluttuazioni degli abitanti (turismo). L'acqua dello stagno potrà essere destinata a usi locali secondari come previsto dal D. lgs 152/99 e dalle disposizioni ministeriali sul riciclo, di imminente emanazione.

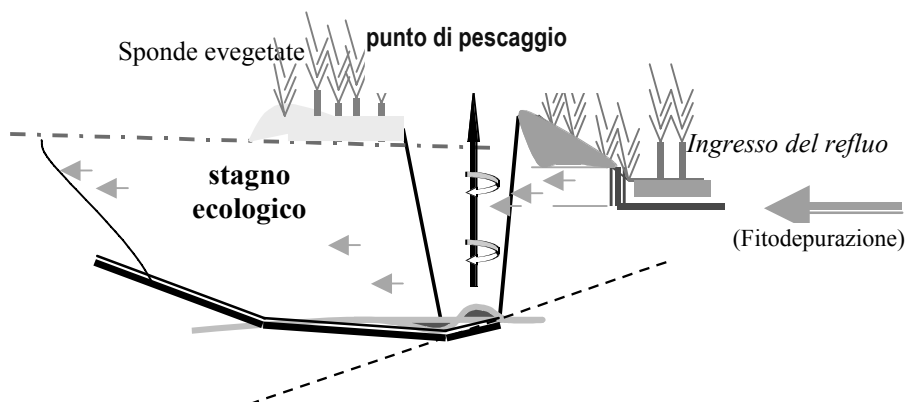


Fig. 2 Sezione dello stagno ecologico

Letti vegetati per la fito-mineralizzazione dei fanghi (in progetto)

Questa sezione ha lo scopo di trattare all'impianto (in situ) i fanghi di superficie. I fanghi non destano particolari problemi per il loro accumulo in letti vegetati, considerato il contenuto basso in metalli pesanti, i buoni valori di carbonio, azoto, acidi umici e il basso rapporto C/N dopo tre mesi di maturazione (Tabella 1). Dobbiamo tuttavia controllare la presenza e la degradazione di microinquinanti organici di natura domestica e agricola.

	Fango fresco < 3 mesi	Fango digerito > 3 mesi
pH	7,49	7,19
Conducibilità mS/cm	1,06	2,02
Carbonio ossidabile totale (C-ox) (%)	14,1	11,3
Carbonio estraibile (C-extr) (%) (Pirofosfato-NaOH, 0,1M)	3,18	1,95
C-extr/C-ox * 100 (tasso di umificazione, RH %)	22,5	17,2
Azoto organico totale (N-totale) %	1,60	1,07
Rapporto carbonio/azoto (C/N)	6,1	10,5
C-acidi umici (grado di umificazione, DH %)	70	72
Misure spettrofotometriche: rapporto $E_{\lambda 400}/E_{600}$	9,1	9,6
Rame mg/kg (ppm)	202	242
Cadmio "	4,8	5,6
Zinco "	562	975
Nichel "	95	135
Piombo "	110	172
Cromo "	75	115

(Metodi Ufficiale VIII. 1, Suppl. Ord. G.U. n. 248 del 21-10-99)

Tab. 1 Caratteristiche dei fanghi prodotti al depuratore di Monteverdi M.o

Ubicazione del sistema integrato di trattamento

Il reflu in uscita dalla sezione di fitodepurazione situato appena sotto l'abitato del paese di Monteverdi Marittimo, viene scaricato nel fosso che riceve lo scarico in uscita dallo stadio di ossidazione dell'attuale impianto a fanghi attivi e, per gravità, viene immesso nello stagno ecologico a valle.

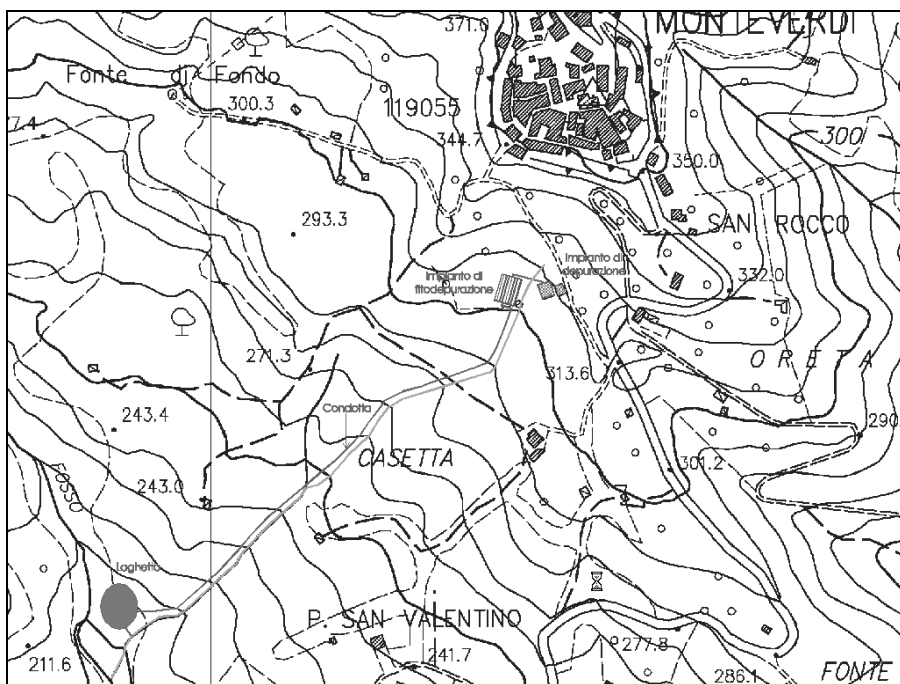


Fig. 3 Abitato di Monteverdi M.o e vista dell'impianto completo

Caratteristiche dell'impianto di fito-mineralizzazione dei fanghi su letti drenanti

La fito-mineralizzazione dei fanghi biologici si attua su letti drenanti e vegetati con piante acquatiche emergenti, un sistema simile alle vasche di fitodepurazione. I letti sono dotati di sistema di pompaggio e distribuzione superficiale dei fanghi semiliquidi. Le macrofite radicate, oltre a partecipare attivamente alla disidratazione dei fanghi, stabiliscono le condizioni favorevoli allo svolgimento di un complesso di processi che hanno come risultato la progressiva mineralizzazione della frazione organica ad opera dei batteri adesi alla fitta struttura radicale (*rizosfera*) e l'igienizzazione della materia secca. La disidratazione dei fanghi mediante l'utilizzo di piante acquatiche è stata sperimentata inizialmente in Germania alla fine degli anni '60. Esistono attualmente un centinaio di impianti in tutto il mondo, una cinquantina dei quali in Europa. I fanghi mineralizzati sono idonei per la pre-

parazione di compost a norma dell'allegato tecnico 1C della L. 748/84.

Fattibilità tecnica e inserimento ambientale

La fattibilità del progetto integrato si esplicita dalle seguenti valutazioni:

- il reflu in uscita dall'attuale impianto di trattamento a fanghi attivi è ad un buon livello di depurazione, pertanto è possibile il suo affinamento nei settori di fitodepurazione e stoccaggio;
- le vasche di fitodepurazione funzionano in continuo e sono progettate per assorbire punte stagionali e acque meteoriche. Inoltre, si prevede di utilizzare piante arbustive autoctone per avere un miglior inserimento naturale; le canne d'acqua disposte in tappeto geometrico regolare, tipico dei letti di fitodepurazione, disturberebbero il paesaggio naturalistico collinare;
- un buon contenuto d'argilla e i bassi valori di permeabilità K (tabella 2), mettono in sicurezza la falda freatica; con queste proprietà, il terreno può essere impaccato sul fondo e sulle pareti delle vasche di depurazione e del lago, con notevoli risparmi economici nella fase di realizzazione degli impianti;
- il fango sarà trattato "on line" all'impianto con un sistema di fito-mineralizzazione che si autoregola spontaneamente senza interventi esterni "costosi" di rimozione e costi di smaltimento.

	0-40 cm	40 – 80 cm
PH	7,9	8,2
Carbonio org. %	2,85	1,42
Azoto		
Sabbia	24	24
Limo	46	37
Argilla	30	39
Conduc.tà mS/cm	222	208
Infiltrazione K m/sec	$2,6 \times 10^{-5}$	8×10^{-6}

Tab. 2 *Caratteristiche del terreno*

Bibliografia

ANPA - Ministero dell'Ambiente (1/2001). *Manuali e Linee Guida*; Guida alla progettazione di sistemi di collettamento e depurazione delle acque reflue urbane.

Ceccanti, B. (1994) *How to improve soil fertility saving water resources*. Regional Seminar "Optimization of Water in Agriculture", Amman, 21-24 nov, pp. 135-146.

Ceccanti B. e Masciandaro G. (1996). Fitodepurazione: Definizione di una tecnologia e basi teoriche. Seminario di aggiornamento_ “Fitodepurazione, problemi e prospettive” - Borgo S. Lorenzo (FI), 24 maggio 1996 - Comunità Montana Mugello, Alto Mugello Val di Sieve, pp. 20-47.

Ceccanti, B., Masciandaro, G., Coluccia, M., Gaggio, G. and Menicocci, W. (1999) *Water and Soil management in arid zones through a fully-automatized micro-fertigation solar system*. 1st Congress on Soil and Water Conservation, Management and Use in Hydrologic Basin, Havana International Conference Center – Cuba.

Ceccanti B. e Masciandaro G. (2001). *Close the cycle of wastewater depuration through treatment-recycle of water and sludges in soil*. WORKSHOP on the “Manejo Integral de Cuencas Hidrograficas y Planificacion Territorial”: 16 de Octubre, Necochea, Argentina

EFFICACIA DELLE FASCE TAMPONE FORESTALI. MONITORAGGIO E SPERIMENTAZIONE PRESSO AZ. AG. DIANA NELL'AMBITO DEL PROGETTO UE – NICOLAS

Bruna Gumiero, Paolo Cornelio, Bruno Boz

Introduzione

Nell'ambito del vasto progetto del Consorzio Dese Sile finalizzato a mettere in atto un insieme di interventi per limitare l'apporto di nutrienti (azoto e fosforo) nella laguna di Venezia è stata prevista la messa in opera di un *impianto pilota* su scala sperimentale, finalizzato a valutare l'efficacia nel contenimento delle fonti di inquinamento diffuso attraverso l'impiego di fasce e zone tampone arborate.

Con l'allestimento di questo impianto pilota si è voluto non solo consentire un aumento delle conoscenze sui meccanismi di funzionamento delle fasce tampone arborate, ma anche individuare sotto un aspetto scientifico e tecnico quali siano le più idonee modalità di gestione degli impianti arborei e dei deflussi idrici, per definire, in questo modo, tipologie, tecniche d'impianto e criteri di manutenzione idonei a massimizzare, per lo specifico ambiente, l'efficacia dei tamponi vegetali nel controllo dell'inquinamento diffuso.

Un'attenzione particolare è stata riservata alla denitrificazione, poiché questo processo è il solo in grado di rimuovere l'azoto e di mantenere la sostenibilità della funzione tampone nel tempo.

Per il monitoraggio del deflusso idrico e della qualità delle acque sono stati monitorati due siti: il primo, costituito da una FTB larga 15 m e composta da 4 filari di piante (FTB15); il secondo costituito da una FTB monofilare larga 5m (FTB5).

Primo e secondo anno

L'impianto pilota, nei primi due anni di funzionamento, presenta caratteristiche intermedie, di transizione tra la precedente gestione agricola e quella attuale come fascia tampone, che giustifica una certa variabilità dei dati.

Questo cambiamento di destinazione d'uso ha determinato quindi una radicale modifica delle condizioni ecologiche del suolo, con una significativa e graduale variazione sotto l'aspetto chimico, ed in particolare microbiologico.

Dalle analisi chimiche delle acque la ritenzione di azoto totale nel sito FTB

15 è stata di: 31 kg/ha anno il primo anno (23%) e di 75 kg/ha anno il secondo anno(64%).

Nel sito monofilare FTB 5 la ritenzione di azoto totale è stata di 89 kg/ha anno il primo anno (28%) e di 166 kg/ha anno il secondo anno(61%).

In termini di ritenzione percentuale, non sono state riscontrate differenze significative tra i due siti, ma l'abbattimento per ettaro conferma il ruolo chiave che hanno i primi 5 m della fascia, in quanto area in cui acque ricche di azoto nitrico (N-NO_3) incontrano un ambiente favorevole alla denitrificazione.

La capacità di ritenzione di una FTB lunga 100 m e larga 5 m il primo e secondo anno di indagini è risultata rispettivamente di 4,5 e di 8,3 kg anno di azoto totale disciolto.

Durante il primo anno, in presenza di vegetazione erbacea ed arborea estremamente ridotta, la riduzione dell'azoto nelle acque che hanno attraversato le FTB va imputata quasi totalmente alla trasformazione dell'azoto nitrico (N-NO_3) in azoto in forma gassosa (N_2) ad opera dei batteri denitrificanti. Il rateo di denitrificazione medio calcolato è stato di 90-100 kg/ha anno, valore dello stesso ordine di grandezza della ritenzione di nitrato misurata nella fascia monofilare (FTB5) di 109 kg/ha anno.

Durante il secondo anno il rateo di denitrificazione si è ridotto del 25% circa (65-75 kg/ha anno). Si può ipotizzare che questa diminuzione sia dovuta all'effetto di competizione per l'utilizzo dei nitrati, tra i batteri denitrificanti e la vegetazione erbacea, ora più rigogliosa, e dalla veloce crescita delle specie arbustive e alcune specie arboree come ad es. *Salix alba* e *Alnus glutinosa*.

Terzo anno

Attualmente sono disponibili solo i valori di denitrificazione i quali evidenziano un netto incremento del rateo di denitrificazione 180-200 kg/ha anno nel 2002.

Potenzialità del processo di denitrificazione

Il fattore che inizialmente ha maggiormente limitato i processi di denitrificazione è il carbonio, fonte di energia per i batteri.

Lo sviluppo della componente vegetale, sia erbacea che arbustiva ed arborea, se in un primo momento creerà soprattutto competizione nella stagione vegetativa, in seguito favorirà, con una maggior produzione di biomassa, sia epigea che ipogea, un incremento dell'attività dei batteri denitrificanti.

FITODEPURAZIONE: I VERTICALI A SABBIA PER LE PICCOLE COMUNITÀ NON ALLACCIABILI ALLA FOGNATURA PUBBLICA

Floriana Romagnoli, Paolo Burani

Dal momento che i costi per la depurazione delle acque di scarico sono sempre più alti, gli impianti di fitodepurazione rappresentano un'alternativa che rispetta l'ambiente e che si rivela vantaggiosa anche dal punto di vista economico. Infatti, soprattutto in zone rurali in cui non è possibile l'allacciamento alla fognatura pubblica, le soluzioni proposte sono spesso onerose, senza però garantire un adeguato trattamento dei reflui con il rischio, a volte, di inquinamento delle falde (vedi pozzi assorbenti, sub-irrigazioni, fanghi attivi a ossidazione totale per piccoli centri abitati).

Gli impianti di fitodepurazione si prestano bene a risolvere in maniera decentralizzata il problema della depurazione degli scarichi, soprattutto in quelle situazioni come piccoli agglomerati isolati o abitatati saltuariamente, in cui sarebbe poco giustificabile estendere il collettamento della fognatura pubblica.

Nel 1997 è stato realizzato l'impianto di fitodepurazione a flusso sommerso verticale con filtro a sabbia nell'azienda agricola biologica "La Collina" di Codemondo a Reggio Emilia.

Subito dopo l'avviamento l'effluente dell'impianto è stato analizzato con un'analisi puntuale nel 1998 dall'ARPA sezione di Reggio Emilia. Visti gli ottimi rendimenti l'ARPA, in collaborazione con l'Università di Modena, ha deciso di prevedere un monitoraggio sistematico dell'impianto per testarne la funzionalità lungo il corso dell'anno e soprattutto negli anni successivi all'avviamento. La seconda fase di monitoraggio, condotta grazie al lavoro del laureando in Scienze Naturali Paolo Burani, è iniziata nell'ottobre 2000 e terminerà in ottobre 2003. Fino ad oggi sono stati raccolti 26 campioni, di cui si riportano di seguito i risultati.

L'impianto ha dato ottimi risultati per tutti i parametri chimici e microbiologici analizzati BOD₅, COD, NH₄-N, NO₃-N, P_{tot}, *Coliformi totali*, *Escherichia coli*, come è possibile notare dai grafici di Fig. 1,2,3,4,5,6,7.

Come mostrato in Tab. 1 anche i rendimenti di depurazione calcolati sulla media dei 26 campioni prelevati in ingresso e in uscita sono eccellenti, soprattutto per la rimozione di materia organica, solidi sospesi, azoto e patogeni. Si noti che l'impianto è stato progettato considerando che l'effluente viene riutiliz-

zato per fini irrigui e quindi il nitrato prodotto è stato lasciato per consentirne l'uso come fertilizzante naturale. Con un ricircolo sarebbe possibile abbattere ulteriormente tale parametro.

	pH	SST	BOD ₅	COD	Ptot	NH4	NO3	NO2
in	7,1	92,15	135,0	281,52	8,0	63,2	4,3	1,9
out	7,5	14,5	2,6	20,0	3,0	2,2	36,4	0
% rimozione	-	84%	98%	93%	63%	97%	-	99,9%
	Coli fecali		E. coli					
in	12.252,400		8.996,400					
out	1.504,68		719,2					
% rimozione	99,9%		99,9%					

Tab. 1 Rendimenti di depurazione dell’impianto di fitodepurazione “La Collina” di Reggio Emilia. Sono riportate le medie in ingresso (in) e in uscita (out) e la percentuale di rimozione

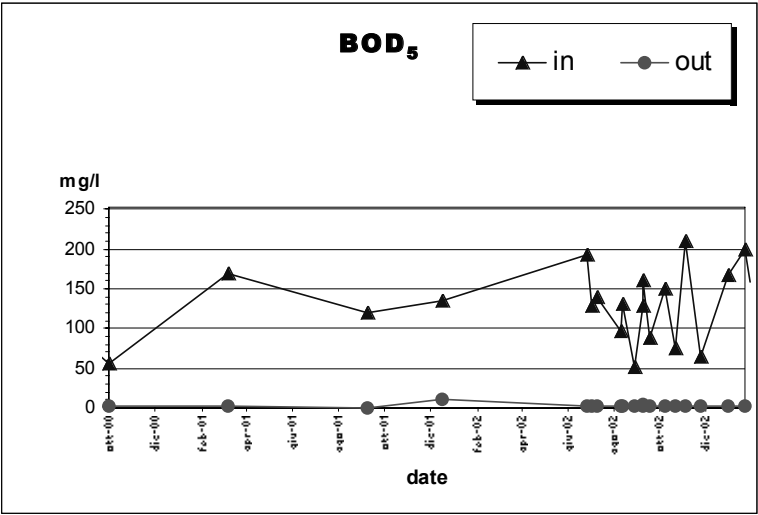


Fig. 1 Dati di BOD₅ in ingresso (in) e in uscita (out)

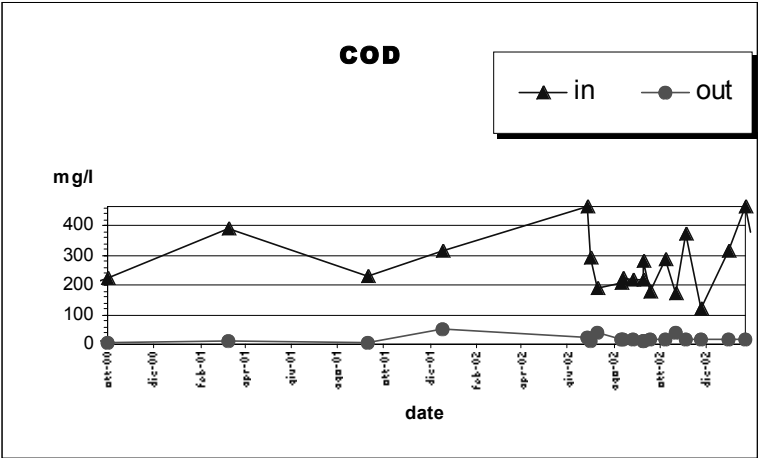


Fig. 2 Dati di COD in ingresso (in) e in uscita (out)

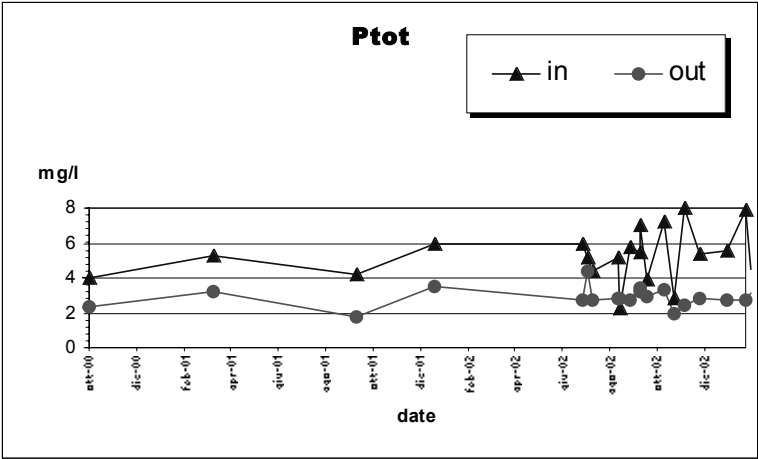


Fig. 3 Dati di Fosforo totale in ingresso (in) e in uscita (out)

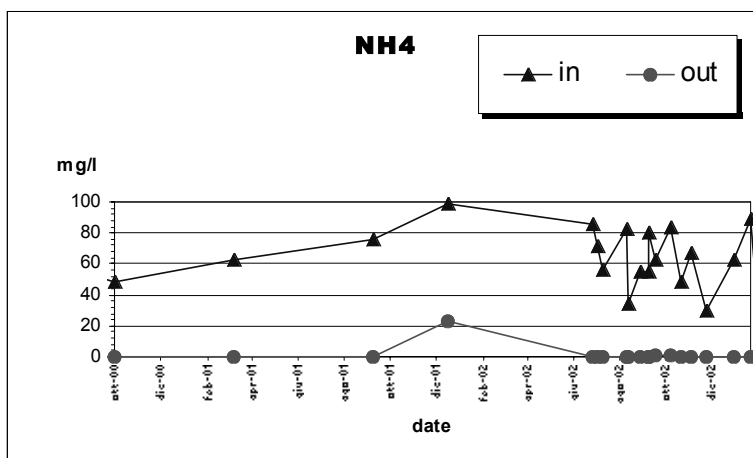


Fig. 4 Dati di Ammoniaca in ingresso (in) e in uscita (out)

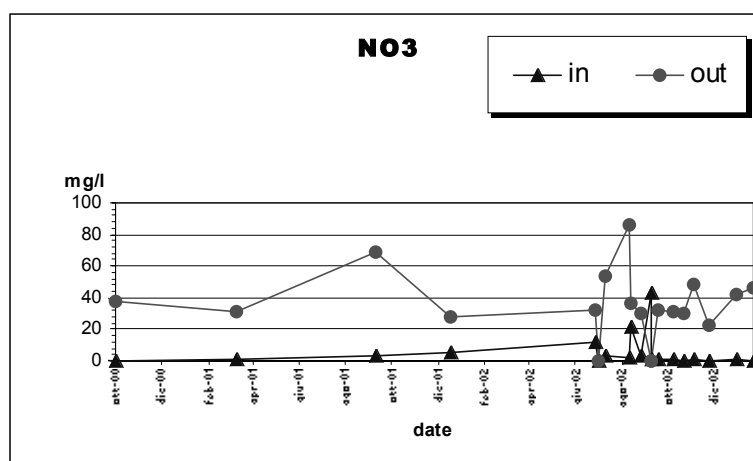


Fig. 5 Dati di Nitrati in ingresso (in) e in uscita (out)

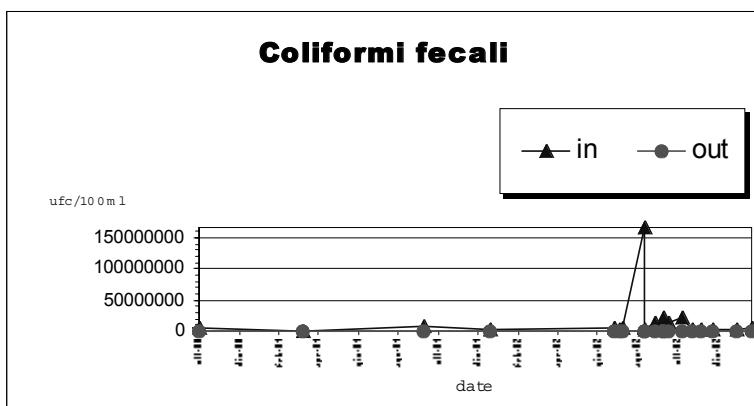


Fig. 6 Dati di Coliformi fecali in ingresso (in) e in uscita (out)

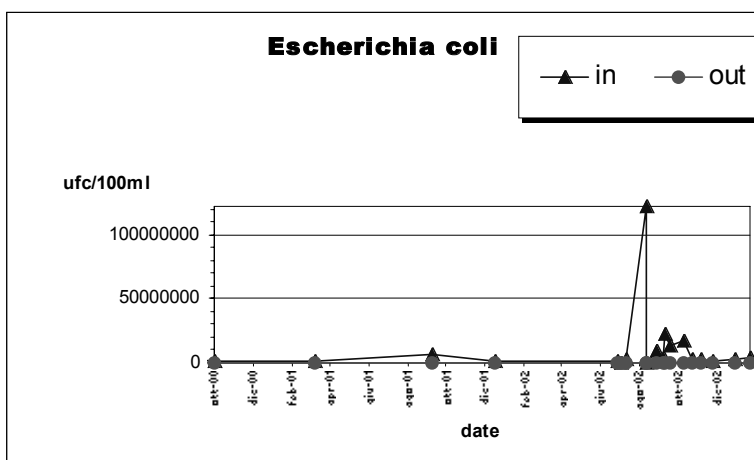


Fig. 7 Dati di Escherichia coli in ingresso (in) e in uscita (out)

LA FITOESSICCAZIONE: SCENARI ALTERNATIVI PER LO SMALTIMENTO DEI FANGHI NEI PICCOLI AGGLOMERATI URBANI

Antonia Barbieri, Silvano Bruni, Francesco Avolio, Gilberto Garuti,
Gianpaolo Salmoiraghi

Sommario

L'attività antropica e le trasformazioni di materia ed energia che essa comporta quotidianamente determinano l'insorgenza di uno dei principali problemi di impatto ambientale: la questione dello *smaltimento*. In virtù di una reale tutela del territorio, tale smaltimento deve essere regolamentato da precisi vincoli che hanno come obiettivo la reintroduzione nei cicli naturali delle sostanze e/o delle energie che l'uomo ha utilizzato, senza pregiudicare gli equilibri e la salubrità delle componenti ambientali. Circoscrivendo il discorso agli aspetti connessi con questo lavoro, l'obiettivo che ci siamo posti è quello di verificare l'efficienza di un sistema naturale per il trattamento dei fanghi che fosse in grado di coniugare un basso impatto ambientale con un basso costo di progettazione e gestione dello stesso.

Indagine sperimentale

Presentazione dell'impianto

L'impianto pilota su cui è stata effettuata la sperimentazione è situato a fianco del depuratore a fanghi attivi che tratta i reflui del comune di S. Matteo della Decime (BO), ed è stato ricavato dalle vasche originariamente costruite per l'essiccamento dei fanghi ispessiti prodotti dalla depurazione, ma mai utilizzate per questo scopo.

L'impianto è rappresentato da due vasche adiacenti di 12 m² ciascuna, separate da un muro divisorio in cemento di altezza pari a 1.20 m.

In entrambi i letti è stata impiantata nel 1997 *Phragmites australis*. Il letto poroso utilizzato per realizzare il medium delle due vasche è caratterizzato da strati di materiale inerte a diversa granulometria. Per evitare problemi di intasamento a seguito dei carichi di fango e per favorire il deflusso dell'acqua attraverso i letti, si è scelto di distribuire il materiale di riempimento con una porosità crescente dalla superficie delle vasche verso il basso.

Il sistema di drenaggio è ciò che distingue le due vasche. In una di esse, "vasca I", è presente lungo tutta la superficie interna un rivestimento di tessuto

drenante (Enkadrain ®). Nella “vasca II” il drenaggio è invece assicurato dalla presenza di tubi forati.

Funzionamento dell'impianto

La campagna sperimentale, avviata dopo tre anni di gestione non monitorata dell'impianto, è suddivisibile in tre sottoperiodi, sulla base del diverso tipo di carico introdotto nell'impianto con *flusso discontinuo*. Complessivamente sono stati effettuati 10 carichi, introducendo ogni volta un volume costante di 1 m³.

Prima di ogni successivo carico, veniva consentito alle acque di percolazione di fuoriuscire dalla parte inferiore del letto, nella cosiddetta *fase di scarico*.

Le prime 3 alimentazioni sono state compiute con *fango ispessito*, estratto dalla vasca di ispessimento adiacente al depuratore; le successive 3 con *acqua*, per verificare l'eventuale rilascio di sostanze quali nitrati e fosfati da parte dei letti, e infine le restanti 5 con *fango attivo* prodotto nella vasca di ossidazione. Si è scelto di utilizzare le due diverse tipologie di fango per osservare come queste influenzino la capacità di sviluppo delle piante.

	I FASE Febbraio-Aprile	II FASE Aprile-Maggio	III FASE Giugno-Luglio
Tipo di carico	Fango ispessito	Acqua	Fango attivo
Concentrazione media in ST %	3.1%	0%	0.5%
Numero dei carichi	3	3	5
Quantitativo caricato	1 m ³	1 m ³	1 m ³
Strato al singolo caricamento	< 10 cm	<10 cm	<10 cm
Periodo di riposo medio	25 gg.	10gg.	13 gg.

Tab. 1 *Fasi della sperimentazione*

Metodi analitici

L'analisi qualitativa delle acque di percolazione è stata effettuata valutando l'andamento di parametri quali: SST, SSV, COD, N-NO₂⁻, N-NO₃⁻, N-NH₄⁺, TKN, P-PO₄²⁻, in accordo con le metodiche riportate dagli Standard Methods [1].

E' stata inoltre effettuata una analisi con gas cromatografo per poter verificare la presenza di attività denitrificante all'interno dei letti di fitoessiccazione. E' stata utilizzata la tecnica del “bloccaggio con acetilene” secondo Blackburn [2] e Sorensen [3].

Risultati e discussione

Analisi sui fanghi: capacità di disidratazione

La capacità di disidratazione delle due vasche di fitoessiccazione è stata analizzata confrontando i valori dei solidi totali (ST) dei fanghi caricati, ispessito ed attivo, con i valori dei fanghi solidi accumulatisi sui letti a seguito del susseguirsi dei carichi (fanghi fitodisidratati).

I dati riportati in Fig. 2 mostrano una crescente attività di disidratazione. Nei fanghi disidratati campionati a seguito dei carichi con fango ispessito è stata riscontrata una percentuale media di ST pari al 17.3%. A seguito dei carichi effettuati con fanghi attivi tale valore percentuale si innalza al 25% circa. Va considerato che, nel periodo che va da metà aprile ad inizio maggio, sono stati effettuati due lavaggi per ciascun letto con un volume di acqua pari a quello normalmente utilizzato per ogni carico di fango (1 m³). Nel grafico si può notare infatti una improvvisa riduzione di tre punti percentuali di ST proprio nel periodo di passaggio tra inverno e primavera. Questa riduzione è dovuta al fatto che l'acqua, in quanto tale, non apporta sostanza solida accumulabile nei letti, anzi, provoca una diluizione di quelli già presenti.

A fronte di concentrazioni di ST in ingresso molto differenti per i due tipi di fanghi caricati (Tab. 1), lo stato di disidratazione dei fanghi fitodisidratati mostra un andamento crescente nell'arco dell'intera sperimentazione.

L'attività di disidratazione non dipende dal quantitativo iniziale di ST, quindi dal tipo di carico effettuato. Si ritiene che il processo sia esclusivamente legato alle condizioni meteorologiche; è quindi il progressivo aumento delle temperature a giustificare il graduale aumento del tenore di ST nel fango disidratato.

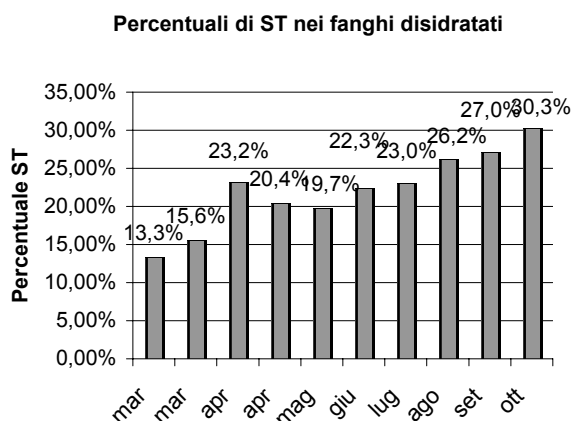


Fig. 2 Andamento dei solidi totali nel corso dell'intera sperimentazione

Analisi sulle acque di percolazione

Queste analisi sono state effettuate per valutare la possibilità di scaricare direttamente le acque filtrate attraverso i letti direttamente in un corpo idrico recettore, evitando quindi di riversare il percolato all'interno del depuratore.

Nella Tabella 2 vengono riportati tutti i valori dei parametri misurati nei fanghi in ingresso.

Parametri	Fanghi Ispessiti (valore medio) mg/l	Acqua (valore medio) mg/l	Fanghi attivi (valore medio) mg/l
COD	29480	2	3365
SST	30.4(g/l ST)	0.6	3623
SSV	/	0.4	2775
N-Totale	510	0	74
P-PO ₄ ²⁻	35	0	2

Tab. 2 Valori medi in ingresso relativi ai parametri analizzati

COD nel percolato

Le concentrazioni in ingresso di COD sono molto diverse per i tre tipi di carico effettuati (Tab.2); nonostante ciò, nelle uscite si riscontra una tendenza alla stabilizzazione con valori al di sotto di 200 mg/l.

Nella terza fase della sperimentazione è stato riscontrato un improvviso aumento dei valori di COD rilevati nelle acque percolate dalla vasca II. Tale alterazione è legata ad un malfunzionamento dipendente dalla formazione di fessurazioni sulla superficie del fango, generatesi a seguito dell'utilizzo di acqua. Riteniamo che la minore viscosità dell'acqua rispetto al fango, e la modalità stessa del suo caricamento nei letti, possa aver determinato il fenomeno erosivo riscontrato, in particolare, nel medium della vasca II. Le fessurazioni hanno, quindi, consentito il passaggio diretto del fango verso il sistema drenante, modificando così le caratteristiche qualitative delle acque in uscita. Si può affermare, in base all'analisi statistica effettuata utilizzando la funzione T di Student, che nelle prime due fasi della sperimentazione la vasca II ha funzionato in maniera più efficace rispetto alla vasca I. Nell'ultima fase, invece, a seguito dei problemi tecnici verificatisi, la vasca I è quella che si è distinta per la maggiore efficienza.

SST – SSV nel percolato

Dall'osservazione dei dati relativi a SST, SSV in uscita si può affermare che la capacità di trattenimento dei solidi in entrambe le vasche risulta soddisfacen-

te; infatti, pur partendo da valori di solidi totali pari a circa 30 g/l per i fanghi ispessiti e di circa 5 g/l per i fanghi attivi, nelle acque di percolazione che si originano dalle due tipologie di fango si riscontra un contenuto in solidi mediamente inferiore a 0.03 g/l. Anche per questo parametro si evidenzia un picco di concentrazione nelle acque in uscita dalla vasca II nel periodo estivo. La causa risiede, come per il COD, nella insufficiente azione filtrante del letto dovuta alla fessurazione dello strato filtrante. L'analisi statistica dei dati ha mostrato in questo caso un comportamento sostanzialmente identico per le due vasche, nelle prime due fasi della sperimentazione.

Azoto totale nel percolato

Nei fanghi utilizzati per i carichi, l'azoto si trova principalmente in forma organica. Le analisi hanno dimostrato che sia nel fango ispessito, sia in quello attivo, l'azoto organico risulta mediamente il doppio rispetto a quello ammoniacale. Azoto nitrico e nitroso si possono considerare, invece, praticamente assenti.

Come mostrato in Tab. 2 l'apporto di N-totale è molto diverso nelle tre fasi del lavoro sperimentale. In generale si riscontra un andamento discendente nelle concentrazioni di N in ingresso. Per avere un quadro analitico dei processi intercorsi durante le fasi delle trasformazioni sono state valutate le concentrazioni delle principali forme in cui si trova l'azoto: ammoniacale, nitrico, nitroso. La sperimentazione condotta ha consentito la definizione dell'andamento dell'azoto totale in uscita.

La forma dominante di azoto nelle acque di percolazione è rappresentata dall'azoto nitrico. L'azoto ammoniacale, in entrambe le acque in uscita, presenta valori di poche unità di mg/l; N-nitroso è caratterizzato da concentrazioni che non si discostano mai dal valore medio di 0.3 mg/l.

Durante la prima fase si assiste ad un progressivo abbassamento delle concentrazioni di N-tot che diviene ancora più netto nella fase II, periodo in cui vengono effettuati carichi con acqua. Nella terza fase si osserva invece un aumento consistente della concentrazione di nitrati che diviene particolarmente significativa nei mesi caratterizzati da temperature più elevate. Tale fenomeno è legato alla più intensa evapotraspirazione del sistema che favorisce la concentrazione di azoto nelle acque filtrate attraverso i letti.

Dall'analisi statistica effettuata, si può affermare che, nel complesso, il comportamento delle due vasche in relazione alla capacità di rimozione dell'azoto dai fanghi è risultato differente. Più in particolare, l'efficienza della vasca II è risultata superiore a quella della vasca I in ciascuna delle tre fasi della sperimentazione. Poiché la differenza sostanziale tra le due vasche è dovuta alla presenza di un tessuto drenante (Enkadrain ®) che riveste la superficie interna della

vasca I, si ritiene che la diversità riscontrata nelle prestazioni sia conseguente ad un minor tempo di residenza del fango al suo interno. Infatti, il tessuto drenante, favorendo il fluire dell'acqua verso l'esterno, riduce i tempi di permanenza dei fanghi all'interno del medium. In questo modo, la rimozione dell'azoto legata ai processi di nitrificazione e denitrificazione risulta limitata.

Al fine di valutare l'effettiva capacità di rimozione dell'azoto è stato effettuato un bilancio di massa valutando:

- azoto in ingresso (contenuto nei carichi di fango);
- azoto in uscita (veicolato dalle acque di percolazione);
- azoto rimosso per denitrificazione dei microrganismi;
- azoto rimosso per assorbimento vegetale dalle *Phragmites*.

Durante il periodo primaverile-estivo (corrispondente ai cicli di carico effettuati da maggio a metà luglio), attraverso i cinque carichi di fango attivo sono stati apportati complessivamente 370 g di azoto per vasca. E' stato riscontrato un assorbimento di N da parte delle piante pari al 4% [4], mentre l'azoto nelle acque di percolazione ha raggiunto un valore percentuale pari al 6%. Tali dati sono stati verificati mediante la prova dell'attività denitrificante che ha effettivamente evidenziato una capacità di denitrificazione da parte dei microrganismi molto elevata. L'analisi del bloccaggio con acetilene ha appurato un consumo giornaliero di NO_2 pari a 7.6 g (considerando un valore medio di consumo a 5 e 20 cm di profondità dei letti). Questo dato è effettivamente confrontabile con il valore di consumo di circa 7 g/d di NO_2 ricavato teoricamente, considerando i grammi di N assunti giornalmente dalle piante, nonché i grammi filtrati col percolato. La denitrificazione consente quindi la rimozione della maggior parte dell'azoto presente nel sistema. Secondo l'analisi effettuata, più del 90% dell'N viene rimosso grazie all'attività batterica.

Poiché durante il periodo invernale (cicli di carichi da febbraio ad aprile) sono stati utilizzati fanghi ispessiti, la quantità di N in ingresso risulta maggiore che in estate, ed ammonta a 1480 g per ognuna delle due vasche. In questo periodo si evidenzia un maggior rilascio di N nelle acque filtrate: 25%, facendo una media tra le due vasche. La quota di azoto assorbito dalle piante si abbassa a valori prossimi al 2%. In questo caso non è stato possibile confermare tali dati attraverso l'analisi sulla denitrificazione che, comunque, avrebbe dovuto dimostrare una attività batterica ridotta.

Fosforo nel percolato

A completamento della caratterizzazione chimica delle acque di percolazione, si è ritenuto utile analizzare la concentrazione di P presente sotto forma di fosforo ortofosfato. Questa analisi rileva la porzione solubile di P, tralasciando

le eventuali componenti legate alla frazione solida. Poiché la concentrazione di solidi rilevata nelle acque risulta molto bassa, si può supporre rappresentativa la misura di P-ortofosfato come indice del P complessivo. Nelle acque di percolazione, durante le prime due fasi della sperimentazione, la concentrazione di fosforo si assesta al di sotto di 15 mg/l per entrambe le vasche. Nella III fase si osserva invece un consistente aumento della concentrazione di $P-PO_4$ nelle acque in uscita. Si riscontrano valori medi di 48.2 mg/l per l'uscita I e 28.6 mg/l per l'uscita II. Come nel caso dei composti azotati si può attribuire tale aumento ad un effetto legato alla più intensa attività di evapotraspirazione dell'impianto. Sulla base dell'analisi statistica effettuata si può affermare che il comportamento delle vasche, rispetto questo parametro, è stato pressoché identico durante le prime due fasi. Nella terza fase la vasca II ha prodotto un percolato meno ricco in fosfati, rispetto la vasca I. Tale fenomeno è conseguente alla formazione delle fessurazioni nella II vasca. Esse consentono, infatti, il passaggio diretto della frazione solida a cui il fosforo, in forma inorganica, rimane legato.

Conclusioni

I risultati relativi al processo di disidratazione si possono considerare soddisfacenti: la prova effettuata sui fanghi ispessiti ha portato il tenore di solidi da un valore di partenza del 3% ad un dato finale pari al 23% dopo due mesi di attività sperimentale dell'impianto. Nel periodo primaverile-estivo è stato raggiunto un tenore di solidi pari al 30% a partire da fanghi attivi allo 0.5%. Questi risultati sono molto positivi se si considera che i sistemi meccanici (filtropressa, centrifuga, nastropressa ecc) consentono di ottenere analoghe percentuali di sostanza secca, ma con costi gestionali più elevati, legati all'utilizzo di energia elettrica, alla necessità di personale specializzato ed all'utilizzo di condizionanti chimici necessari per potenziare il processo [5].

Lo studio effettuato sulle acque di percolazione ha messo in luce due importanti aspetti.

Accanto a valori elevati di nitrati e fosfati, dovuti ad un effetto di concentrazione legato alla progressiva disidratazione del fango, si sono registrati valori di COD e SST in uscita dall'impianto prossimi o addirittura inferiori ai limiti fissati per l'ammissibilità dello scarico diretto in acque superficiali (Tab. 1 All. 5 D.Leg. 152/99). Questo risultato si evidenzia in particolare nella vasca dotata di tessuto drenante, indipendentemente dal tipo di fango caricato. Nel periodo tardo-primaverile ed estivo, l'intensa attività di evapotraspirazione ha consentito di annullare la formazione di percolato prima che venisse introdotto nel sistema il successivo carico di fango. Questo ha eliminato completamente il proble-

ma della reintroduzione di tali acque nell'impianto di depurazione, evitando così operazioni che comporterebbero ulteriori sovraccarichi di inquinanti. Si consideri che, nel periodo estivo, gli impianti si trovano spesso a dover già fronteggiare situazioni di ampie fluttuazioni di carico rispetto al resto dell'anno.

Sulla base dei risultati ottenuti, si può quindi concludere che il sistema naturale di fitoessicazione può rappresentare una valida alternativa per la disidratazione dei fanghi, vantaggiosa economicamente.

In particolare, potrebbe trovare una buona applicazione nell'ambito dei piccoli centri urbani turistici caratterizzati da variazioni di carico e produzione di fanghi concentrati nei mesi estivi.

Bibliografia

- [1] *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (1989) 17th edn, American Public Health Association, Washington DC, USA.
- [2] Blackburn T. H. (1986) Nitrogen cycle in marine sediments. *Ophelia*, 25: 65-76.
- [3] Sorensen J. (1977) Capacity for denitrification and reduction of nitrate to ammonio in a coastal marine sediments. *Applied and Environmental Microbiology*, 35: 301-305.
- [4] Belloni S. (1998) *Fitodepurazione come trattamento nella depurazione dei reflui urbani*. Tesi. Dipartimento di Scienze Ambientali, Università di Bologna.
- [5] Linéard A., Duchène P., Gorini D. (1995) A study of activated sludge dewatering in experimental reed-planted or unplanted sludge drying beds. *Wat. Sci. Tech.*, **32** (3), 251-262.

GESTIONE DEL CICLO DELLE ACQUE E DEL VERDE CON TECNOLOGIE AUTO-SOSTENIBILI

Erich Roberto Trevisiol

Inquadramento generale del caso-studio ATER

La pratica illustrata riguarda il Quartiere Savonarola, facente parte dell'Unità Urbana S.Giuseppe (circa 9.000 abitanti), localizzata nella parte ovest della città di Padova, subito all'esterno delle mura cinquecentesche.

Gli interventi descritti rientrano nel più complessivo Programma di Recupero Urbano denominato "Contratto di Quartiere Savonarola".

Il progetto per le opere inerenti il ciclo dell'acqua ed il verde all'interno dell'insediamento ATER "Caduti della Resistenza" costituisce una parte di detto Programma di riqualificazione. Il Quartiere ATER, in termini molto generali: è localizzato nel quadrante centro/nord ovest dell'unità Urbana S.Giuseppe; ha circa 200 abitanti; si estende su una superficie totale di circa 13.000 mq, di cui più del 50% è a verde pubblico di quartiere; costruito a partire dal 1927, è soggetto a tutela storico-artistica.

Gli elementi socio-economici e ambientali ed i relativi problemi che lo caratterizzano sono comuni a quelli dell'intera Unità S. Giuseppe (in sintesi: elevata presenza di popolazione anziana; ridotta presenza di occupati; carenza di servizi rispetto agli standard urbanistici, soprattutto verde e parcheggi; rapporti problematici tra gli abitanti delle case popolari, la popolazione studentesca ospitata nelle abitazioni dell'ESU ed il quartiere nel suo complesso; reti tecnologiche assai vetuste; recapito finale dei reflui nei corpi superficiali, senza trattamento nel depuratore centrale.)

Ricordiamo che il Programma generale di riqualificazione (vedi LIRONI, RANZATO 1999) del Contratto di Quartiere Savonarola (Padova), definisce gli obiettivi specifici per le risorse acqua e verde, all'interno del progetto denominato di "Ecologia Urbana", attraverso i seguenti interventi:

A.1. Il sistema del verde: Potenziamento del verde quale fattore strategico per l'ecologia urbana (ricarica falde, ossigenazione, microclima, disinquinamento, abbattimento rumori ecc.). Riorganizzazione degli spazi verdi in un sistema integrato (continuità dei percorsi, corridoi ecologici ecc.). Il verde pubblico e privato quale fattore di riqualificazione degli spazi urbani. Manutenzione, sostituzione e rinnovo del patrimonio arboreo.

A.2 Il ciclo dell'acqua: Canali e morfologia del territorio. Problematiche delle reti di adduzione e allontanamento. Risparmi possibili nell'uso dell'acqua. Permeabilità dei suoli. Fitodepurazione. Interventi tecnologici interni alle abitazioni.

Gli attori principali coinvolti sono stati: ATER di Padova; DAEST-LAB-SLA-IUAV; Settore Edilizia Residenziale del Comune di Padova; Settore Verde Pubblico-Settore Ambiente-Settore Urbanistica, AMAG (Az. Municip. Acqua e Gas ora APS), Studio Arch. M. Sala; Prof. Ing. R. Zecchin; ENEA; Ambiente Italia; Consiglio di Quartiere Savonarola; Dipartimento Sociologia dell'Università di Padova.)

Il progetto del sistema del verde e del ciclo dell'acqua (incluso impianto di fitodepurazione) del Quartiere ATER è stato redatto con la consulenza di Erich Roberto Trevisiol (collaborazione Stefano Parancola e Fabiola Brazzale) durante il 1999-2000. Il progetto è iniziato nel 1998, il Protocollo d'intesa definitivo è stato firmato nel novembre 1999 ed i lavori sono partiti nel 2001. Attualmente è in corso la costruzione dell'impianto fito. Il Contratto di Quartiere, inoltre, ha individuato come principio fondamentale il fatto che *riqualificazione urbana e promozione sociale* devono procedere di pari passo attraverso *l'attivazione di processi partecipativi*.

Ciclo dell'acqua e verde in ambiente urbano

Il progetto è stato preceduto da una approfondita serie di analisi. Lo studio in oggetto si è proposto come obiettivo generale quello di analizzare le problematiche riguardanti il ciclo dell'acqua e del verde in ambiente urbano, partendo dall'analisi storico - territoriale rappresentante le trasformazioni idromorfologiche avvenute; verificando le problematiche recenti; elaborando un abaco di linee guida sulla corretta progettazione del ciclo dell'acqua sia a livello urbano che edilizio ; proponendo alcune suggestioni di progetto per la riqualificazione di aree verdi, cortili interni, piazze, marciapiedi; studiando la fattibilità di un progetto di risanamento delle acque (biofitodepurazione), promuovendo rivalorizzazione e restauro ambientale (*in primis* lungo il canale collettore di Fossa Bastioni).

Il Quartiere Savonarola e il ciclo dell'acqua

Nell'ambito del Contratto di Quartiere Savonarola e all'interno della convenzione stipulata tra il LABSLA - IUAV e il Comune - Settore Edilizia

Residenziale si è elaborata una serie di proposte sul ciclo dell'acqua e del verde. Tali proposte curate dall'equipe del LABSLA (Erich Trevisiol e Stefano Parancola), sono state inserite nel Contratto di Quartiere inoltrato al CER e nel bando (promosso dal Settore Edilizia Privata) rivolto ad interventi di bioedilizia. Dopo un'attenta analisi sullo stato di fatto (del ciclo delle acque, della rete fognaria, del rapporto tra rete delle acque e rete del verde) gli interventi si sono focalizzati su tre comparti:

Riqualificazione e rivitalizzazione ambientale di viali, marciapiedi e cortili interni (sia privati che pubblici. Particolare attenzione è stata rivolta alla necessità di rendere tali spazi permeabili ed alla prevenzione di zone di ristagno per allagamento);

Risanamento del tratto di Fossa Bastioni lungo Via Volturmo (fitorisanamento e riqualificazione del verde);

Interventi di ecologia urbana nel Quartiere ATER "Caduti della Resistenza".

Risanamento del tratto di Fossa Bastioni lungo via Volturmo

L'obiettivo generale è quello di riportare il verde e le acque al centro della vita e dell'immagine della città attraverso il loro risanamento, salvaguardia e valorizzazione. Gli obiettivi specifici sono:

- reinterpretazione del rapporto acque-mura (recupero della memoria storica);
- risanamento idrico e rivitalizzazione del canale collettore, mediante la restituzione dell'equilibrio biologico al sistema;
- restituzione al canale delle sponde e delle rive, ora sottratte alla vegetazione riparia ed arbustiva;
- recupero delle aree verdi marginali lungo il canale collettore;
- creazione di un percorso naturalistico e pedonale lungo la cintura verde delle mura.

La bonifica del sistema delle acque coinvolge la necessità d'intervenire in modo oculato sul reimpianto delle essenze e sulla sistemazione del canale collettore. La rinaturazione in ambiti prossimi all'edificato deve tener conto di parametri tecnico-protettivi (consolidamento delle scarpate e sponde; barriere vegetali anti rumore ed anti inquinamento; fasce tampone - *buffer strips* - di fitoassorbimento; continuità degli habitat) e di parametri paesaggistici, nei quali la bellezza delle acque e del verde assumano valore di bene comune fondativo.

Gli interventi saranno caratterizzati da:

- aumento della portata della Fossa Bastioni, attraverso il convogliamento di acque provenienti dal Tronco Maestro;

- fitorisanamento del canale mediante la creazione di buffer strips e l'impiego di essenze autoctone;
- creazione di meandri nel canale;
- consolidamento delle sponde con interventi di ingegneria naturalistica;
- realizzazione di percorsi pedonali in materiali permeabili, contornati da gal-
lerie verdi;
- piantumazione di siepi e cortine verdi.

Interventi di ecologia urbana nel Quartiere ATER "Caduti della Resistenza"

L'èquipe del LABSLA ha inoltrato uno schema generale di progetto sul ciclo dell'acqua da applicare nel blocco di edifici all'interno dei quali è stato previsto un "giardino d'inverno" (si tratta di una grande serra voltata tra le due ali del blocco centrale a C e che ingloba lo spazio verde centrale).

Il progetto del ciclo dell'acqua si focalizzerà sul risparmio dell'acqua potabile, sul riuso e dinamizzazione dell'acqua piovana per il controllo del microclima interno al giardino d'inverno (superficie di 42 mt. x 16 mt.) e sulla depurazione naturale delle acque grigie mediante biofitodepurazione applicata all'intero blocco centrale "B".

La proposta progettuale inerente il ciclo dell'acqua da applicare al giardino d'inverno dell'ATER si è articolata nei seguenti interventi:

- sistemi a risparmio d'acqua (rubinetterie, cassette wc, decalcificatori, sistemi acqua spar): viene fornito un elenco dei singoli componenti;
- 2 cisterne di accumulo per il recupero dell'acqua piovana dalle falde interne della forchetta "B" per reintegro sciacquoni in 2 blocchi sperimentali;
- impianto di biofitodepurazione con sistema subsuperficiale a flusso orizzontale (SSF-H) per l'intero blocco "B".

Gli interventi specifici sul ciclo dell'acqua nel Quartiere ATER "Martiri della Resistenza"

Caratteristiche generali

Il progetto generale per le opere inerenti il ciclo dell'acqua e il verde all'interno del quadrato ATER "Caduti della Resistenza" (che costituisce una parte del Quartiere Savonarola, gestito dall'ATER) si è ispirato ad una serie di criteri: valorizzazione dell'elemento acqua e del verde; risparmio, riuso e depurazione naturale della risorsa acqua (di tutte le acque: piovana; l'acqua usata dentro le abitazioni; le acque cosiddette di "servizio" come le acque usabili per scopi non potabili; le acque in uscita dagli alloggi); uso di materiali ecocompatibili; forme facilmente comprensibili ed ispirate alla tradizione organica; manutenzione sem-

plice; confronto e collaborazione con gli abitanti anche rispetto alle scelte progettuali. Illustreremo nei prossimi paragrafi, in forma sintetica, le caratteristiche degli interventi suddivisi nelle varie zone che compongono il progetto.

In particolare, all'interno del complesso ATER è stata individuata una zona specifica nella quale studiare a fondo l'applicazione di tecniche per una più corretta progettazione del ciclo dell'acqua a livello edilizio. Più precisamente si è inteso applicare tale sperimentazione agli alloggi che compongono la corte centrale interessata dal "giardino d'inverno".

Gli obiettivi specifici sono: il recupero, l'accumulo, il riciclo e la rivitalizzazione della risorsa acqua.

Sono state realizzate due cisterne con soletta in c.a., rivestimento esterno con pannelli tipo "volteco" e filtro poliuretano a cellule espanse, e un vano pompa per il riuso delle acque filtrate, provenienti da tutti i pluviali delle falde interne della forchetta "B". Le acque delle falde esterne, attraverso i pluviali, vengono immesse in gallerie d'infiltrazione (utili alla ricarica della falda).

Le acque filtrate sopra citate saranno utilizzate per il reintegro degli sciacquoni con cacciata a 3 e 6 litri, per il lavaggio delle parti comuni (vani scala ecc.) e per i giochi d'acqua (risina centrale e fontana).

Al fine di eliminare le prime acque piovane, contenenti le maggiori concentrazioni di sostanze inquinanti, sono stati realizzati pozzetti con sistema "first flush" (eliminazione a tempo delle prime acque di pioggia).

Per la chiusura del ciclo dell'acqua è in via di realizzazione un sistema di trattamento naturale delle acque grigie degli alloggi all'interno della zona di sperimentazione. Detto impianto di fitodepurazione consiste in un vassoio sub-superficiale con forma organica. L'acqua scorre lungo lo strato di ghiaia senza essere presente in superficie, evitando così ogni problema di tipo igienico-sanitario (il che costituiva una gran preoccupazione per gli inquilini).

Verranno messe a dimora nello strato inerte essenze autoctone (*Phragmites A.*) e l'impianto sarà recintato con una siepe di *Pyracantha*.

Gli interventi di seguito descritti sono stati applicati anche negli alloggi esclusi dalla sperimentazione più spinta del "ciclo dell'acqua".

Ad esempio: cassette W.C. con doppia cacciata; rubinetterie termostatiche; acceleratori di flusso; lavatrici con sistema Acqua *spar* (risparmio d'acqua ed energia). Saranno consigliate agli inquilini apparecchiature che combattono le incrostazioni del calcare.

In tutta l'area esterna le pavimentazioni sono drenanti per consentire all'acqua di infiltrarsi nel terreno. Le verifiche sull'effettivo risparmio d'acqua si faranno confrontando i consumi degli alloggi sui quali si effettua il recupero delle acque provenienti dai pluviali e quelli degli altri alloggi (possibilmente

attraverso dei misuratori tipo *user friendly*).

Al fine di rendere efficace al massimo questo complesso di tecnologie è stata organizzata un'intensa attività di *awareness raising* (maturazione della consapevolezza ambientale).

Il Lazzaretto Nuovo (scheda)

Identificazione

Contesto: l'isola del Lazzaretto Nuovo è in prossimità del litorale di S. Erasmo.

Ubicazione: l'isola si trova nella parte nord - est della laguna di Venezia.

Tipologia: impianto di biofitodepurazione con sistema subsuperficiale associato a giardino d'acqua

Cronologia: inizio 1998, fine lavori 1998. Nel 2000 il Progetto è stato selezionato come una delle Migliori Pratiche a livello internazionale ed esposto all'EXPO 2000 di Hannover.

Progettista/Promotori: progetto di massima: prof. Erich R. Trevisiol, arch. Stefano Parancola, ing. Franco Montalto, dott. Davide Tagliapietra, ing. Fabio Carrera, supervisore prof. Pier Francesco Ghetti. Progetto esecutivo a cura del Consorzio Venezia Nuova.

Dati generali: l'intervento interessa una superficie di 144 mq.

Settore/tipo di esito

Uso delle risorse: recupero dell'acqua piovana, biofitodepurazione delle acque reflue e riqualificazione dell'area verde.

Utenza

Utenza interna: 40 persone

Tecniche

Tecnica utilizzata per il ciclo dell'acqua: La tecnica si basa sulla creazione di due vassoi subsuperficiali associati ad un giardino d'acqua per la biofitodepurazione delle acque reflue provenienti da alcuni edifici dell'isola.

Analisi economica

Costi/Benefici + costi ambientali: l'attenta progettazione ha consentito il risanamento delle acque reflue, ha rivalorizzato l'isola con l'impianto giardino e soprattutto ha evitato che gli scarichi incidessero sull'attività di pesca dei mitili nelle valli della laguna.

Elementi qualificanti

Attori: il Progetto ha visto la collaborazione fra vari partners come Forum per la laguna di Venezia, Consorzio Venezia Nuova, Thetis Centro Servizi, Archeoclub d'Italia sede di Venezia, IUAV.

Aree di attenzione: le componenti rispettate dal progetto sono state: rinaturazione dell'isola; risanamento delle acque reflue con tecniche naturali di biofito-depurazione; creazione di zona parco - giardino; rivalorizzazione dei percorsi; recupero, riciclo dell'acqua per vari usi; coinvolgimento della comunità dell'isola nella progettazione.

Testi di riferimento

Trevisiol E. R., (1999) Progettare l'acqua: storia, tecniche autosostenibili, pratiche (Water Planning), CD-ROM, U.E/ Ncc Group Net, Padova; (2002), Ciclo delle acque ed Ambiente Costruito ,E-BOOK, Il Sole24ore, Milano

Montalto F., Tagliapietra D., Trevisiol E. R., (1996), "Natural Treatment Systems in the Venetian Lagoon - Case Study the Island of Lazzaretto Nuovo", in *Ingegneria Sanitaria Ambientale*, mag. - agosto, 1996, Maggioli ed., Rimini.

Parte del testo e del materiale iconografico è stata elaborata all'interno di Ricerche 40% MURST 2000 e 2001 sede di Venezia, diretta in sede nazionale da Alberto Magnaghi.

TRATTAMENTO DI ACQUE DI VEGETAZIONE MEDIANTE UNA ZONA UMIDA COSTRUITA DI TIPO PILOTA A FLUSSO SOMMERSO ORIZZONTALE

Massimo Del Bubba, Leonardo Checchini, Luciano Lepri

Introduzione

L'industria di prima trasformazione delle olive è concentrata nei paesi dell'area mediterranea ed è una delle poche che caratterizzano fortemente l'agricoltura italiana nel mondo. Nel nostro paese, infatti, nel corso di ogni campagna olearia, circa 6000 frantoi sono interessati alla lavorazione di oltre 25 milioni di quintali di olive con una resa media in olio di circa il 20%.

Dalla lavorazione delle olive si ottiene anche un sottoprodotto, la sansa, ed uno scarto di produzione, le acque di vegetazione (AV), prodotte in quantità che variano dai 40 ai 100 litri circa per quintale di olive lavorate, secondo il procedimento impiegato.

La composizione delle AV è molto variabile e dipende dalle condizioni climatiche, geografiche, dal tipo di terreno dell'oliveto, dalla varietà delle olive, dall'uso e dal tipo di fertilizzante, dal grado di maturazione e dallo stato di conservazione delle olive, dall'età della pianta e dalla tecnica adottata per l'estrazione dell'olio [1].

In Tabella 1 sono riportati gli intervalli delle variazioni più significative dei parametri e delle classi di composti per la caratterizzazione delle AV [1,2].

I dati di Tabella 1 mostrano che le AV rappresentano un refluo di assoluta rilevanza a causa del loro elevatissimo COD, del pH molto basso e del notevole carico di polifenoli. Soprattutto la forte acidità, insieme all'elevato contenuto di polifenoli (noti agenti antibatterici) limitano fortemente l'utilizzo di una tecnica di smaltimento semplice ed economica quale lo spandimento su terreno [3]. Le alte concentrazioni di polifenoli possono costituire, inoltre, un problema notevole nella depurazione biologica di questi reflui.

L'importanza della depurazione delle AV è confermata dal fatto che in letteratura sono riportati numerosi metodi di smaltimento di tali reflui. Tra questi, oltre al già citato spandimento su terreno e ai metodi convenzionali di depurazione biologica anche accoppiati a trattamenti anaerobici [4], ricordiamo il trattamento con calce [5,6], il lagunaggio [7], l'incenerimento [8], la concentrazione per evaporazione [1,5], l'ultrafiltrazione e l'osmosi inversa [5,9]. Non risultano invece pubblicate applicazioni di metodi di fitodepurazione a questo tipo di matrice.

pH	4.8 – 5.8
Solidi sospesi	30 – 70g/l
COD	30 – 200g/l
BOD ₅	20 – 120g/l
Azoto totale	150 – 1200mg/l
Fosforo totale	150 – 500mg/l
Polifenoli totali	1.5 - 14g/l
Zuccheri riduttori	10 – 70g/l

Tabella 1 Intervalli di variazione di classi di composti e di macro parametri nelle acque di vegetazione.

Lo scopo di questo lavoro è stato quello di determinare le capacità depurative di una zona umida costruita a flusso sub-superficiale orizzontale nei confronti dell'AV, in diverse condizioni di pretrattamento e di diluizione, monitorando i seguenti parametri chimici: pH, solidi sospesi totali (SST), domanda chimica di ossigeno eseguita sia su campioni tal quali (COD_{tot}) che dopo filtrazione sotto vuoto (COD_s), BOD₅, fosforo totale, polifenoli e azoto Kjeldahl (TKN).

Il monitoraggio dei suddetti parametri su campioni in entrata e in uscita da una zona umida costruita di tipo pilota permette di avere importanti informazioni per un successivo utilizzo di tali metodiche su scala reale, sia inserite in sistemi multi-stadio che in impianti nei quali è previsto un ricircolo di tali acque. Queste, infatti, essendo prodotte in un arco temporale molto breve (di solito meno di tre mesi) possono essere opportunamente diluite o immesse negli impianti con carichi idraulici molto modesti sfruttando in modo completo il tempo intercorrente fra una campagna olearia e quella successiva.

Materiali e metodi

Descrizione dell'impianto

Lo studio è stato eseguito nel periodo maggio – settembre 2001 in una zona umida di tipo pilota a flusso sommerso orizzontale, costruita e piantumata con *Phragmites australis* nel 1997 e quindi, presumibilmente, completamente occupata dalle radici durante gli esperimenti. Il sistema è costituito da una vasca di plexiglas (area superficiale 0.88 m², profondità 0.6 m, pendenza 1%) provvista di pannelli mobili di poliuretano, allo scopo di prevenire la formazione di alghe al suo interno, e di una copertura trasparente, per evitare gli effetti di diluizione dovuti all'acqua piovana. L'impianto è stato alimentato con un flusso pari a 0.024 m³/d. La temperatura dell'acqua di scarico è stata misurata in continuo attraverso una sonda infissa nel centro della vasca alla profondità di circa 20 cm e registrata ogni 2 ore.

Analisi chimiche

Il pH è stato misurato utilizzando un pH-metro a microprocessore con elettrodo a vetro combinato e sonda per la temperatura (HI8417, Hanna Instruments).

Il contenuto di polifenoli totali è stato determinato attraverso il metodo di Folin-Ciocalteu, che sfrutta il potere riducente dei fenolati e quello ossidante degli anioni eteropolimolibdati e tungstosolfati [10,11]. La determinazione della domanda chimica di ossigeno (COD) è stata eseguita utilizzando la metodica IRSA-CNR [12]. I solidi sospesi totali sono stati determinati per via gravimetrica secondo la metodica IRSA-CNR [13]. Il TKN e il P_{TOT} sono stati determinati per via spettrofotometrica, dopo digestione del campione, secondo le metodiche Hach Instrument [14,15].

Risultati e discussione

Nel presente lavoro una zona umida costruita a flusso sommerso orizzontale, piantumata con *Phragmites australis*, è stata utilizzata per depurare acque di vegetazione opportunamente pretrattate e diluite.

Le AV oggetto di questo studio provenivano da un frantoio costituito da macine per lo schiacciamento delle olive, da presse per estrarre l'olio dalla pasta e centrifughe per separare l'olio dall'acqua, e rappresentano la sospensione acquosa ottenuta da quest'ultimo passaggio. Le caratteristiche chimico-fisiche delle AV sono riportate in Tabella 2.

pH	5.24
COD _{TOT} (mg/l)	153000
COD _S (mg/l)	129000
BOD ₅ (mg/l)	28000
SST (mg/l)	32500

Tabella 2 Parametri caratterizzanti le AV utilizzate

Le acque di vegetazione sono state sottoposte a vari tipi di pretrattamento aventi il duplice scopo di alzare il pH del refluo da valori nettamente acidi (circa 5) a valori vicini alla neutralità, e soprattutto di rimuovere una parte cospicua dei solidi sospesi [16].

Tra i vari tipi di pretrattamento valutati, quello consistente nell'aggiunta di 2 g/l di calce idraulica si è rivelato il più efficace [16]. In Tabella 3 sono riportati i valori di pH e gli intervalli di concentrazione determinati per COD_{TOT}, COD_S, BOD₅ e SST, su ciascun lotto di AV, trattata con 2g/l di calce idraulica.

pH	6.57-7.88
COD _T (mg/l)	85000-135000
COD _S (mg/l)	74500-118000
BOD ₅ (mg/l)	16000-25000
SST (mg/l)	10640-29400

Tabella 3 Valori di pH ed intervalli di concentrazione determinati per i parametri studiati nelle acque di vegetazione dopo il pretrattamento con 2g/l di calce idraulica

Reflui aventi queste caratteristiche si sono dimostrati non applicabili, tal quali o diluiti 1:3 v:v, al nostro impianto pilota a un flusso di 0.024 m³/d, sia a causa dell'ancora troppo elevato carico in SST, sia soprattutto per l'elevata concentrazione in polifenoli, che ha determinato un rapido e visibile deterioramento vegetativo delle *Phragmites australis*.

Le AV sono state quindi diluite 1:10 v:v utilizzando l'acqua in uscita di un impianto biologico convenzionale e il refluo ottenuto, caratterizzato da valori medi del COD_T e dei polifenoli pari rispettivamente a circa 8000 e 1400 mg/l, è stato trattato nell'impianto pilota, a un flusso di 0.024 m³/d, senza notare alcuna significativa sofferenza delle piante. In queste condizioni furono osservate, per i suddetti parametri, rimozioni dell'80-85% per un volume complessivamente trattato pari a circa 2.5 m³, equivalente cioè a 250 litri di AV.

E' da sottolineare che l'esperimento è stato condotto in condizioni di forte sottodimensionamento dell'impianto (0.88 m³/a.e. come BOD₅), al fine di verificare la possibilità di trattamento con sistemi aventi richieste di area e costi largamente inferiori a quelli relativi a impianti correttamente dimensionati (5 m³/a.e. come BOD₅). Il sottodimensionamento, tra l'altro, risulta ancora più accentuato dal fatto che il BOD₅ rappresenta, per la matrice in esame, soltanto il 20% del COD totale.

Il ricircolo dell'effluente nell'impianto non ha dato luogo a un ulteriore significativo abbattimento dei parametri esaminati. Ciò può essere spiegato sia da fenomeni di saturazione del letto, sia da una maggiore resistenza alla degradazione del refluo, dopo un primo ciclo di trattamento.

Questo studio ha messo in evidenza la possibilità di trattare con successo in impianti di fitodepurazione le acque di vegetazione che, essendo prodotte solo per un periodo di tempo molto limitato (meno di due mesi l'anno), potrebbero essere stoccate in bacini di lagunaggio e immesse con gradualità in impianti naturali dimensionati adeguatamente.

Bibliografia

- [1] Di Giovacchino L., Mascolo A., Seghetti L., (1988) *Sulle caratteristiche delle acque di vegetazione*. Nota II. La Rivista Italiana delle Sostanze Grasse, LXV, 481-488.
- [2] Balice V., Carrieri C., Cera O., (1990) *Caratteristiche analitiche delle acque di vegetazione*. La Rivista Italiana delle Sostanze Grasse, LXVIII, 9-16.
- [3] Della Monica M., Potenz D., Righetti E., Volpicella M., (1978) *Effetto inquinante delle acque reflue della lavorazione delle olive su terreno agrario*. Nota II. Evoluzione dei pH, composti azotati e dei fosfati. Inquinamento, 20, 10, 81-87.
- [4] Hamdi M. (1996). *Anaerobic digestion of olive mill wastewaters*. Process Biochemistry, vol.31, N°2., 105-110.
- [5] Netti S., Wlassics I. (1995) *Studio sulle metodologie di smaltimento delle acque di vegetazione*. La rivista italiana delle Sostanze Grasse, LXXII, 119-125.
- [6] Vigo F., Uliana C., Traverso M., (1990) *Acque di vegetazione da frantoi di olive. Trattamenti utilizzabili per una riduzione del carico inquinante*. La Rivista Italiana delle Sostanze Grasse, LXVII, 131-137.
- [7] Perrone S., (1989) *Lo smaltimento delle acque di vegetazione delle olive*. Inquinamento, 6, 42-45.
- [8] Arpino A., Carola C., (1978) *Lo smaltimento delle acque di vegetazione provenienti dagli impianti di estrazione dell'olio d'oliva*. Nota 2. La Rivista Italiana delle Sostanze Grasse, LV, 24-28.
- [9] Molinari R., Drioli E., (1988) *Processi integrati di ultrafiltrazione e osmosi inversa nel trattamento delle acque reflue da frantoi oleari*. Acqua-Aria, 5, 579-588.
- [10] Catalano L., Franco I., De Nobili M., Leita L., (1999) *Polyphenols in olive mill waste waters and their depuration plant effluents: a comparison of the Folin-Ciocalteau and HPLC methods*. Agrochimica, XLIII, N°5-6, 193-205.

- [11] Visioli F., Vinceri F.F., Galli C., (1995) *'Waste waters' from olive oil production are rich in natural antioxidants*. Experimentia, 51, 32-34.
- [12] IRSA-CNR (1981). *Domanda chimica di ossigeno*. Metodo E-007.
- [13] IRSA-CNR (1979). *Materiali in sospensione totali*. Metodo B-005.
- [14] Hach Instruments. *TKN-Nessler method*. Method 8075.
- [15] Hach Instruments. *Total phosphorus method*. Method 8190.
- [16] Pifferi C. (2001). *Depurazione di acque di vegetazione mediante zone umide costruite*. Tesi di Laurea in Chimica. Università degli Studi di Firenze.

TRATTAMENTO DI REFLUI AD ALTO CONTENUTO ORGANICO PROVENIENTI DA AZIENDE VINICOLE NELL'AREA DEL MEDITERRANEO ATTRAVERSO SISTEMI DI FITODEPURAZIONE

Nicola Martinuzzi, Beatrice Pucci, Riccardo Bresciani

La nuova normativa italiana in materia di tutela delle acque dall'inquinamento (D.L.152/99 e D.L.258/00) ha individuato due tipologie di acque reflue: quelle prodotte da insediamenti civili o ad essi assimilabili, e quelle prodotte da insediamenti industriali (tra cui le attività di trasformazione agroalimentare quali cantine, caseifici, oleifici ecc.) I limiti allo scarico da rispettare sono fissati dalla Tab 3-Allegato 5 del D.Lgs 258/00.

Parametro	Concentrazione massima in uscita
B.O.D. ₅	25 mg/l O ₂
C.O.D.	125 mg/l O ₂
TSS	35 mg/l
P-total	10 mg/l P
N-total	35 mg/l N

Tab.1 *Limiti allo scarico dei principali parametri per scarichi di attività vinicole*

L'attività di vinificazione, a cui può essere ricondotto in misura rilevante il problema degli scarichi inquinati, è di tipo stagionale in quanto legata al periodo della vendemmia e della successiva trasformazione dell'uva (in genere da inizio settembre a metà ottobre). Negli altri periodi dell'anno, generalmente, si riscontrano scarichi caratterizzati da concentrazioni di carico organico minori, legati all'attività di imbottigliamento o di lavaggio di cisterne e serbatoi. Gli scarichi sono caratterizzati essenzialmente dai residui dell'uva e dai prodotti impiegati nelle varie fasi di lavorazione, che vi confluiscono tramite le acque di lavaggio di vasche e attrezzature in genere, e risultano molto variabili a seconda della provenienza sia da un punto di vista qualitativo che quantitativo: essendo inoltre le lavorazioni limitate ad una parte della giornata, si rileva una discontinuità temporale dello scarico. I metodi di vinificazione sono molto diversificati a seconda del tipo di vino che si vuole produrre, perciò da una cantina all'altra si possono riscontrare caratteristiche medie di inquinamento abbastanza diverse: generalmente si rilevano valori medi di BOD₅ maggiori di 10 volte rispetto ad un refluo civile medio. Si ha inoltre un alto contenuto di sostanze solide (residui di foglie, bucce degli acini, semi e raspi, prodotti residui dei vari stadi di vinifica-

zione, resti di sostanze che intervengono nella lavorazione del vino). Il pH risulta tendenzialmente acido nelle acque provenienti dalle attività di lavorazione proprio per i processi di fermentazione, mentre risulta alcalino nelle acque derivanti dal lavaggio di attrezzature e bottiglie.

Per il trattamento di tale tipo particolare di refluo sono stati adottati trattamenti di tipo biologico tradizionale e/o trattamenti chimico-fisici: l'alta variabilità del carico organico e idraulico, le alte concentrazioni di BOD₅ e COD comportano però altissimi consumi energetici e risultati non sempre ottimali, oltre alla necessità di utilizzare tecnici specializzati per la gestione. La realtà italiana è invece fatta di piccoli produttori che non possiedono sufficienti risorse per sostenere un impianto di tipo tecnologico: allo stato attuale, quindi, è pratica corrente l'utilizzo di stagni di accumulo (in cui il refluo subisce una sommaria evaporazione) e lo spargimento per fertirrigazione nei terreni agricoli, provocando l'aumento della pressione sui nostri corpi idrici, che ricevono dai fossi di scolo dei campi acqua ad elevata concentrazione di nutrienti e carico organico.

La fitodepurazione può essere una valida alternativa, in quanto caratterizzata da bassi costi di manutenzione ed energetici, a fronte di un'ottima efficienza depurativa: inoltre i sistemi di depurazione naturale hanno il vantaggio di sopportare notevoli variazioni di carico idraulico e organico senza che vengano penalizzati i rendimenti dell'impianto. Un esempio della validità scientifica dell'utilizzo di sistemi di depurazione naturale per il trattamento di reflui provenienti da attività vinicole è una sperimentazione su impianto pilota condotta dal 1995 al 1998 dal Dept. of Viticulture & Enology, University of California – Davis, riportata da Grismer et al. [8] e Sheperd et al. [9]: in tal caso l'utilizzo di un sistema a flusso sommerso orizzontale con tempi di ritenzione di circa 10 g ha mostrato ottime rese depurative, con concentrazioni di COD in uscita minori di 100 mg/l e di BOD₅ minori di 40 mg/l; si è notata inoltre la buona resistenza delle piante all'alto carico in ingresso.

La Società di Ingegneria Iridra s.r.l, con sede a Firenze, ha progettato la maggior parte degli impianti di fitodepurazione per il trattamento di reflui vinicoli esistenti in Toscana e ha condotto, in collaborazione con ARPAT, il monitoraggio di tre di questi:

- Casa Vinicola Luigi Cecchi & figli (Castellina in Chianti - Siena)
- Azienda Vinicola Tenuta dell'Ornellaia (Bolgheri – Livorno)
- Azienda Agricola La Croce F.lli Zari (Castellina in Chianti - Siena)

Gli schemi di impianto prescelti variano da impianto a impianto, così come risultano molto variabili le caratteristiche del refluo in ingresso dipendenti, come

già accennato, dai diversi cicli produttivi adottati e dalle diverse tipologie di lavorazioni condotte. Il dimensionamento degli impianti è stato fatto sulla base della metodologia EPA [1] e delle linee guida di progettazione suggerite da IWA [2] e Platzer [3]. Il corrispondente valore in a.e. è stato calcolato considerando una dotazione specifica di 60 grBOD₅/a.e. g

I monitoraggi sono stati condotti secondo i metodi di analisi standard IRSA/CNR (approssimativamente gli stessi previsti da APHA [4]) a partire dal 2° anno di vita dell'impianto, privilegiando il periodo di vinificazione (Sett-Nov) in cui si hanno la massima produzione di scarichi e le maggiori concentrazioni di carico organico.

Casa Vinicola Cecchi

L'impianto tratta una media di circa 35 mc/g di reflui, corrispondenti, nel periodo di massimo carico, a circa 730 a.e. Lo schema di impianto è il seguente:

- trattamento primario costituito da una vasca settica del tipo Imhoff;
- trattamento secondario costituito da un sistema a flusso sommerso orizzontale (HF) di superficie utile totale pari a 480 m², costituito da una vasca a forma rettangolare di larghezza 16 m e lunghezza 30 m, impermeabilizzata con una geomembrana in Pead, riempita con ghiaia di granulometria 5-10 mm per un'altezza media di 0,8 m e interamente piantumata con *Phragmites australis*. L'altezza media del pelo libero è di circa 0,7 m ed è regolabile tramite un apposito pozzetto posto in uscita;
- trattamento terziario costituito da un sistema a flusso libero superficiale di superficie totale pari a circa 850 m², realizzato al posto del vecchio stagno di accumulo del refluo; la vasca è divisa in vari settori caratterizzati da diverse altezze del pelo liquido, da diverse pendenze del fondo e delle sponde e da diverse specie vegetali: ciò ha contribuito allo sviluppo di un ecosistema acquatico ad elevata biodiversità e di alto valore naturalistico. Inoltre, il comparto finale del sistema è caratterizzato da una maggiore profondità, in modo da poter accumulare l'acqua depurata e riutilizzarla per l'irrigazione, mentre il troppo pieno viene scaricato nel fosso adiacente.

Il tempo di ritenzione totale del sistema è di circa 10,5 giorni (di cui 3,2 nel sistema HF); il carico idraulico medio per unità di superficie (HLR) è di 2,6 cm/giorno mentre il carico organico per unità di superficie (OLR) è di 329 KgBOD₅/ha.giorno.

<i>Parametro</i>	<i>U.M.</i>	INGRESSO HF	USCITA HF	USCITA FWS	n° analisi
pH		6.1	6.9	7.4	4
TSS	mg/L	213	13	23	5
COD	mg/L O ₂	3906	131	84	10
BOD ₅	mg/L O ₂	1833	49	24	9
Azoto totale	mg/L N	18,9	4,8	3,5	6
Fosforo totale	mg/L P	4.7	1.5	1,3	6

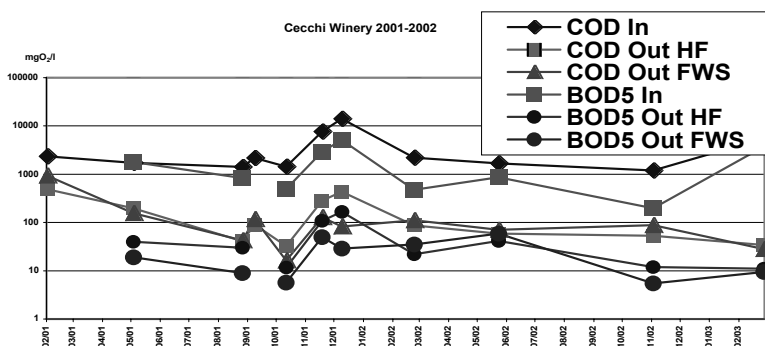


Fig.1 Valori medi delle concentrazioni dei principali inquinanti osservate in ingresso e uscita dai vari stadi dell'impianto e loro andamenti.

La produzione degli scarichi e il loro contenuto di materiale organico si mantengono pressochè costanti lungo tutto l'arco dell'anno, tranne in un caso, in cui si osservano concentrazioni di BOD₅ e COD ben più alte della norma, probabilmente a causa di cattiva manutenzione del trattamento primario. La gran parte della rimozione degli inquinanti viene effettuata nello stadio secondario: infatti la vasca a flusso sommerso orizzontale è in grado di rimuovere il 96% del carico organico totale abbattuto in tutto il sistema di fitodepurazione. Il trattamento terziario a flusso libero ha invece un'importante funzione "tampone" nei casi in cui il sistema HF non è sufficiente a raggiungere i limiti tabellari fissati dalla normativa (analisi del Dicembre 2001 e del gennaio 2002). Nella stagione estiva si è osservato un leggero incremento delle concentrazioni di carico organico nel sistema FWS, unito a fenomeni di "algal bloom": per ridurre questo problema si è inserito prima del comparto finale a maggiore profondità (in cui sono state messe a dimora delle ninfee) un piccolo stadio a flusso sommerso piantumato con *Typha*, in cui l'acqua subisce un'ulteriore filtrazione.

In generale, dall'avvio dell'impianto si può osservare un graduale aumento nelle rese depurative, con percentuali di rimozione molto alte sia per quanto riguarda il carico organico (98% BOD₅ e COD) che per i Solidi Sospesi (89% SST). Anche l'abbattimento delle sostanze azotate (in media circa l'82%) risul-

ta essere elevato rispetto ai valori tipici di sistemi a flusso sommerso, probabilmente a causa dell'alto tenore di sostanze organiche presenti nel refluo. Il colore violaceo del refluo scompare completamente, in particolare dal momento in cui la vegetazione risulta completamente sviluppata.

Tenuta dell'Ornellaia

L'impianto tratta una media di circa 10 mc/g di reflui (370 a.e.) ed è costituito da:

- trattamento primario (vasca biologica del tipo Imhoff);
- trattamento secondario costituito da due vasche a flusso sommerso verticale (VF) di superficie totale 180 m² e una vasca a flusso sommerso orizzontale (HF) di 102 m² (17 x 6 m). Le vasche, impermeabilizzate con geomembrana in Pead, sono piantumate con *Phragmites australis*; i riempimenti utilizzati sono di seguito riassunti:

	1°strato in alto	2° strato	3° strato	4° strato	5° strato	Ultimo strato
VF	5 cm ghiaia Ø 8-12 mm	20 cm sabbia Ø 0/4 mm	20 cm ghiaia Ø 4-8 mm	15 cm ghiaia Ø 8-12 mm	10 cm ghiaia Ø 12-18 mm	10 cm ghiaia Ø 30-40 mm
HF	80 cm Ghiaia a granulometria media 8-12 mm					

Tab.2 Riempimenti dei vari stadi di fitodepurazione

- trattamento terziario costituito da un sistema a flusso libero superficiale di superficie totale pari a 148 m² ricavato in parte dello stagno di accumulo esistente (circa 338 m² per 440 mc di volume di invaso): le acque accumulate vengono riutilizzate sia per l'irrigazione delle aree a verde che come riserva antincendio.

Il tempo di ritenzione totale del sistema è di circa 4,3 giorni (di cui 2,3 nel sistema HF e 1,3 nel FWS), a cui si deve aggiungere il tempo di ritenzione dello stagno, stimabile in circa 30 giorni; l'HLR è di 2,3 cm/giorno mentre l'OLR è di 236 KgBOD₅/ha.giorno.

Parametro	U.M.	INGR. VF	USCITA VF	USCITA HF	USCITA STAGNO	n° analisi
pH		6,4	-	-	7,5	10
TSS	mg/L	103	42	24	25	10
COD	mg/L O ₂	1003	690	431	79	10
BOD ₅	mg/L O ₂	425	337	286	29	10
Azoto ammon.	mg/L N	26,6	8,7	4,7	2,6	10
Fosforo totale	mg/L P	1,92	0,48	0,30	0,12	10

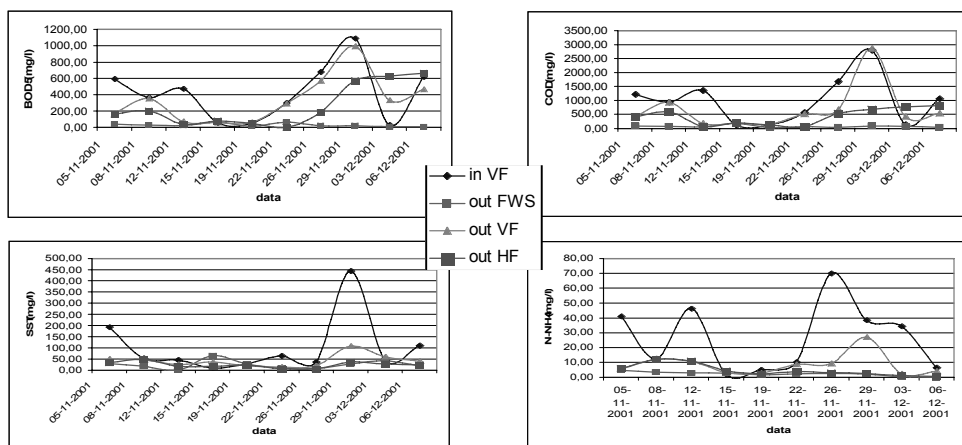


Fig.2 Valori medi delle concentrazioni dei principali inquinanti in ingresso e uscita dai vari stadi dell'impianto e loro andamenti.

Le analisi sono state condotte su campioni prelevati ogni 3 giorni per 1 mese, circa due mesi dopo l'inizio dell'attività di vinificazione (Sett. 2001): questo perché altrimenti non si sarebbe potuto valutare l'effettiva efficienza dello stagno finale a causa della diluizione con le acque pulite già presenti. Gli scarichi risultano caratterizzati, oltre che da alti valori del carico organico, da un alto contenuto di azoto ammoniacale, che viene efficientemente rimosso nel primo stadio VF.

Le percentuali di rimozione del carico organico osservate nei tre stadi di impianto risultano essere, riguardo al BOD₅, VF 21%, HF 15%, FWS 65% mentre, riguardo al COD, VF 31%, HF 38%, FWS 82%. È facile notare i buoni rendimenti del trattamento terziario (FWS+stagno), ottenuti grazie agli alti tempi di ritenzione raggiungibili. I solidi sospesi totali vengono per gran parte rimossi nei sistemi a flusso sommerso, sia HF che VF, come del resto si è osservato anche nell'impianto di Cecchi.

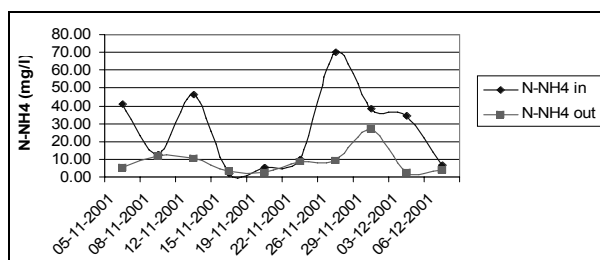


Fig.3 Andamento dei carichi di azoto ammoniacale in ingresso e uscita dal VF

L'impianto fornisce inoltre importanti indicazioni sui fenomeni di "clogging" connessi all'impiego di letti a flusso verticale (VF). Durante il periodo della vinificazione si sono osservati segnali di intasamento del medium e la sedimentazione di fango scuro sulla parte superficiale del letto, in relazione sia agli alti carichi idraulici (circa 55 l/m².g) che, soprattutto, organici (56 gCOD/m².g): tutto il fango è stato poi digerito durante il periodo di basso carico dell'impianto (Gennaio-Giugno, OLR compreso tra 1 e 2 mc/g).

Azienda Agricola La Croce

L'impianto tratta un massimo di circa 8 mc/g di reflui, (circa 127 a.e. di cui 16 a.e. sono costituiti da scarichi civili) ed è costituito da:

- trattamento primario costituito da una vasca settica del tipo Imhoff per i reflui provenienti dalla cantina, fosse bicamerali e degrassatori per i reflui civili;
- trattamento secondario costituito da una vasca a flusso sommerso orizzontale (HF) di superficie utile totale pari a 215 m² (21,5x10 m), impermeabilizzata con una geomembrana in Pead, riempita con ghiaia di granulometria 5-10 mm per un'altezza media di 0,8 m e interamente piantumata con *Phragmites australis*.

Il tempo di ritenzione totale del sistema è di circa 4,3 giorni; l'HLR è di 3,7 cm/giorno mentre l'OLR è di 352 KgBOD₅/ha.giorno.

Anche in questo caso si osserva un'elevata rimozione del carico organico (87,5% COD e 91,6% BOD₅); la rimozione dell'azoto si attesta su valori tipici dei sistemi HF (54%).

<i>Parametro</i>	<i>U.M.</i>	INGRESSO	USCITA	n° analisi
pH		6.6	7.2	3
COD	mg/L O ₂	722	90	3
BOD ₅	mg/L O ₂	354	30	3
Azoto totale	mg/L N	65	27	3

Tab.3 *Valori medi delle concentrazioni dei principali inquinanti in ingresso e uscita*

Conclusioni

In tutti e tre gli impianti i monitoraggi effettuati nel primo anno di attività hanno mostrato il raggiungimento degli obiettivi depurativi fissati in fase di progettazione, a fronte di costi di impianto non elevati e di una semplice ed economica manutenzione.

I rendimenti dei sistemi a flusso sommerso orizzontale sono risultati in linea con le percentuali di rimozione osservate in altri impianti della Toscana (come riportato da Conte *et al.* [5], Masi *et al.* [6] e Pucci *et al.* [7]) e più in particolare con i dati riportati da Grismer *et al* [8] e Sheperd *et al.* [9] riguardanti il trattamento dei reflui di cantina.

Ulteriori campagne di monitoraggio saranno comunque effettuate per valutare il comportamento degli impianti anche nel lungo periodo.

	Cecchi	Ornellaia	La Croce
Costi di realizzazione (comprensivi di oneri tecnici) [€]	59.470,00	77.300,00	23.080,00

Tab.4 *Costi di realizzazione*

Bibliografia

- [1] U.S.E.P.A. - EPA/625/R-99/010. Manual: *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. Office of Research and Development Cincinnati, Ohio 45268, 2000.
- [2] IWA Specialist Group on use of Macrophytes in Water Pollution Control. Scientific and Technical Report n. 8 – *Constructed wetlands for pollution control*. IWA Publishing, London, UK, 2000.
- [3] Platzer C., Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification. *Wat. Sci. Tech.*, 40(3), 1999, 257-263.
- [4] APHA. *Standard methods for the examination of water and wastewater analysis*. 19th ed. American Public Health Association. AWWA and WPCF,

Washington DC, USA, 1992.

- [5] Conte G., Martinuzzi N., Giovannelli L., Pucci B. and Masi F., Constructed Wetlands for wastewater treatment in central Italy. *Wat. Sci. Tech.*, 44(11/12), 2001, 339-343.
- [6] Pucci B., Conte G., Martinuzzi N., Giovannelli L., Masi F., “Design and performance of a horizontal flow constructed wetland for treatment of dairy and agricultural wastewater in the “Chianti” countryside”, *Proceedings of the IWA 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*, Orlando, 2000, 1433-1436.
- [7] Masi F., “A survey of constructed wetlands in Italy as low-cost wastewater technologies”, *Proceedings of the International Conference on “Small Wastewater Technologies and Management for the Mediterranean Area”*, CENTA (Centro de las nuevas tecnologias del aguas), Sevilla, Spain, 2002, 95-112.
- [8] Grismer, Mark E. , Ross, Charles C. , Valentine, Jr., G. Edward; *FOOD-PROCESSING WASTES*, *Water Environment Research Literature Review*; 29, 2001.
- [9] Shepherd H.L., Grismer M.E. and Tchobanoglous G., Treatment of High-Strength Winery Wastewater using a Subsurface Flow Constructed Wetland. *Water Env. Res.*, 73(4), 2001, 394-403.