

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE
E AEROSPAZIALE

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Idraulica e Ambientale

XXIII CICLO

SSD: ICAR 02

*Costo dell'invarianza idraulica ottenuta mediante
sistemi distribuiti di gestione dei deflussi (BMP) nei
bacini urbani*

Coordinatore:
Prof. Ing. Enrico Napoli

Tutor:
Prof. Ing. Goffredo La Loggia

Dottorando:
Ing. Fabio Caltabiano

Co-tutor:
Ing. Elisa Oliveri

Indice

Indice 3

1.	Introduzione.....	7
1.1.	Sommario	7
1.2.	BMP ed invarianza idraulica. Oggetto del testo	9
2.	Classificazione e prima caratterizzazione delle BMP.....	12
2.1.	Introduzione.....	12
2.2.	Contesto internazionale	12
2.3.	Classificazione delle BMP.....	13
2.4.	Gerarchia di intervento con le BMP	20
2.5.	Nuova costruzione o retrofit	20
3.	Analisi normativa e ambiti di applicabilità delle BMP.....	23
3.1.	Introduzione.....	23
3.2.	Acque di prima, seconda pioggia e di lavaggio delle aree esterne	24
3.3.	Acque di prima pioggia dalle reti viarie	27
3.4.	Ambiti di applicabilità delle BMP: criteri di scelta	29
3.5.	Ambiti di applicabilità delle BMP: scenari di adozione	29
3.5.1.	Classificazione delle acque meteoriche	29
3.5.2.	Scenari di adozione delle BMP	31
3.6.	Norme di attuazione.....	36
3.6.1.	Immissione di acque meteoriche sul suolo o nel sottosuolo	36
3.6.2.	Immissione di acque meteoriche in acque superficiali	37
4.	Analisi delle BMP	39
4.1.	Premessa	39
4.2.	Le cunette erbose	39
4.2.1.	Applicabilità.....	41
4.2.2.	Il progetto delle cunette erbose	41
4.2.3.	Fasi costruttive	44
4.2.4.	Manutenzione.....	45
4.2.5.	Efficacia	45
4.2.6.	Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi da letteratura	48
4.3.	Trincee di infiltrazione	53
4.3.1.	Applicabilità.....	54
4.3.2.	Il progetto delle trincee di infiltrazione.....	56

4.3.3.	Manutenzione.....	58
4.3.4.	Efficacia	59
4.3.5.	Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi	61
4.4.	Pavimentazioni permeabili	65
4.4.1.	Applicabilità.....	67
4.4.2.	Il progetto delle pavimentazioni permeabili	68
4.4.3.	Aspetti tecnologici e costruttivi. Pavimentazioni in asfalto poroso..	74
4.4.4.	Manutenzione.....	76
4.4.5.	Schemi costruttivi di riferimento e valutazione dei costi.....	77
4.5.	I tetti verdi	83
4.5.1.	Applicabilità.....	85
4.5.2.	Il progetto dei tetti verdi.....	86
4.5.3.	Fasi costruttive	93
4.5.4.	Manutenzione.....	94
4.5.5.	Efficacia	95
4.5.6.	Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi da letteratura	97
5.	Stima dei costi delle BMP	100
5.1.	Il <i>Whole Life Costing</i>	100
5.2.	Modello di stima adottato e strumento di calcolo.....	102
5.3.	Risultati.....	105
5.3.1.	Cunette erbose.....	105
5.3.2.	Trincee di infiltrazione.....	108
5.3.3.	Pavimentazioni permeabili.....	110
5.3.4.	Tetti verdi.....	114
6.	Risposta idrologica di un bacino alla impermeabilizzazione.....	117
6.1.	Premessa	117
6.2.	Qualche considerazione sul modello EPA SWMM.....	117
6.2.1.	I bacini in EPA SWMM.....	117
6.2.2.	LID Controls	119
6.3.	Scelta dei valori dei parametri per il bacino	124
6.3.1.	Scelta dei valori per il <i>subcatchment</i>	124
6.3.2.	LID control scelti e loro caratterizzazione	125
6.4.	Valutazione del deflusso al variare della impermeabilizzazione.....	130
6.4.1.	Metodo seguito.....	130

6.4.2.	Analisi dei risultati ottenuti.....	132
6.5.	Risposta del bacino e introduzione di BMP	136
6.5.1.	Metodo seguito.....	136
6.5.2.	Analisi dei risultati ottenuti.....	139
7.	Costi e scenari di BMP	143
7.1.	Metodo seguito	143
7.2.	Analisi dei risultati ottenuti	146
8.	Conclusioni.....	152
9.	Ringraziamenti.....	154
10.	Indice delle tabelle.....	155
11.	Indice delle figure.....	158
12.	Riferimenti bibliografici.....	161

1. Introduzione

1.1. Sommario

Il drenaggio degli insediamenti urbani è praticato da più di cinquemila anni ma il riconoscimento e la comprensione degli impatti del drenaggio sull'ambiente, associato al bisogno di mitigare tali impatti, è emerso relativamente di recente, durante gli ultimi 40-50 anni (Marsalek, 2005) e numerose questioni rimangono ancora aperte o sono emergenti. Fra di esse il raggiungimento della sostenibilità ambientale del drenaggio urbano, unito alle nuove sfide poste dal cambiamento climatico può essere ritenuto uno degli obiettivi prioritari.

In questo dominio, ricercatori e gestori delle risorse idriche in ambito urbano cercano da tempo (Artina, Becciu et al., 2004) elementi e criteri significativi per la valutazione delle performance dei sistemi di drenaggio urbano e per misurare i progressi verso l'ottenimento dello sviluppo sostenibile. Inoltre, sono state proposte delle categorie di criteri di sostenibilità per la valutazione dei sistemi di drenaggio urbano; categorie cui far corrispondere appropriati indicatori (Ellis, Deutsch et al., 2004; Esty, Levy et al., 2005; Marsalek, 2005).

Fino a tempi relativamente recenti, la filosofia base del drenaggio urbano è stata quella di risolvere i problemi legati alle inondazioni trasferendo grandi quantità di acque di pioggia a valle nel più breve tempo possibile. Se, da un lato, questo approccio ha avuto successo nell'eliminare problemi locali dovuti alle inondazioni; dall'altro, l'incremento del volume e del picco delle onde di piena ha determinato la comparsa di problemi a valle dei centri urbani. Tali problemi sono risultati sia connessi alla quantità dei deflussi sia all'inquinamento e all'erosione dei corpi idrici recettori. Come risposta a tale evidenza è emerso un approccio alla "gestione delle acque di pioggia", in contrapposizione al loro solo smaltimento. In tale approccio "gestionale" le acque di pioggia sono considerate come una risorsa da gestire a scala di bacino, sostituendo questo criterio al semplice trasferimento a valle dei deflussi nel più breve tempo possibile (V. figura 1). Tale approccio include l'incorporazione del concetto di "controllo alla sorgente" mediante l'utilizzo di "Migliori pratiche di gestione" dei deflussi, o BMP(s) cioè Best Management Practice(s) (Butler e Davies, 2000; Martin, Ruperd et al., 2007).

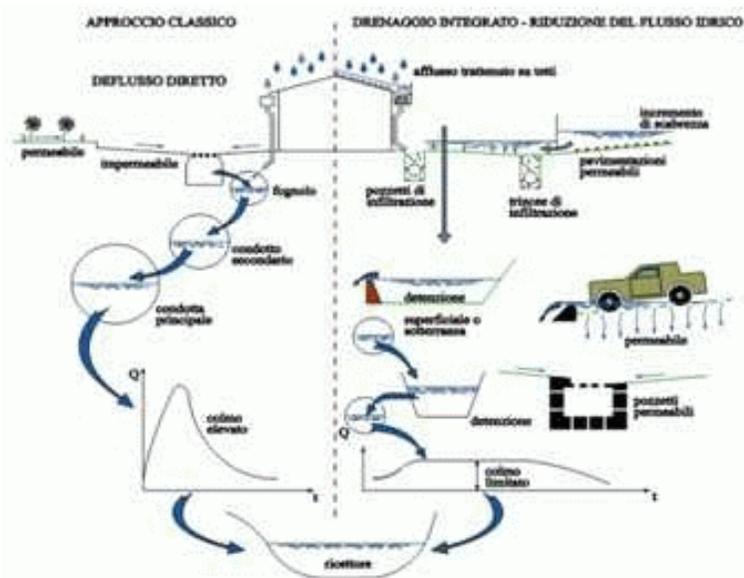


Figura 1 - Confronto fra approccio tradizionale ed alla "gestione" delle acque di pioggia

Proprio le Best Management Practices beneficiano ormai di un interesse crescente anche al di fuori dell'ambiente degli addetti ai lavori, come parte di un trend internazionale spinto da un'opinione pubblica sempre più attenta a tematiche connesse allo sviluppo sostenibile e ad una gestione integrata delle risorse idriche. Le BMP possono includere interventi a livello di politiche di gestione delle risorse idriche, come programmi di sensibilizzazione o educativi, ma questo termine è più diffusamente utilizzato con riferimento a strutture, disposte opportunamente sul territorio, che tentano di riprodurre il ciclo idrologico naturale di un bacino non costruito.

A definire questo contesto contribuisce, inoltre, la Direttiva quadro europea sulle acque (Direttiva 2000/60/CE) che incoraggia un orientamento più sostenibile al drenaggio, inserendolo all'interno di un più vasto approccio complessivo che tiene in considerazione tutti i differenti obiettivi per cui l'ambiente acquatico è protetto (come ragioni ecologiche, di assicurazione del fabbisogno idropotabile, tutela della salute e di particolari habitat).

Tuttavia, nonostante la loro sostenibilità ambientale, le BMP sono tutt'oggi adottate in maniera piuttosto disomogenea nei diversi paesi europei e l'Italia, in particolare, sotto questo aspetto non ha seguito il trend di altre Nazioni. Tale ritardo può essere probabilmente addebitato, da un lato, a difficoltà di natura normativa, dall'altro, alla mancanza di informazioni sulla effettiva efficacia e sui costi delle BMP nel nostro Paese.

Alla luce di quanto sopra riferito, il presente lavoro intende soffermare l'attenzione sull'analisi del rapporto fra le modifiche che avvengono nella risposta idrologica di un bacino idrografico soggetto ad una crescente urbanizzazione e i costi che sarebbe

necessario sostenere per bilanciare tali modifiche attraverso l'implementazione di BMP, con lo scopo di attuare i principi introdotti dal concetto di invarianza idraulica (Pistocchi e Zani, 2004).

Ciò ha comportato la considerazione di due aspetti fondamentali: il primo, riguardante la stima del costo di implementazione di tali pratiche; il secondo legato alla ricerca di una correlazione fra le modifiche nella risposta idrologica di un bacino idrografico soggetto ad una crescente urbanizzazione e tali costi. Nel testo vengono considerati questi due aspetti dapprima separatamente per poi integrarli correlando costi e scenari di applicazione di tali sistemi al drenaggio urbano.

1.2. BMP ed invarianza idraulica. Oggetto del testo

Come già accennato, le BMP sono finalizzate a riprodurre il ciclo idrologico caratteristico di una determinata area prima del verificarsi del processo di urbanizzazione.

Il ciclo idrologico nelle aree urbane è, infatti, profondamente modificato dall'impatto dell'urbanizzazione unito alla necessità di garantire tutte le tipologie di servizi legate alla presenza idrica fra cui, ad esempio: fornitura idropotabile, drenaggio, raccolta e gestione delle acque nere.

Il principale cambiamento causato nel ciclo idrologico dall'urbanizzazione può essere identificato nella riduzione di infiltrazione ed evapotraspirazione. Ciò provoca l'incremento del deflusso ed una ridotta ricarica delle falde acquifere. Questi processi determinano, a loro volta, l'incremento del rischio di inondazioni ed una riduzione delle riserve idriche sotterranee. La minore ricarica degli acquiferi può essere in qualche modo bilanciata dalle perdite provenienti dalle condutture idriche, esfiltrazione dalle fognature e dall'infiltrazione di acqua di pioggia da varie pratiche di gestione dei deflussi. Inoltre, l'urbanizzazione comporta l'incremento dell'impermeabilità del bacino ed un più veloce trasporto idraulico nei canali artificiali e nelle condotte. Determina, quindi l'incremento di volume e velocità dei deflussi superficiali nelle aree urbane.

In genere i sistemi di drenaggio urbani tradizionali mirano a controllare questo incremento di deflusso e a convogliare le portate residue ma non sono stati progettati avendo in mente obiettivi di sostenibilità ambientale. A questo si aggiunge una ulteriore preoccupazione correlata al cambiamento climatico, riconosciuto ormai, come un fattore in grado di contribuire in maniera rilevante ad un incremento del rischio idraulico¹.

Soluzioni di drenaggio basate su BMP progettate, costruite e mantenute in maniera appropriata, possono risultare più sostenibili sotto l'aspetto ambientale rispetto ai criteri tradizionali di drenaggio essendo in grado di mitigare molteplici impatti ambientali determinati dai deflussi superficiali. Ciò è reso possibile dal fatto che le BMP (CIRIA, 2007):

¹ si pensi, ad esempio, all'incremento del livello del mare o, in alcune aree, l'intensificarsi degli eventi piovosi

- riducono le portate di deflusso;
- riducono i volumi aggiuntivi di deflusso determinati dall'urbanizzazione (con effetti anche sulla qualità dei corpi idrici ricettori);
- possono contribuire, laddove appropriato, alla ricarica degli acquiferi, minimizzando gli impatti dell'urbanizzazione sugli acquiferi stessi e sulla portata di base dei corsi d'acqua del bacino a valle;
- riducono la concentrazione di inquinante nei deflussi proteggendo, in tal modo, la qualità dei corpi idrici ricettori;
- fungono da buffer in caso di rilasci accidentali di carburanti, prevenendo, così, lo scarico diretto di inquinanti nei corpi idrici ricettori;
- riducono il volume dei deflussi superficiali scaricanti in sistemi fognari misti, moderando in tal modo il rilascio di acque inquinate dagli scolmatori;
- contribuiscono ad un miglioramento della qualità ambientale complessiva delle aree costruite;
- forniscono opportunità per preservare la biodiversità nelle aree urbane.

Altri benefici tangibili includono un più alto valore delle aree edificabili, come risultato del miglioramento della qualità ambientale.

Fissato, quindi, l'obiettivo del controllo dell'aumento dei picchi di portata e dei volumi di deflusso causati dalle trasformazioni urbanistiche e destinati ad afferire ai sistemi di drenaggio e stabilito lo strumento mediante la cui applicazione raggiungere tale obiettivo (cioè le BMP), rimane da determinare in che modo scegliere come dimensionare le BMP.

Un approccio possibile in tal senso è stato proposto da Pistocchi (Pistocchi, 2001) e sancisce la necessità di sviluppare la pianificazione e la progettazione urbanistica in modo da mantenere inalterati la portata al colmo ed i volumi di piena (invarianza idraulica).

Basandosi sul modello concettuale dell'invaso, l'Autore propone una formula per la valutazione dei volumi minimi di vaso, da realizzare artificialmente in sostituzione di quelli eliminati dall'urbanizzazione, richiesti al fine di mantenere costante il coefficiente idrometrico al variare del coefficiente di afflusso, cioè, in pratica, al variare della impermeabilità dei suoli. La tipologia di intervento ipotizzata riguarda un uso estensivo di vasche di laminazione (Pistocchi e Zani, 2004), con riferimento a tempi di ritorno piuttosto elevati (100 anni), e quindi a problemi di protezione idraulica del territorio in senso lato. Come è noto, la realizzazione di serbatoi di laminazione in sotterraneo presenta non pochi aspetti da valutare con attenzione, legati ad esempio alla individuazione degli ampi spazi necessari, alla topografia dell'area prescelta che deve garantire lo svuotamento a gravità della vasca, alle possibilità di inquinamento della falda, alla complessità dei procedimenti autorizzativi in caso di localizzazione su suolo pubblico (Giorgi, 2006).

Questo studio ha mirato, quindi, ad esplorare l'utilizzo, almeno per tempi di ritorno relativamente contenuti (5÷10 anni) di schemi di BMP in sostituzione delle vasche di laminazione e a stimare il costo dell'invarianza idraulica in rapporto a tali schemi. Nel procedere in questa direzione ci si è serviti di un modello a base fisica per supportare il dimensionamento di BMP capaci di garantire l'invarianza idraulica.

2. Classificazione e prima caratterizzazione delle BMP

2.1. Introduzione

All'analisi normativa e alla descrizione dettagliata delle singole pratiche si fa precedere una sezione che punta ad inquadrarle dapprima fornendo qualche cenno sul contesto internazionale di riferimento in termini di nomenclatura, studi ed effettivo livello di adozione di tali pratiche in differenti paesi; poi passando alla loro classificazione. Ciò appare utile non solo perché, come si dirà meglio nel seguito, in relazione alle BMP sono presenti molteplici classificazioni, ma anche perché in parallelo con esse si fornisce già una prima caratterizzazione di tali pratiche, che si ritiene utile per un loro più chiara trattazione.

2.2. Contesto internazionale

Approcci per uno sviluppo urbano sostenibile sono stati promossi ormai da tempo ma solo recentemente hanno ottenuto una larga accettazione acquisendo una forma differente in paesi diversi: *Low Impact Development (LID)* negli Stati Uniti, *Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS)* nel Regno Unito e *Water Sensitive Urban Design (WSUD)* in Australia.

In generale questi approcci promuovono:

- gestione complessiva del ciclo dell'acqua a livello urbano, con il riuso delle acque di pioggia e di altri effluenti, gestione integrata dell'acqua di pioggia, di falda, e degli effluenti, pratiche di conservazione dell'acqua con il risultato di ridurre la domanda;
- minimizzazione degli impatti dell'espansione urbana preservando le risorse naturali/ecosistemi e mantenendo il drenaggio naturale, riducendo al minimo la rimozione di vegetazione ed habitat naturali, riducendo l'impermeabilizzazione e governando, in genere, l'espansione incontrollata dell'area urbana;
- mantenimento dei bilanci idrici delle aree allo stato pre-urbanizzazione promuovendo l'infiltrazione delle acque di pioggia e l'evapotraspirazione;
- mantenimento, creazione e/o e incremento dell'accumulo in-sito delle acque di pioggia mediante ritenzione o detenzione, con l'utilizzo, ad esempio, di fossi inerbiti, superfici pianeggianti, bioritenzione etc. ;
- mantenimento dei tempi di concentrazione e di trasferimento antecedenti allo sviluppo urbano attraverso un appropriato convogliamento dei deflussi;
- promozione dell'utilizzo di efficaci misure di prevenzione dell'inquinamento e della manutenzione di tutte le misure di gestione delle acque di pioggia da parte dei proprietari e dei gestori dei sistemi di drenaggio.

Inoltre, negli ultimi anni diversi studi sono stati realizzati con l'obiettivo di ottenere database a supporto della valutazione delle BMP secondo differenti criteri; si cita, a questo proposito l'International BMP database (US EPA e ASCE, 2010).

Nonostante questi sforzi la valutazione delle prestazioni di una BMP rimane ancora una questione aperta.

Il problema dell'adozione delle BMP in un contesto di richiesta di sostenibilità del drenaggio urbano è stato affrontato relativamente di recente da due progetti di ricerca europei: DayWater e SWITCH.

Il primo, investiga sulla integrazione di strategie di controllo alla sorgente delle acque di pioggia all'interno di strategie di gestione sostenibile delle acque in ambiente urbano.

Il secondo tenta un'analisi olistica delle problematiche legate alla gestione delle risorse idriche nella città del futuro; fra di esse è considerata la gestione delle acque di pioggia. Ciò comporta che fra gli obiettivi principali di SWITCH figurino l'identificazione, l'applicazione e la dimostrazione di un intervallo di approcci e soluzioni scientifiche che contribuiscano all'efficace e sostenibile gestione delle risorse idriche in ambito urbano.

Tuttavia, se tali progetti hanno, da un lato, contribuito ad integrare informazioni relative fra diversi paesi lavorando a livello paneuropeo, dall'altro, rimane una certa difficoltà a disporre di informazioni adeguate per l'applicazione di BMP a scala di singolo Paese (Martin, Ruperd et al., 2007). Inoltre, anche per effetto della sintesi realizzata da tali progetti è stata evidenziata una significativa disomogeneità fra i diversi paesi europei per quanto attiene l'adozione delle BMP. In alcuni si è rilevato un significativo livello di attenzione nei confronti di queste pratiche, viste come strumenti, volta per volta, utili per un controllo delle inondazioni, riduzioni dei picchi di portata o della qualità delle acque di scarico dalle fognature miste in diversi paesi europei ma il nostro Paese appare in ritardo nella loro adozione.

Tale ritardo può essere probabilmente addebitato, da un lato, a difficoltà di natura normativa, dall'altro, alla mancanza di informazioni sulla effettiva efficacia ed efficienza delle BMP nel nostro clima.

2.3. Classificazione delle BMP

Si è già accennato alla finalità principale dell'utilizzo delle BMP, che consiste nella gestione e nel controllo del deflusso superficiale dalle aree costruite. Ogni opzione di gestione può far uso di differenti processi fisici per il controllo delle acque di deflusso, del rischio di inondazione, della conservazione delle risorse idriche e/o della ricarica degli acquiferi. Appare, quindi, utile soffermarsi sui principali processi fisici adoperabili ed utilizzare essi per tentare una prima classificazione delle BMP (CIRIA, 2007; Shoemaker, Riverson et al., 2009).

Tali processi fisici sono:

1. infiltrazione,
2. detenzione/attenuazione,
3. convogliamento,
4. accumulo/riuso dell'acqua.

L'infiltrazione consiste nell'ingresso delle acque di deflusso all'interno del terreno al fine di ridurre fisicamente il volume defluito a valle. Laddove non sussiste rischio di contaminazione, questo processo può essere adoperato per ricaricare falde sotterranee e contribuire al deflusso di base dei corsi d'acqua. Questa è la soluzione più opportuna di gestione dei deflussi perché ripristina il ciclo idrologico naturale. Va comunque osservato che la permeabilità varia con il tipo e le condizioni del terreno, condizioni precedenti all'evento di pioggia e nel tempo. In generale processi di infiltrazione non possono essere adottati nei casi di vulnerabilità delle falde.

La detenzione/attenuazione consiste nel rallentamento dei deflussi superficiali prima del trasferimento a valle.

In genere ciò è ottenuto mediante un volume di accumulo unito ad un qualche dispositivo di controllo della portata in uscita. Questo processo non riduce, in genere, i volumi complessivi di deflusso ma solo il picco di portata ed ha l'effetto aggiuntivo di prolungare la durata del deflusso. Per ridurre anche il volume totale del deflusso la detenzione può essere associata all'evapotraspirazione, come avviene con i tetti verdi.

Il convogliamento comporta il trasferimento di deflusso superficiale da un luogo a un altro. Ciò può essere effettuato mediante una serie di sistemi come canali, tubazioni e trincee.

L'accumulo e riuso dell'acqua è praticato nel sito stesso dell'evento meteorico. L'acqua accumulata può essere riutilizzata per uso domestico (ad esempio per i WC) o per irrigazione degli spazi verdi urbani. Il contributo alla gestione del rischio di inondazione che può giungere da sistemi basati su tale ultimo processo dipende dalla scala in cui esso è messo in pratica. Inoltre, se realizzato con finalità di controllo del rischio di inondazione, questo tipo di sistemi dovrà essere dimensionato in modo da garantire che sia sempre disponibile capacità di accumulo in occasione di eventi piovosi in modo da impedirne il by-pass in occasione di piogge significative.

In tabella 1 è riportato un esempio di alcune BMP associate ai principali processi fisici che le caratterizzano² (nella tabella sono stati evidenziati processi che agiscono sulla quantità dei deflussi).

² Escludendo, solo in prima istanza e per i soli fini classificatori, tutti i processi non prioritari si ottiene una corrispondenza fra ciascuna BMP ed il suo processo fisico prevalente. Si osserva che tale classificazione può risultare di particolare utilità al fine di studiare le effettive possibilità di

Tipo di BMP	Descrizione	Processo fisico			
		Convogliam,nto	Detenzione	Infiltrazione	Accumulo/riuso
Accumulo acqua, layout e gestione del sito	Piccole attività di manutenzione del sito e attenta progettazione.	O	O	+	O
Pavimentazioni permeabili	Permettono l'infiltrazione delle acque di pioggia negli strati sottostanti di terreno		+	+	O
Strisce di buffer	Strisce ricoperte di vegetazione con ridotta pendenza progettate per drenare le acque meteoriche dalle aree impermeabili nonché per filtrarne il contenuto in solidi sospesi	O	O	O	
Cunette	Canali poco profondi che conducono o ritengono le acque meteoriche (e che possono consentire l'infiltrazione se il terreno di sottofondo lo permette) La vegetazione filtra il particolato	+	+	O	
Stagni (stagni umidi)	Depressioni utilizzate per l'accumulo ed il trattamento delle acque meteoriche. Sono caratterizzati dalla presenza di un'area permanentemente riempita d'acqua e di vegetazione acquatica.		+	O	+
Aree umide	Simili agli stagni ma in questo caso il deflusso fluisce lentamente ma con continuità attraverso la vegetazione acquatica, la quale ha il compito di rallentarne il modo nonché di filtrarlo.	O	+	O	+
Bacini di detenzione	Depressioni in genere prive d'acqua, progettate per un apposito tempo di ritenzione		+		
"Soakaways"	Strutture sotterranee che consentono l'accumulo e il successivo allontanamento delle acque meteoriche mediante infiltrazione			+	
Trincee di infiltrazione	Trincee riempite di materiale lapideo che consentono l'infiltrazione attraverso la base e i lati dello scavo	O	+	+	
Bacini di infiltrazione	Depressioni che consentono l'accumulo ed il successivo allontanamento delle acque per infiltrazione		+	+	
Tetti verdi	Tetti ospitanti vegetazione capaci di ridurre sia il volume che la portata dei deflussi meteorici a valle		+		
"Bioretention areas"	Aree vegetate per l'accumulo e il trattamento delle acque prima dello scarico a valle o attraverso il terreno per infiltrazione		+	+	

implementazione di una data tecnica con riferimento alle prescrizioni normative vigenti: per questa ragione in successivi capitoli di questo testo si è privilegiata questa metodologia di classificazione delle BMP.

Tipo di BMP	Descrizione	Processo fisico			
		Convogliamento	Detenzione	Infiltrazione	Accumulo/riuso
Filtri di sabbia	Sistemi di trattamento che utilizzano letti di sabbia per filtrare i deflussi		+	O	
Tubazioni, accumulo idrico sotterraneo	Condotte utilizzate come sistema per l'accumulo ed il convogliamento delle acque	+	+		

Tabella 1– Esempi di BMP e processi fisici caratterizzanti (Legenda: + processo principale; O possibile, in dipendenza dalla progettazione)

Le BMP vengono classificate in molteplici maniere. Una prima classificazione possibile è quella che le divide in strutturali e non strutturali (Butler e Davies, 2000; Martin, Rupert et al., 2007). Le BMP strutturali consistono nella costruzione fisica di un sistema per la gestione delle acque di pioggia. Esse includono sistemi pensati e costruiti per garantire il controllo di quantità e qualità dell'acqua; essi sono basati principalmente sui processi fisici di accumulo o di infiltrazione nel suolo. Le BMP non strutturali includono un range di procedure, attività, proibizione ed altre opzioni di gestione miranti a limitare la conversione degli afflussi meteorici in deflussi. Nel seguito si porrà prevalente attenzione alle pratiche strutturali.

Una classificazione interessante (Butler e Davies, 2000) suddivide le BMP strutturali in:

- Strutture di smaltimento locale (*local disposal*),
- Strutture di controllo dell'immissione (*inlet control*),
- Strutture di accumulo in sito (*on-site storage*).

I metodi di smaltimento locale utilizzano la naturale capacità di infiltrazione del terreno per smaltire le acque di pioggia. Esistono diverse varianti, quali cunette erbose o pavimentazioni porose. In alcuni sistemi tutto il deflusso si infila nel terreno, in altri, è presente un sistema di drenaggio di tipo convenzionale con tubi per il deflusso in eccesso. Nei metodi di controllo dell'immissione le acque di pioggia possono essere controllate alla sorgente detenendole a monte dell'ingresso nelle reti fognarie, strozzando l'ingresso al sistema di drenaggio. I sistemi in uso includono il ristagno delle acque negli edifici tramite la realizzazione di tetti verdi, ai piedi dei pluviali, e nelle aree pavimentate. Negli schemi di accumulo in sito l'acqua è trattenuta localmente in serbatoi interrati o in stagni. La tabella 2 riporta una definizione e una classificazione delle opzioni di accumulo.

Classificazione	Definizione
<i>Durata dell'accumulo</i>	
Detenzione	Accumulo temporaneo e lento rilascio per attenuare il flusso
Ritenzione	Accumulo permanente senza rilascio. La rimozione avviene grazie ad evaporazione e/o infiltrazione.
<i>Configurazione</i>	
On-line	Costruita in serie con la fognatura con una portata continua in tempo secco e controllo del flusso in uscita.
Off-line	Costruita in parallelo con la fognatura senza portata in tempo secco né controllo del flusso in uscita
<i>Presenza di acqua ferma</i>	
"Wet"	Permanentemente riempito d'acqua
"Dry"	Asciutto quando non in uso
"Wet/dry"	In parte riempito d'acqua ma in parte asciutto
<i>Localizzazione</i>	
In superficie	Aree scavate o circondate da argini poste all'aperto
Sottoterra	Contenitori/serbatoi chiusi costruiti in situ o pre-fabbricati
<i>Funzione</i>	
Bilanciamento/accumulo di deflusso	Funzione primaria: attenuare il picco di portata
Qualità dell'acqua	Funzione primaria: migliorare la qualità del deflusso

Tabella 2 - Classificazione e definizioni delle forme di accumulo dei deflussi

La tabella 3 fornisce maggiori dettagli sulla classificazione e sulle caratteristiche delle BMP strutturali (Butler e Davies, 2000), insieme ad una sintetica elencazione dei relativi vantaggi e svantaggi.

<i>Opzione di BMP</i>	Esempi	Vantaggi	Svantaggi
<i>Local disposal</i>	Sistemi di infiltrazione (ad es. trincee di infiltrazione)	riduzione del deflusso di piogge di minore severità, ricarica della falda, riduzione dell'inquinamento	alti costi di realizzazione, ostruzione, inquinamento delle acque di falda
	Superfici vegetate (ad es. canali inerbiti)	ritardo del deflusso, estetica, riduzione degli inquinanti, costi di realizzazione contenuti	alti costi di manutenzione, inquinamento delle acque di falda
	Pavimentazioni porose	riduzione del deflusso di piogge di minore severità, ricarica della falda, riduzione dell'inquinamento	alto costo di realizzazione e manutenzione, intasamento, inquinamento delle acque di falda
<i>Inlet control</i>	accumulo dell'acqua nei tetti	ritardo del deflusso, raffrescamento dell'edificio, possibile protezione dal fuoco	incremento del carico sulla struttura, perdite di acqua attraverso il tetto, ostruzione all'uscita
	accumulo ai piedi dei pluviali	ritardo del deflusso, possibilità di riuso dell'acqua, piccole dimensioni	ridotta capacità, difficoltà di accesso
	Accumulo nelle aree pavimentate	ritardo nel deflusso, riduzione dell'inquinamento, possibili migliorie post costruzione	impedisce gli altri usi dall'area, in periodo di pioggia danneggia la superficie
<i>On-site storage</i>	Stagni	Grande capacità, riduzione del deflusso da piogge di grande severità, estetica, uso multi-funzione, riduzione dell'inquinamento	Alto costo di realizzazione e di manutenzione, grande area di impronta, inquinamento ed eutrofizzazione, possibilità di diventare luogo di riproduzione per insetti nocivi, estetica, rischi per la sicurezza
	Serbatoti interrati	riduzione del deflusso, derivante dagli eventi meteorici, riduzione dell'inquinamento, nessun impatto visivo, basso costo di realizzazione	alti costi di manutenzione, difficoltà di accesso
	Fognature sovra-dimensionate	riduzione del deflusso derivante dagli eventi meteorici, riduzione dell'inquinamento, nessun impatto visivo, basso costo di realizzazione	alti costi di manutenzione, difficoltà di accesso

Tabella 3- Classificazione delle BMP strutturali (modificata da Butler and Davies, 2000)

Le BMP possono anche essere classificate e rappresentate concettualmente in funzione della dimensione dell'area di applicazione (Marsalek, 2005; Shoemaker, Riverson et al., 2009) distinguendo:

- BMP a livello di parcella,
- BMP a livello di comunità,
- BMP a livello di bacino.

Le BMP applicate a livello di lotto rappresentano in genere interventi di piccole dimensioni, prevalentemente nella forma di controlli dell'origine dei deflussi. Tali misure includono: incrementata detenzione sugli edifici tramite tetti verdi o accumulo ai piedi dei pluviali, interventi per incrementare l'accumulo locale e/o l'infiltrazione, etc.

Le BMP a livello di comunità includono installazioni di maggiori dimensioni, stagni per le acque di pioggia, aree umide artificiali.

La pianificazione della gestione delle acque di pioggia a livello di bacino riconosce gli impatti cumulativi, protegge le peculiarità e le risorse del territorio, supporta decisioni a livello di uso del suolo, migliora le BMP per il controllo all'origine delle acque meteoriche. Inoltre assiste nella localizzazione delle installazioni (supportando, ad es. la scelta di asservirle a livello locale o regionale). Risorse locali considerate a livello di bacino includono: aree umide, aree allagabili/golene, zone ripariali (forestate), aree di buffer, terreni prativi e terreni agricoli.

Alla precedente classificazione l'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente degli Stati Uniti nell'ambito del progetto SUSTAIN (Lai, Dai et al., 2007), messo a punto per facilitare la selezione e localizzazione di BMP per la gestione dei deflussi urbani, aggiunge una interessante classificazione basata sulle loro caratteristiche geometriche; ciò porta a classificare le BMP in:

- BMP puntuali: pratiche che catturano il deflusso in uno specifico punto, e possono utilizzare una combinazione di detenzione, infiltrazione, evaporazione, sedimentazione e trasformazione per rimuovere gli inquinanti;
- BMP lineari: hanno forma stretta e allungata, adiacenti a corsi d'acqua/canali; forniscono in genere filtrazione del deflusso, assorbimento dei nutrienti, benefici accessori in termini di habitat per la fauna selvatica, valore estetico etc.;

- BMP areali: pratiche di gestione che richiedono superfici in genere piuttosto estese e che agiscono modificando le caratteristiche di aree impermeabili o copertura del terreno.

2.4. Gerarchia di intervento con le BMP

Per riprodurre al meglio il ciclo idrologico naturale di un bacino è possibile pensare a una applicazione a differenti livelli di priorità per le BMP. A ognuno di questi livelli possono essere maggiormente confacenti differenti BMP. La gerarchia opportuna risulta essere la seguente:

- prevenzione,
- controllo alla sorgente,
- controllo a livello di sito,
- controllo a livello regionale.

La prevenzione consiste in adeguati progetto e gestione del sito e mira a prevenire la formazione del deflusso ed il suo inquinamento (pratiche confacenti possono essere lo spazzamento di superfici come i parcheggi per rimuovere polvere e detriti) nonché l'accumulo ed il riutilizzo delle acque meteoriche.

Il controllo alla sorgente è costituito dal controllo del deflusso molto vicino alla sua fonte di origine (trincee, pavimentazioni permeabili e tetti verdi ne sono esempi).

Segue, a livello di priorità, il controllo a livello di sito. Una volta prodotto il deflusso, esso può essere gestito in un'area locale ad esempio dirigendo il deflusso proveniente dai tetti o da un parcheggio verso una più grande struttura di infiltrazione o un bacino di detenzione.

Può, invece, essere posto all'ultimo posto in ordine di preferenza il controllo del deflusso a livello regionale, che comporta la gestione del deflusso proveniente da uno o più siti mediante, tipicamente, un grande bacino di detenzione o un'area umida.

L'idea alla base di questo ordine di preferenza è quella di dare priorità, laddove possibile, a piccole pratiche con buon rapporto costi-benefici e agevoli da inserire all'interno del paesaggio urbano preferendo questo approccio al convogliamento di grandi portate di deflusso a valle di un intero bacino (soluzione "*end of pipe*").

2.5. Nuova costruzione o retrofit

L'ultimo aspetto che si intende considerare nell'ambito di questa prima caratterizzazione delle BMP riguarda la loro tempistica di inserimento dell'ambiente urbano mediante una breve disamina delle due possibili opzioni in tal senso cioè se contemporaneamente alla realizzazione di un piano di espansione edilizia ovvero come "retrofit". Quest'ultima opzione può essere definita come "la modifica di un sistema di drenaggio esistente mediante l'aggiunta di una caratteristica di drenaggio sostenibile per

migliorare l'efficienza del regime idraulico o migliorare la qualità del deflusso.(SNIFFER (Scotland and Northern Ireland Forum For Environmental Research) 2006).

Se minori appaiono le barriere all'implementazione di soluzioni di drenaggio basate su BMP per le nuove realizzazioni edilizie meno semplice appare il retrofit soprattutto per la mancanza di spazio all'interno di aree urbane già costruite.

Proprio per questo piccole BMP come serbatoi di accumulo possono essere considerati una soluzione laddove lo spazio sia particolarmente scarso. In queste situazioni i tetti verdi appaiono una buona soluzione, visto che sono più facili da integrare in strutture esistenti (Shutes e Raggatt, 2010).

In generale le BMP da considerare preferibili per il retrofit sono le seguenti (Woods-Ballard, Kellagher et al., 2007):

- tetti verdi,
- sistemi di infiltrazione,
- serbatoi di accumulo,
- strisce di buffer,
- trincee di infiltrazione,
- cunette vegetate,
- sistemi di bioritenzione,
- pavimentazioni permeabili,
- filtri di sabbia, bacini di detenzione.

Alcune barriere al retrofit (Hunt e Rogers, 2005) sono riassunte qui di seguito:

- mancanza di conoscenze o di consapevolezza,
- costo iniziale rilevante,
- costi di manutenzione,
- lunghi tempi di pay-back,
- complessità,
- percezione del pubblico,
- mancanza di esperienza,
- percezione e comportamento da parte del pubblico,
- accettazione sociale,
- vuoti legislativi,
- mancanza di informazione,
- problemi relativi alla qualità dei deflussi,
- questioni politiche.

Il retrofit di sistemi di drenaggio in aree urbane è stato condotto con successo in diverse parti del mondo sia inserendole come singole strutture sia come parti di treni di

trattamenti con altre BMP. Un interessante esempio di successo è quello implementato in un'area urbana a Malmo, Svezia, finalizzato a ridurre l'impatto delle inondazioni causate dagli scaricatori di piena da fognature miste che avvenivano a seguito di eventi piovosi particolarmente gravosi (Villarreal, Semadeni-Davies et al., 2004). Altri esempi di un approccio sistematico con finalità analoghe possono essere trovati un po' in tutto il mondo: esempi sono negli USA Catskill Watershed Corporation - Stormwater Retrofit Grant Program³, Charlottesville Stormwater Stewardship on Public Lands Program⁴ and so on...) o in Canada⁵.

³ www.cwconline.org/programs/strm_wtr/strm_wtr1.html#retro

⁴ www.charlottesville.org/index.aspx?recordid=259&page=635

⁵ es.: http://www.riversides.org/rainguide/riversides_hgr.php?cat=2&page=39&subpage=41

3. Analisi normativa e ambiti di applicabilità delle BMP

3.1. Introduzione

Lo studio della normativa di riferimento rappresenta un passo fondamentale al fine di determinare quali siano i concreti ambiti di applicabilità delle pratiche distribuite di gestione delle acque di pioggia. Va premesso che la normativa nazionale in materia risulta disomogenea sul territorio nazionale e per le ragioni cui si fa cenno nel seguito, in alcuni casi addirittura incompleta.

In ogni caso si è tentato di identificare nei limiti del possibile, un trend, un qualche tipo di denominatore comune su cui poter basare un ragionamento che permettesse di individuare linee di comportamento, approcci all'utilizzo delle BMP che potessero avere una certa generalità. È necessario osservare che il quadro normativo attuale non consente di potere trarre conclusioni di totale generalità. Ciò che si sintetizza nel presente capitolo, è, quindi, un'indicazione di prima approssimazione, utile soprattutto come stimolo alla discussione, piuttosto che un insieme di prescrizioni valide in tutto il territorio nazionale. L'analisi che qui si sintetizza cita, nei fatti, alcune normative locali che appaiono, allo scrivente, valide per sopportare un'implementazione concreta delle BMP.

Sotto queste purtroppo inevitabili limitazioni, sono stati, comunque, identificati i possibili "scenari di adozione" delle BMP: ogni BMP analizzata è stata cioè correlata alle localizzazioni e alle situazioni in cui la normativa ne rende possibile la concreta applicazione, indicando anche le eventuali prescrizioni per l'effettiva efficace implementazione in ognuna delle situazioni consentite⁶.

A questo scopo è stata condotta un'analisi della normativa vigente sulla difesa del suolo e la gestione sostenibile delle risorse idriche, incentrata sul D.Lgs 152/2006 (cosiddetto Testo Unico Ambientale). Tale D.Lgs ha costituito, in effetti, il punto di partenza dell'analisi, che si è poi concentrata sulla normativa adottata su questo tema dalle Regioni e Province autonome, alle quali sono delegate ampie prerogative.

In un primo momento ci si è riferiti in via generale alla normativa vigente sulle acque di prima pioggia, di seconda pioggia e di lavaggio delle aree esterne, mirando a individuare un denominatore comune fra i differenti approcci esistenti nel nostro Paese in materia.

Un ulteriore approfondimento è stato effettuato in relazione al caso delle infrastrutture viarie, partendo dallo studio effettuato dalla Regione Emilia Romagna sugli aspetti dei deflussi idrici di origine meteorica ad esse relativi, allo scopo di individuare ulteriori fattori di caratterizzazione per l'uso delle BMP da utilizzarsi per la individuazione degli schemi costruttivi e delle loro condizioni di applicabilità.

⁶ Si ribadisce che queste prescrizioni, pur di non diretta applicabilità su tutto il territorio nazionale sono comunque effettivamente cogenti in determinate località, come si vedrà appresso in questo capitolo

3.2. Acque di prima, seconda pioggia e di lavaggio delle aree esterne

La normativa individuata come primo riferimento, come citato in precedenza, è il D.Lgs 152/2006 "Norme in materia ambientale" (parte terza), fulcro della normativa in materia di tutela e gestione sostenibile delle risorse idriche: al suo interno, l'articolo 113 demanda alle Regioni e Province Autonome⁷ la disciplina delle forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate, nonché dei casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre tipologie di condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni. Il citato articolo dispone inoltre che le Regioni disciplinino altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari ipotesi nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento dalle superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici. Le acque meteoriche non disciplinate in attuazione del sopra nominato art. 113 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dal decreto legislativo 152/2006; rimane, comunque, *"vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee"*⁸.

Le Regioni e le Province autonome hanno normato il settore, quindi, a partire dal recepimento della precedente normativa. Si è in presenza, per effetto di questa delega, di un insieme di prescrizioni fra le quali si è ritenuto necessario trovare un comune denominatore da porre in relazione con l'effettiva realizzabilità dei vari interventi e pratiche di gestione delle acque meteoriche.

In effetti, sebbene le metodologie seguite, gli strumenti individuati e, in qualche caso, anche la nomenclatura scelta da ogni singola Regione o Provincia autonoma siano

⁷ nel seguito indicate con la sola espressione "le Regioni"

⁸ Di seguito si riporta integralmente il testo dell'articolo 113.

Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia

1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:

a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;

b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.

3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.

4. È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee.

differenti, appare possibile individuare alcune linee di indirizzo in comune⁹. Su queste si riferisce nel seguito.

Si può affermare che, in linea generale, le Regioni abbiano ritenuto di privilegiare¹⁰ soluzioni che consentano di ridurre “a monte” le portate meteoriche circolanti nelle reti fognarie, attraverso la raccolta delle acque meteoriche non suscettibili di essere contaminate ed il loro smaltimento sul suolo, negli strati superficiali del sottosuolo ovvero, in subordine, nei corsi d’acqua superficiali.

In sintesi si può affermare quanto segue.

Nelle aree a destinazione residenziale (non ancora urbanizzate), per le quali non è configurabile un’ apprezzabile contaminazione delle acque meteoriche, le Regioni puntano (ove possibile in relazione alle caratteristiche del suolo o in subordine della rete idrografica) al completo smaltimento in loco delle acque dei tetti e delle superfici impermeabilizzate non suscettibili di essere contaminate da sostanze pericolose. Ove non si verificano tali condizioni, puntano a prevedere lo smaltimento delle portate meteoriche attraverso fognatura.

Nelle aree a destinazione produttiva/commerciale sono previsti, a carico dei titolari degli insediamenti, da un lato gli interventi di separazione delle acque di prima pioggia derivanti dalle superfici suscettibili di essere contaminate e l’immissione delle stesse nella fognatura nera aziendale¹¹, dall’altro lo smaltimento diretto in loco – ove possibile in relazione alle caratteristiche del suolo o in subordine della rete idrografica – delle acque cosiddette di seconda pioggia nonché delle acque meteoriche dalle coperture dei fabbricati e dalle superfici impermeabili non suscettibili di essere contaminate (Regioni Emilia Romagna e Lombardia, Provincia di Bolzano, Regione Lombardia, 2005; Mitchell e Diaper, 2006; Provincia di Bolzano, 2008).

Quanto appena riferito va visto come una sintesi, necessariamente approssimata, di una realtà piuttosto disomogenea: ad es. la Regione Piemonte indica espressamente¹² quali

⁹ Alcuni di tali Enti hanno concentrato le indicazioni più rilevanti in un Regolamento apposito (come ad es. Regione Piemonte o Provincia di Bolzano); in altri casi è stato necessario, seppure in presenza di Leggi e Regolamenti regionali in materia, giungere fino al PTUA (Programma di Tutela e Uso delle Acque) per avere ulteriori fondamentali indicazioni e linee guida a carattere generale riguardante la possibilità di impiego di BMP. Ciò è avvenuto, ad es. per la Regione Lombardia, nel cui caso l’appendice G alle norme tecniche di attuazione del PTUA fornisce importanti direttive come quelle inerenti la riduzione delle portate meteoriche drenate, vasche di accumulo di prima pioggia, limitazioni delle portate meteoriche recapitate nei ricettori.

¹⁰ Almeno tra quelle che hanno normato il settore utilizzando effettivamente le possibilità presentata dal D.Lgs 152/2006

¹¹ Se presente, o comunque, in pubblica fognatura, previo opportuno iter autorizzativo per lo scarico.

¹² Esse sono indicate nell’art. 7 del Decreto del Presidente della Giunta regionale del Piemonte del 20 febbraio 2006 n. 1/R e sono quelle provenienti dalle superfici scolanti di insediamenti ed installazioni in cui si svolgono o siano insediati:

sono i soggetti obbligati alla "formazione, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e l'immissione nel recapito finale delle acque di prima pioggia e di lavaggio" e prevede per tali acque come destinazione preferenziale la pubblica fognatura. Tutto ciò mentre la stessa normativa piemontese sottopone le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento effettuate tramite altre condotte separate prima del loro recapito nel corpo ricettore, ai trattamenti previsti dai regolamenti edilizi comunali sulla base di specifiche direttive adottate dalla Giunta regionale (Regione Piemonte, Regione Piemonte, 2006, Art. 3)¹³ e stabilisce, inoltre, che "le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento provenienti da opere e interventi soggetti alle procedure di valutazione di impatto ambientale sono soggette, ove necessario, alle prescrizioni dettate dal provvedimento con cui l'autorità competente rende il giudizio di compatibilità ambientale" (Regione Piemonte, 2006, Art. 4). Ed ancora, demanda ai Piani d'ambito del servizio idrico integrato la programmazione della "realizzazione degli interventi previsti dal Piano di tutela delle acque volti alla riduzione del carico inquinante degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate, secondo le modalità e i tempi dallo stesso previsti" (Regione Piemonte, 2006, Art 2).

La Regione Lombardia, redige analoghi elenchi di soggetti su cui ricade l'obbligo della "formazione, il coinvolgimento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico" delle acque di prima pioggia nonché di quelle di seconda pioggia qualora l'autorità competente accerti l'inquinamento di tali acque da sostanze asportate o in soluzione, derivante dal percolamento delle acque meteoriche tra materie prime, prodotti intermedi e finiti, sottoprodotti, rifiuti o quant'altro accatastato o depositato sulle superfici stesse" (Regione Lombardia, 2006, Art. 3 comma 3).

In Piemonte l'immissione nei recapiti stabiliti per le acque di prima pioggia e di lavaggio¹⁴ è soggetta all'adozione e al mantenimento in buono stato di manutenzione dei sistemi di raccolta e trattamento proposti in un piano di prevenzione e di gestione redatto

-
- a) le attività di cui all'Allegato I del decreto legislativo 18 febbraio 2005, n. 59 (Attuazione integrale della direttiva 96/61/CE relativa alla prevenzione e riduzione integrate dell'inquinamento);
 - b) le attività di distribuzione del carburante;
 - c) gli stabilimenti di lavorazione di oli minerali non rientranti nelle fattispecie di cui alla lettera a) ed i depositi per uso commerciale delle stesse sostanze;
 - d) i centri di raccolta, deposito e trattamento di veicoli fuori uso;
 - e) i depositi, i centri di raccolta, trattamento e trasformazione dei rifiuti e le discariche non rientranti nelle attività di cui alla lettera a);
 - f) le aree intermodali destinate all'interscambio di merci e materiali.

¹³ Rientrano in questo ambito le acque meteoriche di dilavamento dei tetti, delle pensiline e dei terrazzi degli insediamenti e delle installazioni, nonché la parte delle acque meteoriche di dilavamento eccedente le acque di prima pioggia.

¹⁴ Le acque di prima pioggia e di lavaggio sono recapitate in ordine preferenziale:

- a) in pubblica rete fognaria;
- b) in acque superficiali;
- c) sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, in assenza di alternative tecnicamente ed economicamente realizzabili anche in rapporto ai benefici ambientali conseguibili.

dal gestore dell'impianto in conformità alle disposizioni della Regione ed approvato, con le prescrizioni del caso, dall'autorità competente al controllo degli scarichi (Regione Piemonte, 2006, Art. 9). Le acque di seconda pioggia, invece, sono "sottoposte, prima del loro recapito nel corpo ricettore, ai trattamenti previsti dai regolamenti edilizi comunali sulla base di specifiche direttive adottate dalla Giunta regionale" (Regione Piemonte, 2006, Art. 3). Particolare importanza è assegnata, infine, ad una visione coordinata (oltre che rapportata alle specificità locali) degli interventi di gestione delle acque meteoriche, di dilavamento e di lavaggio delle aree esterne mediante inserimento, a seconda dello specifico tipo di acque oggetto della normazione, nei PTA¹⁵, nei Piani d'ambito del servizio idrico integrato o, come avviene, ad es. nel caso del Piemonte (e con specifico riferimento alle problematiche inerenti le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne di particolari insediamenti o installazioni, mediante un apposito Piano di prevenzione e di gestione da presentarsi da parte del titolare dell'attività.

3.3. Acque di prima pioggia dalle reti viarie

Attenzione peculiare va indirizzata al caso delle reti viarie: la Regione Emilia Romagna, ad esempio, dedica ad esse espressa considerazione; inoltre, ha inserito all'interno della normativa vigente (Regione Emilia Romagna, Mitchell e Diaper, 2006) interessanti risultati provenienti da un'analisi della letteratura scientifica in materia. Di questa analisi si propone una rapida sintesi nel seguito, visto che da essa possono derivarsi elementi utili per la messa a punto di linee guida per l'adozione di taluni tipi di BMP.

Alla presenza nel territorio di infrastrutture viarie si connette la necessità della scelta, progettazione e gestione di sistemi tampone per mitigare l'inquinamento delle acque di prima pioggia dalle reti viarie (Regione Emilia Romagna, Mitchell e Diaper, 2006).

Le strade e il relativo traffico di veicoli sono, infatti, una delle più significative cause di inquinamento delle acque superficiali (EU, 2001). Le condizioni idrografiche limitrofe alla infrastruttura viaria e l'intensità degli eventi meteorologici condizionano il trasporto degli inquinanti nei corpi idrici recettori (Croke, Mockler et al., 2005). L'effetto del dilavamento delle strade e del trasporto dei potenziali inquinanti è amplificato dalla diretta connessione idraulica e dalla immissione delle acque di prima pioggia (Sriyaraj e Shutes, 2001). Gli elementi, potenzialmente pericolosi per le biocenosi acquatiche e per la funzionalità dei corsi d'acqua sono contenuti in composti (Sartor e Boyd, 1972) che aumentano in ragione del numero e tipologia di veicoli transitati, della durata del tempo secco antecedente al dilavamento meteorico e per le peculiarità (linearità, limiti di velocità, semafori, tipo di asfalto) della stessa via di comunicazione. L'inquinamento prodotto consta di componenti organiche e inorganiche, che derivano:

¹⁵ Piano di Tutela delle Acque

- dai veicoli: ciò a causa di perdita di lubrificanti, emissioni della combustione, consumo di parti deperibili (freni, pneumatici, frizione) , accidentali perdite del carico;
- dalle strade: per manutenzione, usura del manto, antigelo;
- dalle condizioni ambientali: deposizioni umide e secche, trasporto e/o asportazione da parte del vento.

In sintesi, le acque di prima pioggia trasportano dalle strade ai corpi idrici recettori sia contaminanti in soluzione sia particelle solide che a loro volta possono essere originariamente tossiche o avere assorbito composti organici e inorganici tossici (Ellis, 1989; Ellis, 2000). Il meccanismo di trasporto di maggiore importanza è, quindi, associato al sedimento e questa condizione fissa le principali finalità dei sistemi di abbattimento considerati più efficienti, che consistono nell'intrappolare la frazione solida facilitandone la sedimentazione (Ellis, 1991).

Considerazioni aggiuntive possono riguardare variabili di difficile quantificazione quali:

- l'abbondanza di composti inquinanti in relazione alla durata del tempo secco antecedente all'evento meteorico;
- l'intensità della precipitazione meteorica;
- la deposizione apportata dalla stessa pioggia;
- il trasporto e/o l'asportazione di particelle a causa del vento.

A tutto ciò si deve aggiungere la presenza di più recenti elementi imputabili ai cambiamenti tecnologici avvenuti nel campo dei veicoli a motore (platino, palladio, rodio).

Quanto sopra esposto determina la necessità della presenza di aree tampone da frapporre fra le infrastrutture viarie ed i punti di recapito finale nel corpo idrico recettore. Le aree tampone consistono in aree coperte da una vegetazione perenne (erbacea o piccolo arbustiva) e gestite in modo da ridurre l'impatto di potenziali inquinanti provenienti dal dilavamento delle acque di prima pioggia. Sono in grado di ridurre le velocità di scorrimento delle acque e favorirne l'infiltrazione nel terreno. La riduzione della velocità di flusso contribuisce alla rimozione dei solidi sospesi attraverso la sedimentazione e diminuisce, nel contempo, la potenziale erosione del suolo. La presenza di una copertura erbacea facilita la "filtrazione" delle acque di scorrimento superficiale e serve a trattenere, in modo molto efficace, i solidi sospesi. Una configurazione di esempio per tali aree è data dalle BMP denominate cunette erbose . Esse sono realizzate per far defluire le acque di pioggia in maniera regolare perché sfruttano la capacità della vegetazione di ridurre la velocità di deflusso. Per controllare i picchi di portata le cunette erbose vengono spesso utilizzate in combinazione con altri sistemi tampone quali piccoli invasi o fasce vegetate. In alternativa una possibile proposta consiste nell'uso di pavimentazioni permeabili.

3.4. Ambiti di applicabilità delle BMP: criteri di scelta

All'interno della variegata normativa in materia di gestione delle acque meteoriche si è cercato di individuare una serie di principi condivisi che, da un lato, potessero essere invocati come comune denominatore che consenta una concreta implementazione sul territorio delle pratiche di gestione delle acque meteoriche oggetto di questo studio, dall'altro che potessero essere correlati nella maniera più diretta possibile agli schemi costruttivi di riferimento nel seguito individuati e posti alla base delle valutazioni economiche delle BMP considerate.

A tal proposito si è notato che è possibile correlare la normativa (e quindi la possibile autorizzazione/impedimento all'adozione di determinate pratiche) non tanto a singoli schemi o conformazioni di manufatti ma quanto al fenomeno fisico utilizzato per la gestione dei deflussi: vengono autorizzate (o impedito, ovviamente), cioè, pratiche di: infiltrazione, filtrazione, accumulo etc... dei deflussi. E' questo il motivo per cui si è fatto riferimento alla classificazione delle BMP effettuata secondo il fenomeno fisico prevalente da esse impiegato (CIRIA, 2007; Shoemaker, Riverson et al., 2009), per poi correlarle, tramite esso, alla disciplina normativa ed autorizzativa generando, quindi, degli scenari di adozione delle BMP.

3.5. Ambiti di applicabilità delle BMP: scenari di adozione

Nel seguito si riportano gli scenari di adozione individuati alla luce dell'analisi condotta della normativa vigente. Per la loro determinazione si è scelto di ispirarsi largamente alla normativa approvata sul tema dalla Provincia autonoma di Bolzano (Provincia di Bolzano, 2002; Provincia di Bolzano, 2008) visto che essa è apparsa ispirata a principi sufficientemente condivisi su scala nazionale da potere supportare una proposta di massima per una concreta implementazione delle BMP in studio: il principio di fondo di questa normativa consiste nel puntare a ridurre il deflusso superficiale dalle zone urbanizzate nonché nel favorire l'alimentazione delle falde acquifere: sono previsti la raccolta ed il riutilizzo o in subordine la dispersione nel suolo delle acque meteoriche. Se ciò non è possibile o opportuno in rapporto alla situazione locale, tali acque possono essere immesse in acque superficiali.

Gli scenari di adozione sono stati descritti mediante tabelle, associate a note di commento.

3.5.1. Classificazione delle acque meteoriche

Preliminarmente alla descrizione degli scenari di adozione è stata riportata una classificazione delle acque meteoriche (Provincia di Bolzano, Provincia di Bolzano, 2008), distinte nelle seguenti quattro categorie, in rapporto al grado di inquinamento che dipende principalmente dalla loro provenienza:

- 1) **“acque meteoriche non inquinate”**; derivanti dalle seguenti superfici:

- tetti in zone residenziali e miste;
- piste pedonali e ciclabili;
- impianti sportivi e di ricreazione;
- cortili in zone residenziali con traffico motorizzato molto limitato;
- strade in zone residenziali con traffico giornaliero medio (TGM), inferiore a 500 autoveicoli al giorno;
- parcheggi in zone residenziali a bassa densità abitativa, costituite prevalentemente da case singole, case a schiera, ecc.;

2) “**acque meteoriche moderatamente inquinate**”, derivanti dalle seguenti superfici:

- tetti in zone industriali;
- superfici impermeabilizzate di cortili ed aree di transito in zone miste, zone produttive e zone industriali;
- strade con traffico giornaliero medio (TGM) fino a 5.000 autoveicoli al giorno, escluse quelle in zone residenziali con traffico inferiore a 500 autoveicoli al giorno;
- parcheggi a frequenza di utilizzo da bassa a moderata, come quelli di condomini, di edifici adibiti ad uffici, di stabilimenti dell’artigianato e dell’industria, di piccole attività commerciali, nonché piazzali di mercati, parcheggi ad uso stagionale, ecc.;
- cortili di aziende agricole e di aziende zootecniche;

3) “**acque meteoriche inquinate**”, derivanti dalle seguenti superfici:

- strade con oltre 5.000 autoveicoli al giorno (TGM);
- parcheggi con elevata frequenza di utilizzo, come quelli di esercizi commerciali medi e grandi, quelli nelle zone centrali dei centri abitati, ecc.;
- gallerie stradali con lunghezza superiore a 300 m;

4) “**acque meteoriche sistematicamente inquinate**”, derivanti dalle seguenti superfici con elevato pericolo d’inquinamento:

- aree di travaso di sostanze inquinanti;
- piazzali di lavaggio;
- aree per la manutenzione di veicoli;
- piazzali e zone di transito in caso di depuratori, discariche, impianti di cernita/trattamento/riciclaggio rifiuti, sui quali si svolgono attività inquinanti;
- zone di carico/scarico di attività produttive dei settori industria chimica, trattamento e rivestimento metalli;
- depositi di rottami;

- altre aree sulle quali si svolgono attività produttive inquinanti.

Nel caso in cui su acque meteoriche classificabili come moderatamente inquinate venga applicata la separazione delle acque di prima pioggia, queste ultime sono classificate come acque meteoriche inquinate, mentre quelle di seconda pioggia come non inquinate.

Nel caso in cui su acque meteoriche classificabili come inquinate venga applicata la separazione delle acque di prima pioggia, queste ultime sono classificate come acque meteoriche sistematicamente inquinate, mentre quelle di seconda pioggia come moderatamente inquinate.

Nel caso in cui su acque meteoriche classificabili come sistematicamente inquinate venga applicata la separazione delle acque di prima pioggia, le acque di prima pioggia sono classificate come acque meteoriche sistematicamente inquinate, mentre, salvo casi particolari, quelle di seconda pioggia vengono classificate come moderatamente inquinate.

3.5.2. Scenari di adozione delle BMP

La Tabella 4 riporta i simboli utilizzati per indicare l'opportunità di adozione, adoperati nelle tabelle seguenti, ove vengono sinteticamente descritti i possibili scenari di adozione delle principali BMP. In tali tabelle (dalla tabella 5 alla tabella 8), ognuna delle classi di acque meteoriche indicate in precedenza viene correlata con le tecniche di gestione (infiltrazione, accumulo, etc.,...) che la normativa indica come effettivamente implementabili.

Simbolo	Opportunità di adozione di una determinata pratica
++	in genere sempre ammessa
-	problematica
--	molto problematica, in genere non adatta

Tabella 4- Simboli utilizzati per indicare l'opportunità di adozione

Classe di acque meteoriche	Acque meteoriche non inquinate		
Provenienza Queste acque derivano dalle seguenti superfici:	Misure di gestione		Altre soluzioni ammissibili Sono ammesse anche soluzioni combinate di gestione, ad es.:
<ul style="list-style-type: none"> • tetti in zone residenziali e miste; • piste pedonali e ciclabili; • impianti sportivi e di ricreazione; • cortili in zone residenziali con traffico motorizzato molto limitato; • strade in zone residenziali con traffico giornaliero medio (TGM) inferiore a 500 autoveicoli al giorno; • parcheggi in zone residenziali a bassa densità abitativa, costituite prevalentemente da case singole, case a schiera, ecc. 	++	contenere il deflusso di acque meteoriche: <ul style="list-style-type: none"> • <u>pavimentazioni permeabili, tetti verdi</u> 	<ul style="list-style-type: none"> • tetto verde con troppo pieno in infiltrazione (ev. con troppo pieno d'emergenza in acque superficiali); • impianto d'utilizzo con troppo pieno in infiltrazione (ev. con troppo pieno d'emergenza in acque superficiali); • parcheggi con cubettature rinverdate, ev. con troppo pieno in acque superficiali; • fossi d'infiltrazione lungo le strade in zone residenziali ev. con troppo pieno in acque superficiali.
	++	utilizzo delle acque dei tetti	
	++	infiltrazione (superficiale, superficiale e sotterranea combinata, sotterranea*) * Impianti d'infiltrazione realizzati nei piani interrati sono ammessi esclusivamente per le acque dei tetti. * Per superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 100 m ² pretrattamento tramite filtro (ad es. filtro a zeolite).	
-	immissione in acque superficiali (solo in casi eccezionali tecnicamente motivati) <ul style="list-style-type: none"> • Per superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 500 m² pretrattamento tramite filtro (ad es. filtro a zeolite). 		

Tabella 5 - Tecniche di gestione utilizzabili per acque non inquinate

Classe di acque meteoriche	Acque meteoriche moderatamente inquinate		
Provenienza Queste acque derivano dalle seguenti superfici:	Misure di gestione	Altre soluzioni ammissibili	
<ul style="list-style-type: none"> • tetti in zone industriali; • superfici impermeabilizzate di cortili ed aree di transito in zone miste, zone produttive e zone industriali; • strade con traffico giornaliero medio (TGM) fino a 5.000 autoveicoli al giorno, escluse quelle in zone residenziali con traffico inferiore a 500 autoveicoli al giorno; • parcheggi a frequenza d'utilizzo da bassa a moderata, come quelli di condomini, di edifici adibiti ad uffici, di stabilimenti dell'artigianato e dell'industria, di piccole attività commerciali, nonché piazzali di mercati, parcheggi, ad uso stagionale, ecc.; • cortili d'aziende agricole e d'aziende zootecniche. 	++	contenere il deflusso di acque meteoriche: <ul style="list-style-type: none"> • pavimentazioni permeabili, tetti verdi 	Sono ammesse anche soluzioni combinate di gestione (ev. anche con separazione delle acque di prima pioggia particolarmente inquinate).
	++	utilizzo delle acque dei tetti	
	++	infiltrazione (superficiale, superficiale e sotterranea combinata)	
	-	immissione in acque superficiali <ul style="list-style-type: none"> • pretrattamento almeno tramite pozzetto fanghi • per superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 500 m² pretrattamento tramite filtro (ad es. filtro a zeolite) • ev. trattamento più spinto e/o misure di ritenzione 	
	--	infiltrazione (sotterranea) <ul style="list-style-type: none"> • è vietato realizzare impianti d'infiltrazione nei piani interrati • per superfici inferiori a 500 m² pretrattamento tramite pozzetto fanghi • per superfici superiori a 500 m² pretrattamento tramite separatore di classe II • per superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 100 m² pretrattamento tramite filtro (ad es. filtro a zeolite) 	

Tabella 6 - Tecniche di gestione utilizzabili per acque moderatamente inquinate

Classe di acque meteoriche	Acque meteoriche inquinate		
Provenienza Queste acque derivano dalle seguenti superfici:	Misure di gestione		Altre soluzioni ammissibili
<ul style="list-style-type: none"> • strade con oltre 5.000 autoveicoli al giorno (TGM); • parcheggi con elevata frequenza di utilizzo, come quelli di esercizi commerciali medi e grandi, quelli nelle zone centrali dei centri abitati, ecc.; • gallerie stradali con lunghezza superiore a 300 m. 	++	contenere il deflusso di acque meteoriche: <ul style="list-style-type: none"> • pavimentazioni permeabili 	Sono ammesse anche soluzioni di gestione combinate (ev. anche con separazione delle acque di prima pioggia particolarmente inquinate).
	++	utilizzo delle acque meteoriche dei parcheggi ev. per l'irrigazione	
	++	infiltrazione (superficiale, superficiale e sotterranea combinata) <u>solo attraverso il passaggio di uno strato di terreno organico rinverdito</u>	
	-	immissione in acque superficiali <ul style="list-style-type: none"> • per superfici inferiori a 500 m² pretrattamento tramite pozzetto fanghi • per superfici superiori a 500 m² pretrattamento tramite separatore di classe II • ev. trattamento più spinto e/o misure di ritenzione 	
	--	infiltrazione (sotterranea) <ul style="list-style-type: none"> • per superfici inferiori a 500 m² pretrattamento tramite separatore di classe II • per superfici superiori a 500 m² pretrattamento tramite separatore di classe I 	

Tabella 7 -Tecniche di gestione utilizzabili per acque inquinate

Classe di acque meteoriche	Acque meteoriche sistematicamente inquinate	
Provenienza derivanti dalle seguenti superfici ad elevato rischio d'inquinamento:	Misure di gestione	
<ul style="list-style-type: none"> • aree di travaso di sostanze inquinanti; • piazzali di lavaggio; • aree per la manutenzione di veicoli; • piazzali e zone di transito presso depuratori, discariche, impianti di cernita/trattamento/riciclaggio rifiuti, dove si svolgono attività inquinanti; • zone di carico/scarico di attività produttive dei settori industria chimica, trattamento e rivestimento metalli; • depositi di rottami; • altre aree sulle quali si svolgono attività produttive inquinanti. 	++	contenere il deflusso di acque meteoriche: • riduzione e delimitazione delle superfici
	++	immissione in acque superficiali tramite rete fognaria nera o mista: • pretrattamento ad es. con separatore di classe I.
	-	- immissione in acque superficiali tramite rete fognaria per le acque meteoriche o altro canale diretto: • pretrattamento atto al rispetto di opportuni limiti di emissione tabellati • ev. trattamento più spinto.
	--	infiltrazione • pretrattamento atto al rispetto di opportuni limiti di emissione tabellati • ev. trattamento più spinto
	E' ammessa la separazione delle acque di prima pioggia particolarmente inquinate.	

Tabella 8 -Tecniche di gestione utilizzabili per acque sistematicamente inquinate

3.6. Norme di attuazione

Si enunciano qui di seguito alcune norme di attuazione¹⁶ da tenere in considerazione per una efficace implementazione degli scenari menzionati in precedenza.

3.6.1. Immissione di acque meteoriche sul suolo o nel sottosuolo

L'immissione delle acque meteoriche sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo tramite dispersione è realizzata sfruttando il più possibile lo strato di terreno non saturo. Sono da adottare, di regola, sistemi di infiltrazione superficiale ed in particolare quei sistemi in cui l'infiltrazione avviene attraverso uno strato di terreno organico rinverdito, se necessario anche combinati con sottostanti drenaggi di dispersione.

Per i sistemi funzionanti tramite fosse o bacini di dispersione, lo strato superficiale di terreno organico rinverdito ha uno spessore di almeno 20 cm. Per le acque meteoriche inquinate, la dispersione avviene sempre mediante il passaggio attraverso uno strato di terreno organico rinverdito.

Sistemi di infiltrazione quali pozzi perdenti, tubi drenanti o trincee drenanti, in cui la dispersione avviene direttamente nel sottosuolo, possono essere adottati solamente, quando la realizzazione di sistemi di infiltrazione superficiale non sia possibile ed esclusivamente per la dispersione delle acque meteoriche classificate come non inquinate, moderatamente inquinate e per quelle inquinate. In particolare per le acque meteoriche moderatamente inquinate e per quelle inquinate tali sistemi possono essere ammessi soltanto, quando anche l'immissione in acque superficiali non sia possibile. Prima della loro dispersione direttamente nel sottosuolo, le acque meteoriche sono sottoposte almeno ai seguenti pretrattamenti:

- a) acque meteoriche moderatamente inquinate, derivanti da superfici inferiori a 500 m²: pozzetto fanghi, eccetto le acque di seconda pioggia;
- b) acque meteoriche moderatamente inquinate, derivanti da superfici superiori a 500 m²: separatore di classe II secondo la norma UNI EN 858-1 o trattamento equivalente;
- c) acque meteoriche inquinate, derivanti da superfici inferiori a 500 m²: separatore di classe II secondo la norma UNI EN 858-1 o trattamento equivalente;
- d) acque meteoriche inquinate, derivanti da superfici superiori a 500 m²: separatore di classe I secondo la norma UNI EN 858-1 o trattamento equivalente.

La realizzazione di pozzi perdenti nei piani interrati è ammessa esclusivamente per le acque meteoriche non inquinate provenienti dai tetti, dato che si riduce lo spessore di filtrazione attraverso il sottosuolo insaturo ed in caso di inquinamenti gli interventi di bonifica risulterebbero complessi ed onerosi.

¹⁶ Esse sono tratte essenzialmente dalla normativa della Provincia di Bolzano ma appaiono utili come riferimento generale

Per la dispersione deve essere garantito uno spessore minimo di infiltrazione pari a un metro prima che l'acqua raggiunga il livello massimo della falda freatica (valore medio dei valori massimi relativi a più anni). L'immissione diretta delle acque meteoriche nelle acque sotterranee è vietata.

La dispersione è realizzata, di norma, in modo "decentrato", in corrispondenza o in prossimità delle aree scolanti.

Nelle aree di tutela di acque potabili possono vigere prescrizioni particolari: ciò costituisce una delle ragioni per ribadire la necessità di considerare gli strumenti forniti in questo testo (a partire dagli scenari di adozione) come tool di prima approssimazione; l'effettiva applicazione delle BMP trattate in questo testo non può comunque prescindere da una fase di approfondimento della conoscenza della realtà locale.

Le acque meteoriche provenienti da superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 100 m² sono pretrattate con filtri idonei a trattenere i metalli pesanti, ad esempio filtri a zeolite, se è prevista la dispersione direttamente nel sottosuolo.

3.6.2. Immissione di acque meteoriche in acque superficiali

Le acque meteoriche non inquinate, per le quali non è prescritta la raccolta o la dispersione sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, possono essere immesse in acque superficiali senza alcun pretrattamento. Per le acque meteoriche moderatamente inquinate, per quelle inquinate e per quelle sistematicamente inquinate, l'immissione in acque superficiali è ammessa solo in casi tecnicamente motivati.

Le acque meteoriche sono sottoposte, prima dell'immissione in corsi d'acqua superficiale, almeno ai seguenti pretrattamenti:

- a) acque meteoriche moderatamente inquinate: pozzetto fanghi, eccetto le acque di seconda pioggia;
- b) acque meteoriche inquinate, derivanti da superfici inferiori a 500 m²: pozzetto fanghi;
- c) acque meteoriche inquinate, derivanti da superfici superiori a 500 m²: separatore di classe II secondo la norma UNI EN 858-1 o trattamento equivalente.

In rapporto al raggiungimento degli obiettivi di qualità ambientale dei corpi idrici possono essere richiesti trattamenti più spinti, come quelli realizzati con sistemi di dispersione superficiale, combinati con sottostanti drenaggi di dispersione o bacini di ritenzione con infiltrazione. Sono esclusi dall'obbligo di pretrattamento le immissioni derivanti da ponti e viadotti di lunghezza inferiore a 25 m.

Se le caratteristiche ambientali e idrauliche del corso d'acqua ricettore lo rendono necessario o se la capacità idraulica della rete fognaria è insufficiente, sono previsti interventi per la ritenzione dell'acqua meteorica idonei a ottenere un abbassamento del

picco di piena. Per superfici scolanti superiori a 2 ha sono previsti sistemi di ritenzione idonei a garantire un deflusso massimo di 50 l/s·ha.

Le acque meteoriche provenienti da superfici in rame, zinco e piombo, non rivestite, con superficie superiore a 500 m² sono pretrattate con filtri idonei a trattenere i metalli pesanti, ad esempio filtri a zeolite, se è prevista l'immissione in acque superficiali.

4. Analisi delle BMP

4.1. Premessa

Come accennato in precedenza, ci si è riferiti alla classificazione delle Best Management Practices proposta, fra gli altri, dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente degli Stati Uniti (CIRIA, 2007; Shoemaker, Riverson et al., 2009), che consiste nell'associare a ogni BMP il fenomeno fisico prevalente su cui si basa il suo funzionamento

Con riferimento alla tabella 1, l'analisi oggetto del presente lavoro è stata svolta solo per una parte delle pratiche individuate, tutte caratterizzate dall'essere distribuite sul territorio, e che si basano principalmente sui fenomeni di infiltrazione, filtrazione ed evapotraspirazione:

- tetti verdi (evapotraspirazione/accumulo);
- cunette erbose (infiltrazione/filtrazione);
- trincee di infiltrazione (accumulo/infiltrazione);
- pavimentazioni permeabili (accumulo/infiltrazione).

Ogni intervento di BMP è stato analizzato, descrivendone le caratteristiche costruttive fondamentali, la metodologia di dimensionamento, l'efficienza di mitigazione in termini di quantità e/o qualità dei deflussi, le attività necessarie alla gestione e manutenzione nel corso della sua vita utile, nonché i possibili ambiti di applicabilità con riferimento agli scenari di adozione descritti nel precedente capitolo.

E' stato quindi possibile identificare, per ciascuna BMP, uno o più schemi costruttivi di riferimento, che racchiudono tutte le caratteristiche e le prescrizioni progettuali necessarie al corretto funzionamento dell'intervento. Tali schemi fungono da guida per la determinazione dei costi di tali pratiche e vengono proposti come base di riferimento per la valutazione dell'efficienza di tali pratiche.

4.2. Le cunette erbose

Una cunetta erbosa può essere definita come un canale in terra a cielo aperto, generalmente largo e basso, di forma trapezoidale o parabolica, ricoperto da vegetazione erbosa resistente all'erosione e all'azione delle correnti idriche. In tali canali le acque di pioggia vengono convogliate a velocità controllata in modo da consentire innanzitutto la sedimentazione dei materiali più grossolani; il miglioramento della qualità dei deflussi avviene per filtrazione ad opera della vegetazione nonché per effetto dell'infiltrazione nei terreni sottostanti.

La rimozione degli inquinanti rappresenta quindi l'obiettivo fondamentale di questa tipologia di intervento: le cunette erbose sono comunque soprattutto dei sistemi di convogliamento delle acque di prima pioggia, e la riduzione dei picchi e dei volumi di

piena rappresenta una funzione secondaria (Virginia Dept. of Conservation and Recreation, 2010) che può essere eventualmente accentuata attraverso l'uso di piccoli argini realizzabili con vari tipi di materiali, detti "check dams", la cui presenza crea piccoli invasi temporanei; il ristagno idrico favorisce comunque i principali processi fisici di infiltrazione, sedimentazione e filtrazione.

La figura 2 mostra degli esempi di cunetta erbosa, mentre in figura 3 vengono mostrati un esempio di "check dams" in pietrame.



Figura 2 - Esempi di cunetta erbosa



Figura 3 - Cunette erbose con "check dams"

Le cunette erbose vengono in genere distinte in tre tipologie che si basano sugli stessi principi di funzionamento ma presentano ognuna specifiche caratteristiche costruttive: i canali erbosi, le cunette secche e le cunette umide (US EPA, 2010b).

Brevemente, i primi sono rappresentati da semplici canali scavati nel suolo esistente e successivamente inerbiti; nella seconda tipologia il processo di infiltrazione è favorito da un letto di materiale drenante su cui è posizionato un tubo forato, mentre

nell'ultimo caso il fondo del canale intercetta la falda creando aree umide permanenti: dal momento che la normativa vigente nel nostro paese non ne consente in pratica l'utilizzo, quest'ultima tipologia verrà trattata solo marginalmente mentre le prime due verranno approfonditamente descritte nel seguito.

4.2.1. Applicabilità

Le cunette erbose vengono spesso utilizzate come intervento di pretrattamento a monte di altre pratiche di gestione dei deflussi quali trincee di infiltrazione o bacini di detenzione; data la loro caratteristica di strutture lineari, esse si prestano bene ad essere adoperate al posto dei tradizionali sistemi cunetta-caditoia lungo strade extraurbane o viali di quartieri residenziali, ma comunque non in aree troppo densamente urbanizzate. Allo scopo di evitare velocità eccessive nel canale, la percentuale di superfici impermeabili deve essere infatti compresa tra il 16% e il 20% circa per i canali erbosi, tra il 16 e il 37% circa per le cunette secche, senza dimenticare che si tratta di interventi che necessitano comunque di spazi di installazione considerevoli. Le cunette erbose non possono essere infine posizionate in zone che generano deflussi particolarmente inquinati (ad esempio per la presenza di pompe di benzina, piazzali di autolavaggi o di supermercati) a causa del rischio di inquinamento della falda.

Le cunette erbose possono in genere trattare i deflussi provenienti da aree contribuenti di superficie mediamente inferiore a 2 ha e possono essere realizzate sulla maggior parte dei suoli, ad eccezione di quelli altamente impermeabili; in particolare, per i canali erbosi la velocità di infiltrazione deve essere maggiore di 7 mm/h, mentre nelle cunette secche il suolo in situ viene sostituito da una miscela di terreno artificiale.

E' inoltre necessaria la presenza di una distanza minima tra il fondo del canale e la falda, che la letteratura internazionale sull'argomento fissa intorno a 0.6 m, mentre la normativa italiana prevede in questi casi una distanza di almeno 1 m.

Nei climi aridi e semi-aridi il beneficio nell'uso delle cunette erbose va ovviamente valutato in relazione al costo della loro irrigazione, mentre in climi freddi con frequente necessità di spargimento di sale sulle strade va utilizzata una vegetazione opportunamente resistente (Center for Watershed Protection Inc., 2010).

4.2.2. Il progetto delle cunette erbose

4.2.2.1 Considerazioni generali

Nonostante le possibili varianti progettuali delle cunette erbose, alcune fondamentali caratteristiche progettuali sono ovviamente comuni a tutte le tipologie esistenti.

Molto raramente si usano sezioni rettangolari o triangolari: la sezione trasversale è infatti generalmente parabolica o trapezia con scarpa inferiore a 3:1; la pendenza relativamente bassa delle sponde, infatti, a parità di portata incrementa il contorno bagnato

e riduce la velocità nel canale favorendo il contatto con la vegetazione e quindi i processi di filtrazione e infiltrazione, oltre a evitare fenomeni di erosione.

La larghezza del canale alla base deve essere compresa tra un minimo di 0.6 m per assicurare una superficie minima di filtrazione ed un massimo di 2.4 m per evitare la formazione di canalicoli preferenziali sul fondo, mentre la pendenza longitudinale deve essere compresa tra l'1% e il 2 %.

Un'altra caratteristica comune ai tre schemi è il tipo di pretrattamento necessario: a monte dei canali va sempre posizionata una piccola diga per catturare i sedimenti in ingresso; in alcuni casi, lungo le sponde può anche essere realizzata una piccola trincea riempita con materiale drenante. All'estremo di valle del canale viene in genere posizionato uno scarico di troppo pieno.

4.2.2.2 Dimensionamento idraulico

Come chiarito in precedenza, le cunette erbose vengono utilizzate per il convogliamento delle acque di pioggia ma la loro funzione principale è il miglioramento della qualità dei deflussi.

Pertanto ai fini del loro dimensionamento è necessario innanzitutto calcolare il volume idrico che si vuole sottoporre a trattamento, denominato "water quality treatment volume" (WQV). Un valore tipico di tale parametro (Anderson, Watt et al., 2002) è dato dal volume corrispondente ad un'altezza di pioggia di circa 2.5 cm, pensata come uniformemente distribuita sul bacino afferente al canale.

Per tale evento, il massimo tirante idrico nel canale dovrebbe essere inferiore all'altezza della vegetazione che lo ricopre, considerata pari in media a 0.1 m; dal momento che le basse velocità sono fondamentali ai fini dei processi fisici (infiltrazione, sedimentazione, filtrazione) che determinano il trattamento dei deflussi, la corrispondente velocità massima dovrebbe mantenersi inferiore a $0.3 \div 0.45$ m/s (Virginia Dept. of Conservation and Recreation, 2010).

E' possibile a questo punto calcolare in prima approssimazione le dimensioni del canale, controllando che, in relazione alla permeabilità dei suoli, il tempo di scomparsa del volume trattato sia comunque inferiore alle 24 h (Lakesuperiorstreams, 2009).

La lunghezza della cunetta deve essere tale da fornire l'invaso richiesto per il volume di trattamento.

A questo punto vanno calcolate le portate al colmo relative ai tempi di ritorno di 2 e 10 anni: allo scopo di limitare i fenomeni di erosione e di risospensione dei sedimenti, le corrispondenti velocità medie (Virginia Dept. of Conservation and Recreation, 2010) devono essere inferiori, rispettivamente, a 1.2 m/s e a 2.2 m/s. Sulla base delle suddette considerazioni, le dimensioni di prima approssimazione possono, se necessario, essere modificate per giungere allo schema definitivo.

La profondità totale del canale, infine, deve tener conto di un franco di almeno 0.15 m rispetto al livello della piena dei 10 anni.

4.2.2.3 Elementi progettuali accessori: *check dam*

Allo scopo di ridurre la velocità della corrente ed evitare fenomeni di erosione, in alcuni casi possono essere posizionati lungo il canale dei piccoli argini, detti “*check dams*”, la cui presenza determina il formarsi di un invaso, di minime dimensioni, a monte di ognuno di essi. Il volume totale invasato dall’insieme dei *check dam* deve ovviamente essere pari al volume idrico di trattamento (WQV).

I criteri generali di progetto dei *check dam* possono essere riassunti in alcuni punti fondamentali :

- altezza massima 0.45 m, in ogni caso non maggiore della metà dell’altezza complessiva del canale;
- distanza tra due elementi successivi dipendente dalla pendenza longitudinale del canale e dal volume idrico di trattamento, con valori in genere compresi tra 15 e 30 m;
- ancoraggi di 0.6 ÷ 0.9 m entro le sponde del canale;
- protezione del piede di valle dall’escavazione tramite piccole trincee di materiale drenante in ghiaia o breccia sabbiosa della classe A₁ HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006), su un telo di geotessile;
- eventuale presenza nella parte centrale dell’arginello di un piccolo stramazzo, con larghezza di base variabile tra 0.6 m e 1.8 m, per consentire il passaggio indisturbato della piena dei 2 anni.

I *check dam* vanno realizzati utilizzando materiali resistenti all’erosione, quali:

- legno: ceppi (sezione 15x15 cm o 20x20 cm) di legname trattato o resistente all’acqua (cedro, carrubo...);
- calcestruzzo: il materiale deve comunque rispondere alle specifiche della relativa normativa vigente;
- gabbioni: rete metallica a maglia esagonale (massima dimensione lineare 10 cm, massima area 65 cm²) con filo in acciaio galvanizzato ritorto.
- materiali sciolti.

Il riempimento, realizzato in pietrame di cava grezzo, deve essere resistente all’acqua e all’azione degli agenti atmosferici, e le sue dimensioni dipendono da quelle del gabbione. Per il riempimento può anche essere utilizzato calcestruzzo riciclato. Vanno posizionati su telo di geotessile.

Per quanto riguarda i materiali sciolti, viene realizzata una vera e propria diga in terra di piccole dimensioni con un nucleo di materiali lapidei di dimensioni comprese tra

10 e 1.9 cm (curva granulometrica definita secondo *Virginia Dept. of Transportation n.1 Open Graded Coarse Aggregate*) che affonda nel terreno per un minimo di 15 cm e un mantello, spesso circa 50 cm, in ghiaia o breccia sabbiosa della classe A1 HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006); vanno posizionati su telo di geotessile.

4.2.2.4 Elementi progettuali accessori: pretrattamento, scarico e attraversamenti stradali

All'estremo di monte delle cunette erbose va in genere posizionata una diga per la raccolta dei sedimenti, costituita da una piccola trincea di pretrattamento riempita di ghiaia e delimitata da un *check dam*. L'invaso così realizzato deve essere in grado di contenere il 25% del volume di trattamento (WQV).

In alcuni casi, lungo le sponde può anche essere realizzata una piccola trincea riempita con materiale drenante che funge da pretrattamento per i deflussi che giungono alla cunetta attraverso le sue sponde.

All'estremo di valle delle cunette secche va sempre posizionata una tubazione che garantisca il convogliamento delle eventuali portate in eccesso ad un sistema fognario in grado di accoglierle. Qualora si preveda che il canale sia attraversato da una strada va realizzato un tombino di dimensioni sufficienti a convogliare la massima portata relativa al tempo di ritorno di 10 anni.

4.2.2.5 Elementi progettuali accessori: caratteristiche della vegetazione

Una fitta copertura di vegetazione resistente all'azione delle correnti idriche e all'erosione va installata lungo l'intero canale.

La scelta della tipologia di erba più adatta dipende da molteplici fattori quali le condizioni del suolo, il clima, la topografia dell'area, la disponibilità di luce solare.

In ogni caso la scelta deve ricadere su specie che crescano rapidamente e abbiano un sistema radicale profondo formante zolle compatte, presentino una elevata densità di gambi per ridurre la velocità della corrente e facilitare la sedimentazione, siano resistenti al passaggio delle piene e abbiano la capacità di ricrescere dopo ogni allagamento.

E' comunque opportuna la scelta di specie autoctone, ed in ogni caso è necessario il supporto di professionalità quali l'agronomo o l'orticoltore per poter giungere alla scelta più corretta, anche utilizzando più di una tipologia erbacea.

4.2.3. Fasi costruttive

Inizialmente viene effettuato uno scavo fino ad una quota di circa 30 cm superiore a quella del fondo: il completamento dello scavo va postergato fino a quando l'intera area contribuente al canale possa ritenersi stabilizzata; successivamente lo scavo può essere completato, rimuovendo nel contempo gli eventuali sedimenti accumulati.

Durante la costruzione è sempre opportuno stabilizzare anche lo scavo prima dell'inerbimento definitivo, eventualmente utilizzando prodotti sintetici per il controllo dell'erosione.

E' necessario disporre sul fondo del canale uno strato di circa 8 cm di terreno vegetale adeguatamente fertilizzato per provvedere ad una adeguata aerazione e garantire un rapido attecchimento delle radici; in alternativa, il terreno esistente va dissodato con frese o con erpici a disco.

4.2.4. Manutenzione

La manutenzione delle cunette erbose prevede sostanzialmente il controllo e l'eventuale sostituzione della copertura vegetale. Le tipiche attività di manutenzione sono elencate nel seguito (US EPA, 2010b).

Con frequenza annuale (semi annuale per il primo anno):

- ispezionare le trincee drenanti (a monte del canale e al piede dei check dams) per controllare ed eliminare l'intasamento;
- controllare l'erba lungo i pendii laterali e risolvere eventuali problemi legati all'erosione e alla formazione di canalicoli di deflusso preferenziali;
- rimuovere i rifiuti e i detriti accumulati nella diga di pretrattamento a monte;
- controllare e correggere i problemi di erosione nel letto artificiale di sabbia e terreno nelle cunette secche;
- impiantare specie erbacee alternative se il manto erboso originale non cresce adeguatamente.

Al bisogno (in genere con frequenza stagionale) tagliare l'erba per mantenere un'altezza di 8 ÷ 10 cm.

Al bisogno (con frequenza sporadica):

- dissodare la superficie letto artificiale di sabbia e terreno nelle cunette secche se il drenaggio dei volumi accumulati avviene entro 48 ore;
- rimuovere l'accumulo di sedimenti nella parte inferiore della cunetta una volta che esso raggiunge il 25 per cento del volume di progetto originale.

La responsabilità della manutenzione è normalmente del proprietario della struttura.

4.2.5. Efficacia

Come chiarito in precedenza, la rimozione degli inquinanti nelle cunette erbose avviene anche per effetto della filtrazione da parte della vegetazione e di infiltrazione nel sottosuolo, ma il meccanismo primario è la sedimentazione: pertanto, i solidi sospesi e i metalli sono gli inquinanti su cui meglio interviene questo tipo di pratica. Numerosi autori

nel corso degli ultimi 30 anni hanno trattato il tema della efficienza delle cunette erbose nella rimozione di varie tipologie di inquinanti, ottenendo risultati abbastanza variabili (US EPA, 2010b) ma in generale con valori ricadenti in una fascia medio-bassa.

La tabella 6 -tecniche di gestione utilizzabili per acque moderatamente inquinate riporta i risultati di alcuni studi di pieno campo condotti negli U.S.A., relativi alla efficienza di rimozione di solidi sospesi (TSS), carbonio organico totale (TOC), azoto totale Kjeldahl (TKN), nitriti e nitrati (NO_x), fosforo totale (TP) ed alcuni metalli (cadmio, cromo, rame, piombo, zinco) {US EPA, 2000 #345. Gli studi sono stati condotti su cunette erbose collocate lungo autostrade in Virginia (VA), Maryland (MD) e

Un confronto può essere effettuato con la tabella 9 {Winer, 2000 #276} dalla cui analisi viene anche evidenziato il problema della produzione di batteri, peraltro documentato anche da altri dati di letteratura.

Inquinante	Rendimento di rimozione
	[%]
TSS	81 ± 14 ¹
TP	34 ± 33 ¹
NO _x	31 ± 49 ¹
Metalli	42 ÷ 14
Batteri	-25 ²
1 deviazione standard	
2 dati basati su meno di 5 rilevazioni	

Tabella 9 - Dati di rimozione inquinanti (modificata da Winer, 2000).

Di tale comportamento non è chiara la motivazione: secondo alcuni autori, i batteri prosperano a causa del riscaldamento del suolo, secondo altri una fonte potrebbe essere la presenza di cani o altri animali domestici.

In realtà va sottolineato che il rendimento delle cunette erbose è fortemente dipendente dalle loro caratteristiche progettuali quali la lunghezza, la pendenza longitudinale, la presenza di check dams. Molti autori hanno osservato come la rimozione degli inquinanti sia, in particolare, strettamente legata alla lunghezza del canale (Kuo, Yu et al., 1999). La Tabella 10 presenta i risultati di analisi condotte a Taiwan e in Virginia.

	Rilevazione	Lunghezza [m]	Rendimento [%]				
			TSS	COD	TN	TP	
TA	check dam	15	75.2	55.7	24.2	41.2	
	outlet	30	69.7	62.9	20.9	76.9	
TB	check dam	15	74.4	48.0	13.6	34.0	
	outlet	30	86.3	45.6	23.1	58.1	
TC	outlet	30	47.7	33.9	20.0	50.3	
TD	outlet	30	67.2	42.7	13.8	28.8	
GC	upper	38	29.7	NT	NT	73.4	
	lower	99	97.2	NT	NT	96.8	
	entire swale	274.5	94.0	NT	NT	98.6	
T = Taiwan	GC = Virginia	NT= non testato					

Tabella 10- Rimozione inquinanti a varie distanze dall'estremo di monte (modif. da Kuo, 1999)

La tabella 11 riporta la sintesi di alcuni lavori scientifici (US EPA, 2000) e presenta il rendimento di rimozione di vari inquinanti per canali di lunghezza pari a 61 m e 30 m, mostrando chiaramente maggiori percentuali di rimozione per le cunette più lunghe.

Design	Pollutant Removal efficiencies (%)							
	Solids		Nutrients		Metals			Other
	TSS	TN	TP	Zn	Pb	Cu	Oil & Grease	COD**
61-m (200-ft) swale	83	25*	29	63	67	46	75	25
30-m (100-ft)swale	60	-*	45	16	15	2	49	25

*Some swales, particularly 100-ft systems, showed negligible or negative removal for TN.

**Data is very limited.

Tabella 11 - - Rendimento delle cunette erbose in funzione della lunghezza del canale (US EPA, 2000)

In definitiva, la letteratura corrente attribuisce a una cunetta erbosa ben progettata e ben mantenuta un rendimento di rimozione che si può sintetizzare come segue:

- solidi sospesi totali 70 %
- fosforo totale 30 %
- azoto totale 25 %
- metalli 50 ÷ 90 %

Le variazioni stagionali possono influenzare l'efficienza delle cunette erbose: nei climi temperati le temperature autunnali e invernali riducono la vitalità della vegetazione; inoltre la decomposizione può causare la produzione di nutrienti.

Il rendimento può dipendere da svariati altri fattori quali le caratteristiche del suolo e della vegetazione o il contenuto di inquinanti nei deflussi; i canali erbose presentano comunque in generale rendimenti di rimozione inferiori rispetto alle cunette secche.

4.2.6. Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi da letteratura

Sulla base delle considerazioni generali sopra esposte, nel seguito sono state dettagliatamente descritte le due diverse tipologie di cunette erbose, con lo scopo di identificare, sia per i canali erbosi sia per le cunette secche, uno schema costruttivo di riferimento che racchiuda tutte le caratteristiche e le prescrizioni progettuali necessarie al corretto funzionamento dell'intervento. Come accennato precedentemente, la tipologia costruttiva delle cunette umide non è stata trattata in quanto non è in pratica applicabile secondo la vigente normativa italiana sull'argomento (D.Lgs. 152/2006 e succ. modifiche e integrazioni).

Qui nel seguito vengono illustrati gli schemi progettuali di riferimento determinati sulla base dell'analisi bibliografica effettuate, nell'idea di rappresentare che essi siano allo stesso tempo rappresentativi della più ampia gamma possibile di applicazioni delle cunette erbose mantenendo una sufficiente concretezza da potersi utilizzare come base per la stima dei costi di implementazione di soluzioni di drenaggio basate anche su questa pratica.

I canali erbosi sono sostanzialmente molto simili alle classiche cunette: lo scavo, eseguito nel suolo esistente, viene successivamente inerbato. Bisogna ovviamente prevedere la diga di pretrattamento a monte e l'eventuale presenza di check dam.

Si tratta dell'opzione meno costosa, ma ovviamente essa fornisce la più bassa efficienza di rimozione degli inquinanti; la tipica applicazione di un canale erboso è quella di intervento di pretrattamento a monte di altre pratiche strutturali quali ad esempio trincee di infiltrazione.

La figura 4 e la figura 5 mostrano la sezione trasversale, il profilo longitudinale e la piante dello schema di riferimento di un canale erboso. Esse riportano anche alcune note esplicative relative agli schemi costruttivi adottati. L'altezza idrica relativa al convogliamento della piena con tempo di ritorno di 10 anni costituisce il principale parametro di dimensionamento della cunetta oltre che il più influente sulla determinazione dei costi.

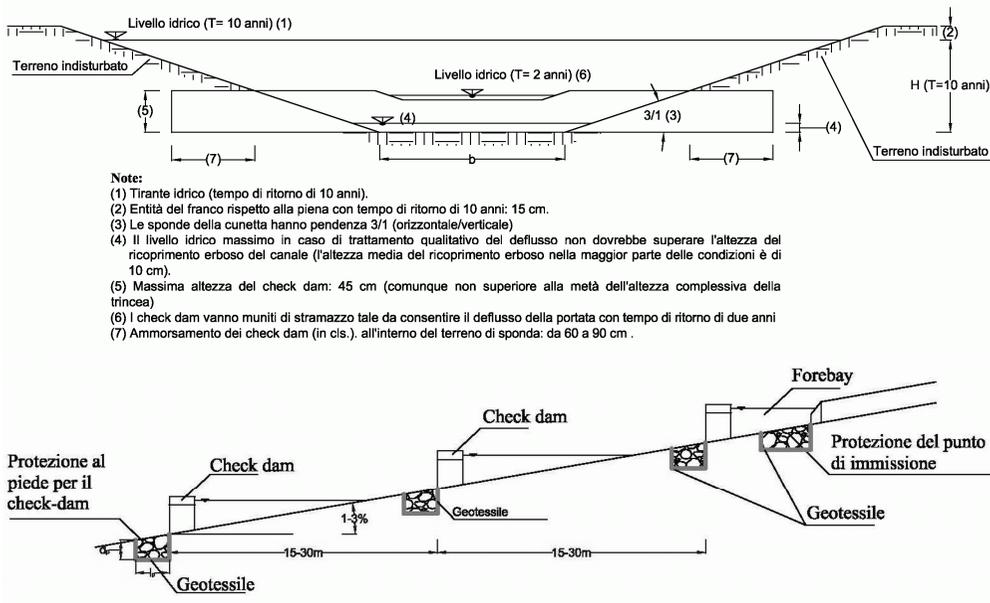


Figura 4 - Sezione trasversale e profilo longitudinale di un canale erboso

Le cunette secche possono essere utilizzate in aree in cui il suolo ha scarsa conducibilità idraulica. Il terreno in situ viene infatti sostituito con una miscela artificiale di terreno moderatamente permeabile (30%), sabbia (50%) e residui vegetali (20%): la profondità di tale strato varia tra 0.6 m e 1.8 m, ma i valori standard sono intorno a 0.8÷1 m (Virginia Department of Conservation and Recreation, 1992).

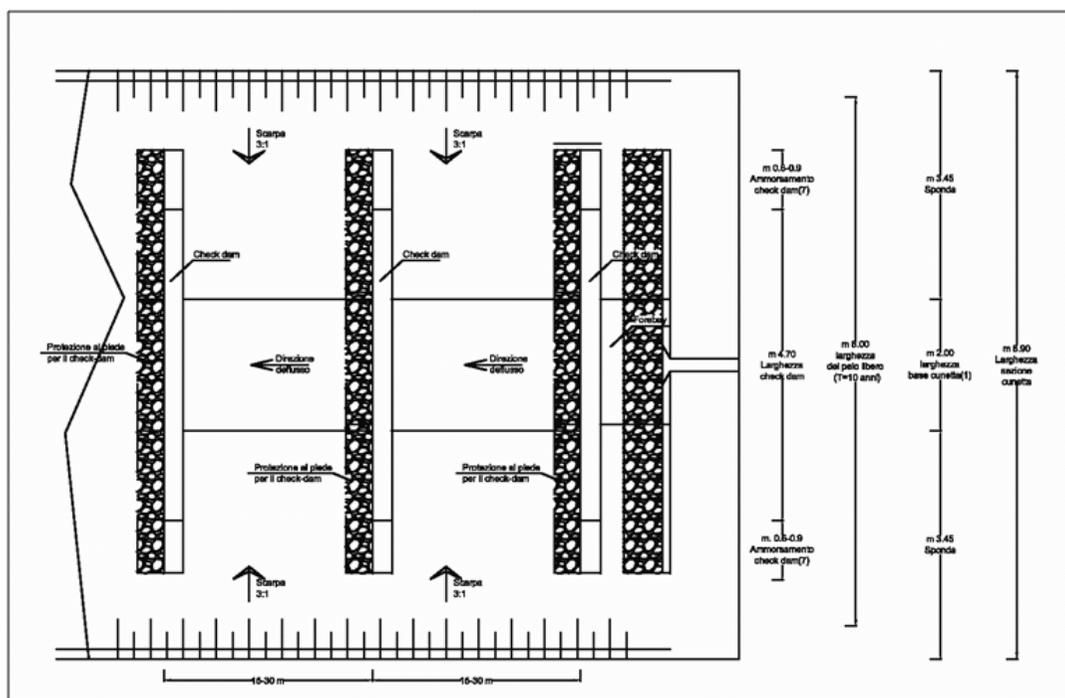


Figura 5 – Pianta delle cunette erbose

Al di sotto è necessario realizzare un letto di materiale drenante, spesso tra 15 e 20 cm, di dimensioni comprese tra 12.5 e 1.2 mm (curva granulometrica definita secondo Virginia Dept. of Transportation n.8 Open Graded Coarse Aggregate); in esso va inserito un tubo forato, generalmente in PVC, di diametro 100 mm: il tutto va posizionato su un su un telo di geotessile (Virginia Dept. of Conservation and Recreation, 2010).

La figura 6 mostra la sezione trasversale dello schema di riferimento di una cunetta secca (le note in figura riportano alcuni chiarimenti aggiuntivi allo schema) mentre la figura 7 mostra la sezione trasversale di un canale erboso con check dam in terra. In figura 8, figura 9 e figura 10 sono riportati ulteriori particolari descrittivi degli schemi determinati come base oggettiva per la determinazione dei costi relativi alle cunette erbose.

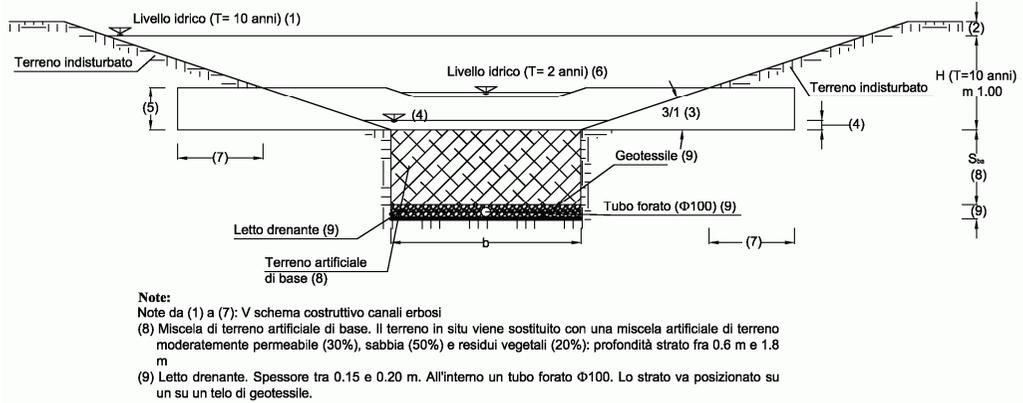


Figura 6 - Sezione trasversale di una cunetta secca

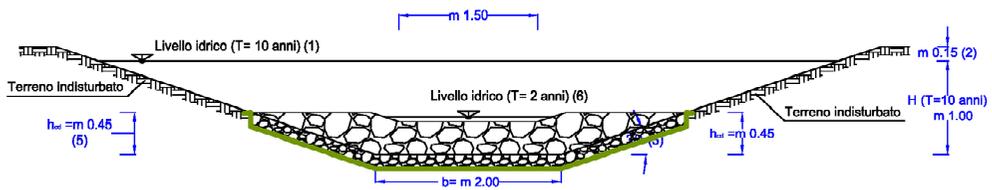


Figura 7- Sezione trasversale di un canale erboso con check dam in terra

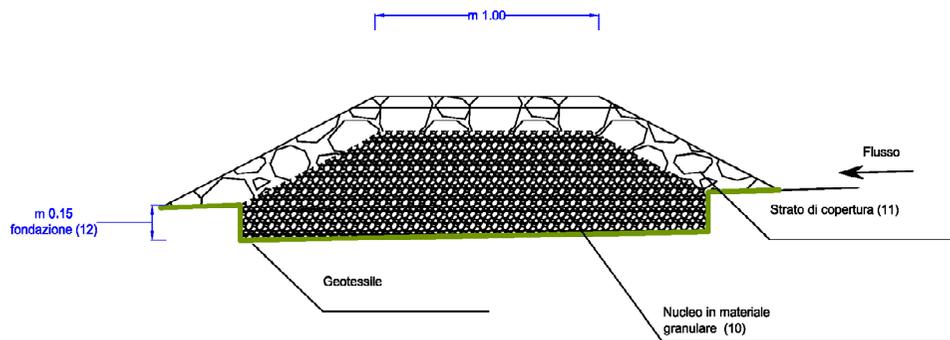


Figura 8 - Schema costruttivo di un check dam in terra

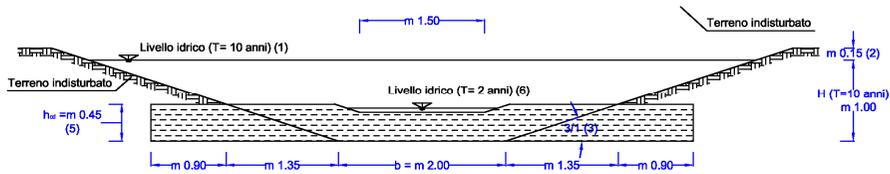


Figura 9 - Sezione trasversale di un canale erboso con check dam in calcestruzzo

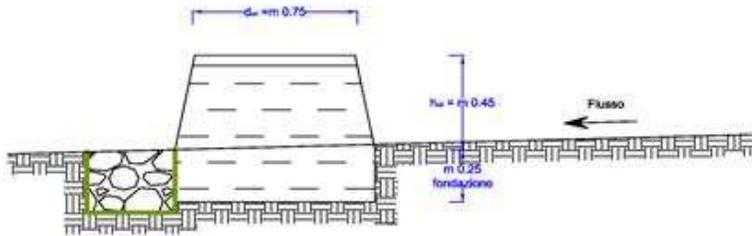


Figura 10 - Schema costruttivo di un check dam in calcestruzzo

Di seguito alcuni chiarimenti relativi agli schemi sopra riportati.

Il letto di materiale drenante, spesso tra 15 e 20 cm, con grani di dimensioni comprese tra 12.5 e 1.2 mm (curva granulometrica definita secondo Virginia Dept. of Transportation n.8 Open Graded Coarse Aggregate); in esso va inserito un tubo forato, generalmente in PVC, di diametro 100 mm: il tutto va posizionato su un telo di geotessile.

Il Nucleo in materiale granulare. È uno strato praticamente privo di materiale fine la cui composizione granulometrica può essere fatta corrispondere alla classe VDOT n. 1 *Open Graded Coarse Aggregate* del Virginia Dept. of Transportation).

Lo strato di copertura dei check dam in terra è in materiale lapideo (dim. max. 45 cm) (RIPRAP Cat. A1) (cfr. (US Army Corps of Engineers, 2010).

Al fine di supportare le successive analisi sui costi si riportano dati rinvenuti in letteratura sui costi delle cunette erbose.

L'agenzia per l'ambiente degli Stati Uniti (US EPA, 2010) da indagini precedenti riporta costi di costruzione variabili fra i 16 \$/m ed i 30 \$/m per una cunetta larga 4,5 m o fra i 28 \$/m ed i 164 \$/m in dipendenza dalla profondità e dalla larghezza al fondo.

Uno studio più recente, realizzato in North Carolina (Hathaway e Hunt, 2006) su varie tipologie di BMP drenanti aree di piccole dimensioni (<1 ha) a carattere residenziale o commerciale, ha determinato per le cunette erbose costi da 6 a 21 \$/m².

Uno studio eseguito nell'ambito del progetto europeo Daywater (Thévenot e Förster, 2005) stima costi di circa 200 £/m per una cunetta profonda 1 m e larga 7 m in superficie e di circa 85 £/m per una cunetta profonda 0.5 m e larga 3 m in superficie.

Per quanto riguarda, infine, l'applicabilità degli schemi considerati, con riferimento agli scenari di adozione descritti nel Cap. 3, le due tipologie di cunette possono essere utilizzate nel caso di acque non inquinate, moderatamente inquinate o inquinate (vista la presenza di uno strato organico rinverdito).

4.3. Trincee di infiltrazione

Nella versione più comune una trincea di infiltrazione è sostanzialmente rappresentata da uno scavo, riempito di roccia frantumata, che riceve i deflussi meteorici, eventualmente dopo il loro passaggio attraverso una combinazione di misure di pre-trattamento, quali cunette erbose o bacini di detenzione. Una volta all'interno della trincea i volumi idrici si accumulano negli spazi vuoti fra il materiale solido di riempimento e si infiltrano all'interno del terreno attraverso il fondo (e/o i lati) della trincea.

In una diversa configurazione, a volte denominata “french drain”, la trincea di infiltrazione può prevedere la presenza di una condotta forata disposta, con una pendenza minima, all'interno della trincea stessa, sempre riempita di elementi lapidei. In questo secondo caso la trincea di infiltrazione fa parte di un sistema di convogliamento delle acque meteoriche ed è progettata in modo da comportare una riduzione del volume del deflusso durante il trasporto lungo la condotta.

In ambedue i casi la parte superficiale dello scavo è riempita di graniglia o terreno vegetale e ricoperta da un manto erboso.

La figura 11 mostra due esempi di trincee di infiltrazione realizzate in situazione differenti: la prima (a sin.) nelle immediate prossimità di edifici adibiti a civile abitazione, la seconda parallelamente ad una infrastruttura stradale.



Figura 11 - Esempi di trincee di infiltrazione

Il processo fisico principale che si svolge in questa tipologia di strutture è ovviamente l'infiltrazione, mentre l'accumulo dei deflussi e la riduzione dei picchi di portata rappresentano processi secondari. Le trincee intervengono peraltro anche sulla rimozione degli inquinanti per effetto della filtrazione.

4.3.1. Applicabilità

Le trincee di infiltrazione possono essere utilizzate in svariate situazioni, ma il loro effettivo utilizzo è limitato da problemi legati principalmente alla possibile contaminazione della falda, alla tipologia dei terreni nei quali esse vengono realizzate ed al rischio di intasamento del materiale di riempimento, con considerazioni anche riguardo al clima.

Per quanto riguarda il rischio di inquinamento della falda, è necessario assicurare sempre una sufficiente distanza fra il fondo della trincea ed il livello massimo raggiunto dalla superficie di falda: da 60 cm a 1 m (US EPA, 2010a) o rigorosamente più di 1 m (CIRIA, 2007). Il valore minimo di 1 m è quello fissato anche dalla normativa italiana. Tutte le pratiche di infiltrazione vanno comunque realizzate a distanza di sicurezza da aree di presa per acqua ad uso umano.

Le caratteristiche dei terreni e la topografia del sito sono fattori limitanti di rilevante importanza per l'adozione delle trincee drenanti. I terreni devono essere sufficientemente permeabili da assicurare che l'acqua meteorica possa infiltrarsi con sufficiente rapidità da ridurre la probabilità di un intasamento della trincea. D'altra parte, terreni troppo permeabili potrebbero non fornire un trattamento sufficiente ai deflussi, determinando una potenziale contaminazione della falda. La permeabilità del terreno dovrebbe essere quindi compresa fra 1÷1.5 cm/h e 15 cm/h (US EPA, 2010a). La permeabilità ed il tipo di terreno devono essere verificati attraverso indagini in sito: vanno

in particolare evitati terreni carsici, che potrebbero comportare il formarsi di vie di allontanamento preferenziali per l'acqua con rischio di inquinamento della falda. Va anche verificata la possibilità che l'acqua infiltrata possa interferire con le infrastrutture esistenti (CIRIA, 2007), controllando che le acque di infiltrazione non abbiano significativi effetti sulla stabilità dei servizi, dei terreni e/o dei pendii vicini.

Le trincee dovrebbero essere realizzate su terreno pianeggiante, mentre la pendenza del bacino afferente può arrivare anche al 15%. (US EPA, 2006b). Per quanto riguarda invece le dimensioni del bacino afferente, esse dovrebbero essere relativamente ridotte: una trincea può drenare aree di varie dimensioni, in genere, comunque, fino ad un massimo di 4 ha (US EPA, 1999). In ogni caso, quando l'area drenata supera i 2 ha è bene valutare attentamente eventuali soluzioni alternative, in quanto l'applicazione a siti di dimensioni maggiori può causare ripetuti problemi di intasamento (US EPA, 2006b), che determinerebbero un alto costo di manutenzione.

Per quanto riguarda il rischio di intasamento, va considerata la tipologia della acque che possono essere addotte ad una trincea. Vanno evitati i deflussi provenienti dai cosiddetti "hotspot" (US EPA, 1999; CIRIA, 2007), punti critici per le acque di pioggia, in cui l'uso dell'area o particolari attività generano un deflusso altamente contaminato o comunque con concentrazioni di inquinanti maggiori di quelle solitamente caratterizzanti i deflussi da acque meteoriche. Le trincee drenanti non dovrebbero ricevere deflussi da tali aree a meno che essi non siano stati preventivamente trattati mediante altre pratiche che intervengono sulla qualità dei deflussi.

Un tipico esempio di deflussi che possono essere convogliati ad una trincea è rappresentato dalle acque provenienti dai tetti, che hanno un modesto contenuto di sedimenti: in questi casi un tubo di connessione con accesso al piano campagna dovrebbe essere inserito fra l'edificio e la trincea. Nel caso di connessione diretta è comunque da prevedersi un diffusore capace di distribuire il deflusso evitando il formarsi di vie preferenziali di infiltrazione.

Nel caso in cui si preveda un'elevata presenza di sedimenti trasportati dal deflusso, vanno previsti a monte opportuni pretrattamenti in grado di ridurre i sedimenti in arrivo: a questo scopo, una trincea di infiltrazione può essere preceduta da pratiche quali cunette erbose o altri elementi con copertura vegetale.

Per quanto concerne il clima le trincee di infiltrazione possono essere utilizzate in un ampio spettro di climi con qualche attenzione, però, verso quelli molto aridi o particolarmente freddi: nei primi è maggiore la probabilità di intasamento dello strato drenante, per effetto del tasso relativamente alto di concentrazione di sedimenti, ed è quindi necessaria una maggiore attenzione al problema del controllo dei sedimenti a monte della pratica. Nei climi estremamente freddi, con presenza di permafrost, nella maggior parte dei casi esse sono realizzabili previa particolare attenzione al volume idrico da trattare (che deve anche tenere in considerazione il contributo dovuto allo scioglimento

della neve) e le problematiche eventualmente legate al sale sparso sulle le strade per favorire la circolazione veicolare.

4.3.2. Il progetto delle trincee di infiltrazione

4.3.2.1 Considerazioni generali di progetto

Nonostante le possibili varianti progettuali delle trincee di infiltrazione, alcune fondamentali caratteristiche progettuali sono ovviamente comuni a tutte le tipologie esistenti.

Lo scavo ha sezione tipicamente rettangolare, con larghezza di base compresa tra 1 e 2 m. Per quanto riguarda la profondità totale dello scavo essa è abbastanza variabile: si va dai valori intorno a 1.5 m fino a 2.5÷ 3 m. In ogni caso è' necessario prevedere uno strato di ghiaia arrotondata di circa 30 cm, che funge essenzialmente da strato di protezione, ed uno strato morto di circa 10 cm destinato all'occupazione degli scarichi di troppo pieno. La profondità efficace H della trincea è il parametro fondamentale di questa tipologia di strutture: essa dipende dal dimensionamento idraulico della struttura, che verrà nel seguito accennato.

Le caratteristiche dei materiali di riempimento, possibilmente da reperirsi localmente, sono differenti a seconda dello strato considerato, ma essi dovrebbero avere una porosità compresa fra il 30 e il 40%. E' possibile anche la scelta di sistemi geocellulari.

Va sempre posizionato un telo di geotessile per impedire ai sedimenti presenti nel flusso idrico ed alle particelle del terreno in sito di intasare il materiale litoide posto all'interno della trincea.

E' sempre necessaria la presenza di uno o più pozzi di osservazione, posti ad alcuni metri di distanza l'uno dall'altro, che giungano al fondo della trincea allo scopo di monitorarne la velocità di svuotamento.

Durante il processo di costruzione il terreno a monte deve essere stabilizzato per evitare che possa causare l'ostruzione della trincea; il deflusso deve essere convogliato attraverso le BMP in sicurezza ed in modo tale da minimizzare l'erosione: è particolarmente importante quindi assicurarsi che l'area a monte della trincea sia stabilizzata mediante l'impianto di vegetazione fitta.

4.3.2.2 Cenni al dimensionamento idraulico

Riguardo al dimensionamento dei sistemi d'infiltrazione non esiste in effetti un procedimento universalmente accettato; in teoria esso andrebbe effettuato confrontando le portate in arrivo al sistema (quindi l'idrogramma di piena di progetto) con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume immagazzinato nel sistema.

Tale confronto viene usualmente realizzato utilizzando l'equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti per il mezzo filtrante, in cui per

semplicità si trascura in genere l'evaporazione, mentre la capacità d'infiltrazione può essere stimata con la legge di Darcy.

Per quanto riguarda i metodi di determinazione dell'idrogramma di piena, si fa solitamente riferimento a un tempo di ritorno di 2 anni, ma nei casi in cui si ritiene che si possano avere pesanti conseguenze di eventuali allagamenti, si può giungere a tempi di ritorno anche di 5 - 10 anni. E' necessario inoltre fissare la durata dell'evento di pioggia, che assume una notevole importanza in tutti quei casi in cui entra in gioco la capacità d'invaso del sistema d'infiltrazione. In linea di massima, nel caso di suoli molto permeabili, vanno scelte brevi durate, da 10 minuti a 1 ora, e quindi elevate intensità di pioggia; al contrario, nel caso di suoli con permeabilità modesta, lunghe durate, da qualche ora a 1 giorno, e quindi basse intensità di pioggia.

Se il sistema d'infiltrazione è dotato di accumulo, occorre verificare che lo svuotamento, alla fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (di solito si garantisce un tempo di svuotamento non superiore a 4 giorni).

Nella pratica, tuttavia, per il dimensionamento dei sistemi d'infiltrazione, vengono ampiamente utilizzati numerosi metodi sintetici semplificati, ben noti in letteratura, quali il metodo PSA Technical Instruction on Soakaways, PSA CE 125 (Property Services Agency - UK Department of Environment, 1977) oppure i cosiddetti "Metodi Danesi".

Si riporta nel seguito un metodo di dimensionamento (Butler e Davies, 2000), che rappresenta una modificazione del metodo CIRIA 1992 (Leonard e Sherrif, 1992). Per prima cosa si determina il volume di accumulo: l'infrastruttura dovrà contenere un volume di deflusso corrispondente a quello generato dalla pioggia critica (di assegnato tempo di ritorno), ridotto del volume che si infila nel terreno. Il volume di accumulo è dato da:

$$S = V_{\text{run}} - V_{\text{inf}} \quad [\text{Eq. 1}]$$

dove:

- S è il volume da accumulare nella trincea durante l'evento meteorico;
- V_{run} è il volume che affiora alla trincea durante l'evento;
- V_{inf} è il volume che si infila nel terreno al di sotto e/o ai lati della trincea durante l'evento meteorico.

Indicata con D [s] la durata della pioggia critica, S è dato da:

$$S = iA_i D - f a_{50} D \quad [\text{Eq. 2}]$$

Dove:

- i è l'intensità di pioggia (m/s);
- A_i è l'estensione dell'area impermeabile che afferrisce alla trincea (m²);
- f è la permeabilità del terreno di base (m/s);
- a_{50} è l'area efficace di infiltrazione (m²).

Indicata con b la larghezza della trincea, con H la profondità effettiva (cioè la profondità a partire dalla parte inferiore dello scarico di troppo pieno) e con L la lunghezza della trincea, si ipotizza, in genere, che lo scarico dalla trincea verso il terreno avvenga solo lungo i lati (facce laterali e terminali della trincea) e che il livello medio dell'acqua si trovi a metà della profondità efficace della trincea.

L'area efficace di infiltrazione risulta pertanto pari a:

$$a_{50} = H(b + L) \quad [\text{Eq. 2}]$$

Il volume effettivo di accumulo è quindi:

$$S = HbL \frac{e}{(1 + e)} \quad [\text{Eq. 3}]$$

dove e rappresenta l'indice dei vuoti del materiale che riempie la trincea (volume dei vuoti/volume dei solidi).

Fissato S , è allora possibile determinare H e viceversa. Si raccomanda che la permeabilità del terreno sia tale che almeno la metà del volume idrico accumulato sia perso per infiltrazione attraverso il terreno di base entro 24 ore dal termine dell'evento meteorico. In alternativa il dimensionamento della trincea può essere effettuato fissando la larghezza e la profondità della trincea e ricavando la lunghezza complessiva.

4.3.3. Manutenzione

La manutenzione delle trincee drenanti prevede sostanzialmente il controllo dei pozzi di osservazione e l'ispezione dei dispositivi di pretrattamento ove presenti. Le tipiche attività di manutenzione sono elencate nella (US EPA, 2006b).

Operazione	Programmazione
Controllo dei pozzi di osservazione: il mancato svuotamento della trincea in questo lasso di tempo indica ostruzione.	dopo 3 gg di tempo secco
Ispezione dei dispositivi di pretrattamento e i dei diversivi per verificare l'accumulo di sedimenti e/o danni strutturali	Ogni 6 mesi
Rimuovere i sedimenti e oli/grassi dai dispositivi di pretrattamento e dalle strutture di scarico di troppo pieno	Ogni 6 mesi o quando occorre
Se è presente un by-pass può essere possibile riottenere la permeabilità in tempi brevi utilizzando misure come fornire alla trincea un più lungo periodo asciutto.	ogni 5 anni
Totale riabilitazione della trincea per mantenere la capacità di accumulo a 2/3 di quella di progetto ed il limite di 72 ore di tempo di filtrazione verso l'esterno. I muri della trincea dovrebbero essere scavati per esporre il suolo pulito.	Su malfunz.

Tabella 12 - Tipiche attività di manutenzione per le trincee di infiltrazione (US EPA, 2010a)

4.3.4. Efficacia

Vi sono scarsi dati sull'effettiva capacità di rimozione degli inquinanti delle trincee di infiltrazione. Uno studio del 1987 (Schueler, 1987) ha stimato i livelli di rimozione di una trincea di infiltrazione basandosi sui dati di una discarica di rifiuti liquidi; la tabella 13 ne riporta i risultati; tali valori sono nell'ipotesi che la trincea sia ben progettata ed in buono stato di manutenzione.

Inquinante	Rendimento di rimozione (%)
Solidi Sospesi Totali	75
Fosforo	60-70
Azoto	55-60
Metalli	85-90
Batteri	90

Tabella 13 - Tasso di rimozione di alcuni inquinanti per le trincee di infiltrazione

Un esperimento con due dispositivi di controllo delle acque di pioggia (una trincea di infiltrazione e una di detenzione, corrispondenti approssimativamente alle configurazioni 1 e 2 che saranno successivamente descritte) installati a Belo Horizonte (Brasile) (Nascimento, Seidl et al., 2009) è stato condotto nell'ambito del progetto europeo (6FP) SWITCH al fine di valutare le prestazioni di questi dispositivi in termini di controllo del deflusso e di abbattimento del suo carico inquinante, in un contesto climatico tropicale, quale quello della città in cui sono localizzati. I dispositivi ricevono il deflusso da un'area contribuente di 3.600 m² costituita da un tratto di viale a quattro corsie. Il deflusso generato su questa strada è drenato da canalette ai bordi e condotto verso delle grate da cui è, poi, convogliato verso l'area sperimentale. Il protocollo di monitoraggio dell'esperimento include la misura degli afflussi di pioggia e della portata entrante nei dispositivi, il

monitoraggio della qualità dell'acqua in ingresso ed in uscita dai dispositivi (determinazione di: conduttività, pH, temperatura, torbidità, solidi sospesi totali e metalli - Cu, Ni, Zn, Cd, Mg -). L'articolo descrive e valuta il primo anno idrologico di operatività dell'esperimento, che comprende eventi di pioggia aventi caratteristiche differenti. I dispositivi sono stati dimensionati partendo da un evento sintetico avente tempo di ritorno di 10 anni e basato su dati relativi all'area metropolitana di Belo Horizonte. La permeabilità adottata per il progetto dei dispositivi è stata pari a $K_s = 5.21 \cdot 10^{-5}$ m/s, nella media del valore di campo nell'area, valore tipico di terreni limosi. La trincea di infiltrazione è lunga 20 m, larga 1 e profonda 1.5. Le dimensioni della trincea di detenzione sono: lunghezza 12 m, larghezza in superficie 3 m e profondità 1.5. L'efflusso delle trincea di detenzione è controllato mediante un orifizio del diametro di 0.1 m. Si è potuto misurare un abbattimento del picco di portata pari al 100% nel caso delle trincee di infiltrazione, e variabile tra il 7 % e il 60 % circa per i dispositivi di detenzione. L'abbattimento dei solidi sospesi totali da parte della trincea di detenzione è risultato variabile tra il 60% e l'80% circa, e performance di abbattimento dei matalli pesanti tra il 40% e l'88% circa.

Una serie di analisi sperimentali è stata condotta su una trincea di infiltrazione posta lateralmente ad una infrastruttura autostradale (autostrada 54, Prefettura di Shimane) in Giappone (Yong-qiang Xu, Takeshi Oshita et al., 2006). Le prove sono state svolte in tre anni successivi mediante aspersione a pioggia dell'acqua sul tratto autostradale monitorato; a questo studio si aggiunge il monitoraggio del comportamento della trincea durante un evento piovoso naturale. Il funzionamento del sistema di drenaggio relativo alla trincea può essere sintetizzato come segue: l'acqua di pioggia percola attraverso la pavimentazione permeabile per poi fluire all'interno della trincea, dove viene accumulata temporaneamente per poi percolare nel terreno adiacente. La trincea è dotata di uno scarico di troppo pieno che fa sì che l'acqua eventualmente in eccesso venga allontanata verso il sistema di drenaggio senza poter rifluire verso la pavimentazione. Un misuratore di livello consente la misurazione del livello idrico all'interno della trincea mentre uno stramazzo triangolare consente la misurazione della portata di troppo pieno. La trincea ha larghezza 1 m, lunghezza 7 m e profondità 1.2m, il terreno in sito è costituito da granito disgregato ($K_s = 3.8 \cdot 10^{-6}$ m/s) e il materiale di riempimento è ghiaia con diametro medio di 40÷50mm e porosità 0.47. Gli esperimenti con pioggia artificiale sono stati condotti a circa 6 mesi, un anno e due anni di distanza dal completamento della costruzione della trincea. E' stato, inoltre, monitorato il comportamento della trincea durante un evento piovoso naturale (verificatosi fra il 1 ed il 6 luglio 2005). In nessuno degli esperimenti con pioggia artificiale si è verificato traboccamento di acqua dalla trincea, a testimoniare che l'acqua di pioggia si è infiltrata con successo dalla trincea verso i terreni circostanti. Il picco della profondità dell'acqua accumulata all'interno della trincea ha teso ad innalzarsi anno dopo anno per effetto dell'intasamento. A seguito dell'analisi dei dati tratti dal monitoraggio della trincea durante un evento reale (69 mm/h di intensità per un totale di 224 mm di altezza di pioggia durante l'evento) la prestazione della trincea è stata ritenuta molto

soddisfacente visto che solo una ridotta quantità di deflusso è stata avviata al sistema di drenaggio.

4.3.5. Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi

Sulla base delle considerazioni generali sopra esposte, nel seguito sono state dettagliatamente descritte due diverse configurazioni di trincee drenanti, con lo scopo di identificare per ognuna di esse uno schema costruttivo di riferimento che racchiuda tutte le caratteristiche e le prescrizioni progettuali necessarie al corretto funzionamento dell'intervento.

Anche per questo tipo di struttura alcune dimensioni geometriche degli schemi costruttivi (quali forma della sezione trasversale, larghezza del fondo dello scavo, spessore dello strato di ghiaia...) possono essere fissate con relativa semplicità in fase di predimensionamento. Il parametro fondamentale delle strutture in questione, che influenza la profondità totale della trincea, è la profondità efficace H , valutata in genere con riferimento ad un evento con tempo di ritorno di 10 anni.

In figura 12 e figura 13 si mostrano gli schemi costruttivi delle due configurazioni di trincea drenante che sono stati determinati; in tali figure sono anche riportate delle note sintetiche di commento agli stessi.

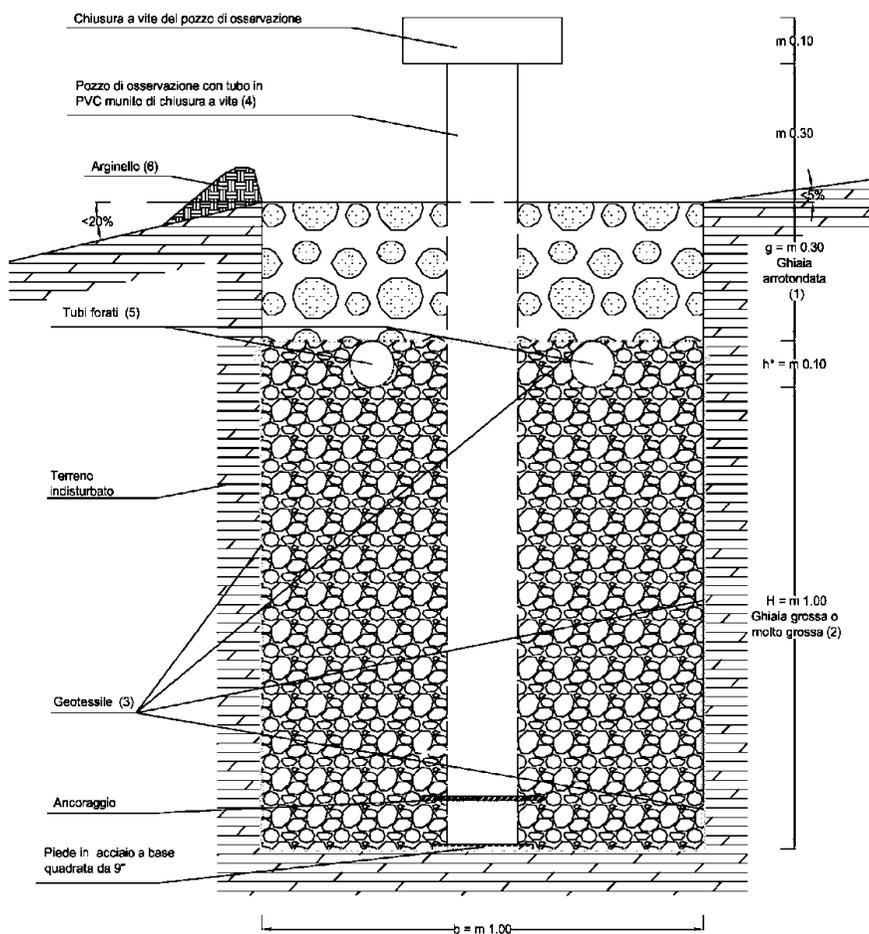


Figura 12 - Trincea di infiltrazione – Configurazione 1

La tabella 14 riporta una serie di note (inserite in figura 12 e figura 13), le quali hanno lo scopo di descrivere dettagliatamente gli schemi suddetti.

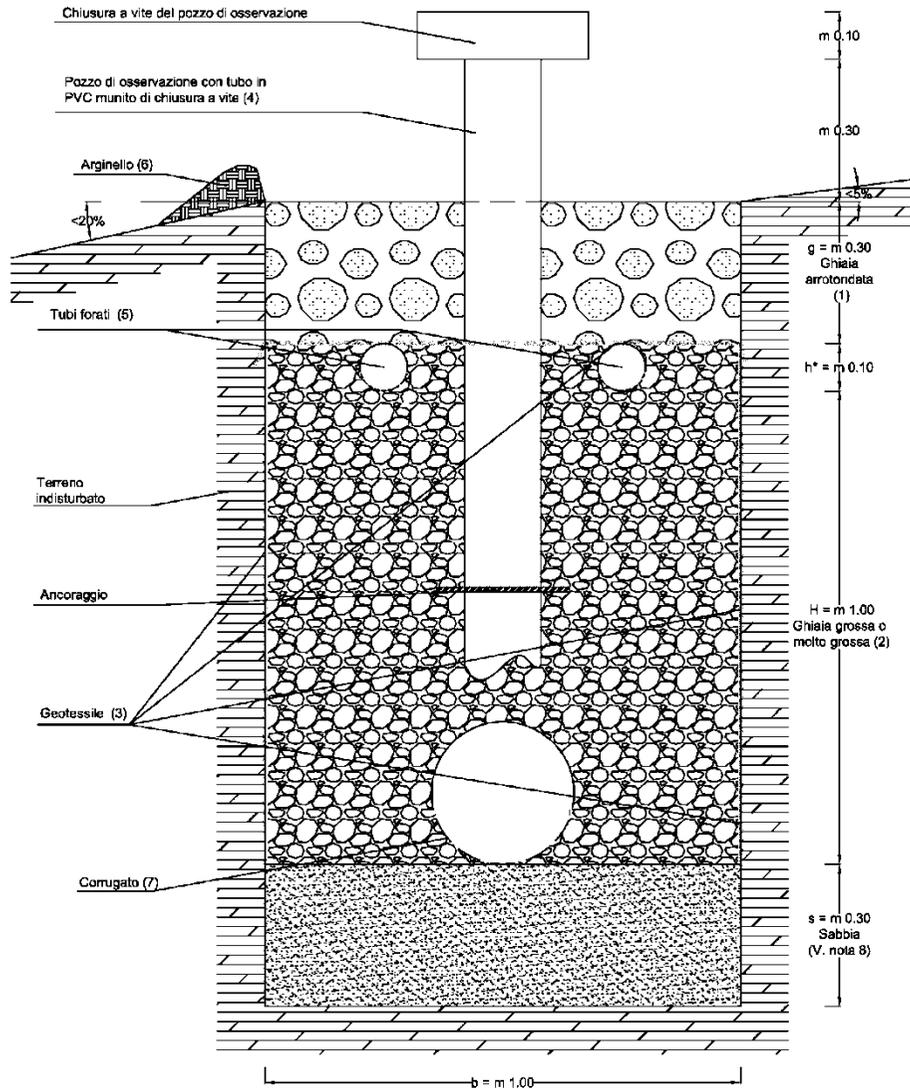


Figura 13 - Trincea di infiltrazione – configurazione 2

Sono stati trascurati i costi degli ancoraggi del pozzo di osservazione nonché il costo del coperchio a vite. Il costo dell'arginello e quello della sistemazione in superficie sono inclusi nelle voci già riportate. Ogni foglio di geotessile viene prolungato di 30 cm per estremità per favorirne l'ancoraggio al terreno. Non sono considerati gli oneri di accesso alla discarica.

Nota ed elemento descritto	Descrizione
<i>Nota 1. Ghiaia arrotondata</i>	Strato di Ghiaia arrotondata ("pea gravel") o altro materiale di riempimento di pezzatura grossa o molto grossa (2.5÷8 cm) capace di determinare una percentuale di vuoti del 30 ÷40 %. Funge essenzialmente da strato di protezione. Migliora l'azione di filtraggio dei sedimenti e massimizza la rimozione degli inquinanti effettuata dalla parte superiore della trincea. Inoltre, questo strato è realizzato al fine di consentire, in caso di intasamento, il ritorno alle piene capacità di infiltrazione della trincea mediante la sola sua rimozione e sostituzione di questo solo strato, senza sostituire lo strato inferiore.
<i>Nota 2. Ghiaia grossa o molto grossa</i>	Strato drenante costituito da materiale litoide lavato e di grossa pezzatura: consiste di ghiaia grossa o molto grossa (2.5÷8 cm), capace di determinare una percentuale di vuoti del 30 ÷40 %.
<i>Nota 3. Geotessile</i>	Il geotessile deve impedire ai sedimenti presenti nel flusso idrico ed alle particelle del terreno in posto di intasare il materiale litoide posto all'interno della trincea. È posto tutto intorno allo strato drenante centrale della trincea, e precisamente: sulle pareti dello scavo, a separare il terreno in posto dal materiale litoide della trincea; ad una profondità di 30 cm dal piano campagna (a dividere lo strato superiore dal quello inferiore della trincea): tale strato di geotessile va reso rimovibile separatamente da quello delle pareti in caso di intasamento; al di sotto del materiale litoide, a separare questo dal terreno sottostante: quest'ultimo strato può essere sostituito opzionalmente da uno strato di sabbia di circa 30 cm, capace di garantire una permeabilità minima di 1.5 cm/h.
<i>Nota 4. Pozzo di osserv. con tubo in PVC</i>	Costituito da un tubo forato in PVC dal diametro di almeno 15 cm munito di chiusura a vite, ancoraggio da 1/2 pollice (quest'ultimo al fine di impedirne la rotazione) e piatto d'acciaio di ancoraggio (quadrato da 9") al piede.
<i>Nota 5. Tubi forati</i>	Tubi forati sulla loro faccia inferiore, posti nella parte superiore dello strato drenante. Sono finalizzati all'allontanamento controllato del deflusso di supero. Da dimensionare in funzione della portata di progetto. Dimensione media 100 mm.
<i>Nota 6. Arginello</i>	L'arginello contribuisce al controllo del deflusso idrico e facilita la sua infiltrazione all'interno della trincea. Materiale e dimensioni sono da scegliere in funzione della localizzazione della trincea.
<i>Nota 7. Corrugato</i>	Tubo corrugato (\square min= 200 mm) munito di fori in n. di 40 fori/m. Tale tubo viene inserito nella configurazione 2 della trincea, ed è finalizzato ad incrementare la capacità di accumulo della trincea ovvero al convogliamento di deflussi verso altre opere di drenaggio.
<i>Nota 8. Strato di sabbia di base.</i>	Sostituisce il geotessile posto sul fondo della trincea nella configurazione 2. Deve garantire una permeabilità di almeno 1.5 cm/h. Funge anche da letto di posa per il corrugato.

Tabella 14 - Note descrittive per gli schemi delle trincee di infiltrazione

Le trincee di infiltrazione risultano relativamente costose: la USEPA stima (US EPA, 2006b), sulla base di dati tratti da indagini precedenti, i costi di costruzione (incluso gli imprevisti e i costi di progetto) in 5 \$ per piede cubo di acqua trattata. Uno

studio più recente (realizzato all'interno del progetto europeo Daywater), basato su valori in UK del 2003, stima il costo di due tipologie di trincee drenanti in 165 £/m (per una trincea larga 1,2 m e profonda 1m) ed in 484 £/m (per una trincea larga 3,5 m e profonda 2 m). In genere i costi di manutenzione delle trincee sono stimati fra il 5 ed il 10 % dei costi di costruzione per assicurare il funzionamento di lungo periodo della pratica.

Per quanto riguarda infine l'applicabilità degli schemi considerati con riferimento agli scenari di adozione descritti nel Cap.3, si può osservare quanto segue:

- nel caso di acque definibili come non inquinate, sono applicabili entrambi gli schemi. In particolare, la configurazione 2 è utilizzabile anche per l'allontanamento controllato del troppo pieno da altri interventi a monte (tetti verdi, troppo pieno da parcheggi con pavimentazioni porose, etc.);
- nel caso di acque definibili come moderatamente inquinate sono applicabili entrambi gli schemi unicamente se accoppiati a qualche intervento di pretrattamento. In particolare, nel caso dello schema 1 il pretrattamento può consistere semplicemente nel prevedere uno strato superficiale di terreno organico rinverdito al posto della ghiaia arrotondata, mentre nel caso dello schema 2 la trincea potrebbe essere preceduta da una cunetta secca;
- nel caso di acque definibili come inquinate possono essere applicate solo trincee di tipo 1, da utilizzarsi solo accoppiate a pretrattamento. In ogni caso è da verificare caso per caso l'efficacia di tale soluzione in rapporto ai volumi d'acqua e all'effettiva qualità dell'acqua da drenare;
- nel caso poi di acque sistematicamente inquinate, l'uso di interventi di filtrazione/infiltrazione va valutato ad hoc per la singola situazione e comunque solo in casi particolari da valutare/giustificare puntualmente.

4.4. Pavimentazioni permeabili

Le pavimentazioni permeabili (o drenanti) sono strutture che consentono alle acque di pioggia di infiltrarsi attraverso la superficie e dentro gli strati sottostanti, dove l'acqua viene temporaneamente accumulata prima dell'infiltrazione nel terreno, del riuso o del rilascio in un corso d'acqua ovvero in un altro sistema di drenaggio. Esse quindi, attraverso i processi fisici di infiltrazione, filtrazione ed accumulo, consentono l'attenuazione del deflusso superficiale e forniscono anche un mezzo di trattamento dell'inquinante prima di scaricare il deflusso nel corpo idrico recettore.

Sono distinguibili tre tipi di pavimentazioni permeabili:

- pavimentazione ad elementi interbloccanti,
- pavimentazione in calcestruzzo permeabile,
- pavimentazione in asfalto poroso.

Per ognuna di esse si può, poi, ulteriormente distinguere fra almeno due tipi di pavimentazioni, a seconda che il terreno al di sotto di esse abbia buona o scarsa permeabilità.

Le pavimentazioni drenanti ad elementi interbloccanti si caratterizzano per la presenza in superficie di uno strato costituito da unità di calcestruzzo interconnesse i cui singoli elementi sono impermeabili ma sono disposti in maniera tale da lasciar passare le acque di pioggia verso gli strati inferiori della pavimentazione. Le aperture tipicamente comprendono fra il 5 ed il 15 % dell'intera superficie pavimentata e sono riempite con aggregati di piccole dimensioni. Le giunzioni consentono all'acqua di accedere agli strati inferiori.

Le pavimentazioni in calcestruzzo poroso presentano uno strato superficiale in calcestruzzo poroso. Esso è una tipologia di calcestruzzo con una ridotta percentuale di sabbia e di filler, in modo tale da consentire all'acqua di fluirvi attraverso. La ridotta percentuale di elementi fini determina sacche d'aria stabili all'interno del calcestruzzo, per uno spazio vuoto totale fra il 15 ed il 38% con una media del 20%. Tali vuoti fanno sì che l'acqua possa infiltrarsi verso gli strati inferiori della pavimentazione che garantiscono accumulo e trattamento. Quando costruito in maniera appropriata, il calcestruzzo poroso è durevole, richiede bassa manutenzione ed ha costi relativamente bassi lungo tutto il ciclo di vita.

Le pavimentazioni in asfalto poroso si caratterizzano per la presenza in superficie di uno strato costituito da asfalto poroso: un materiale standard mescolato a caldo con una ridotta percentuale di sabbia o elementi fini, tale da consentire all'acqua di fluire attraverso di esso. Anche in questo caso il ridotto tenore di elementi fini lascia sacche d'aria vuote stabili attraverso le quali l'acqua può infiltrarsi verso gli strati inferiori della pavimentazione che garantiscono accumulo e trattamento. Quando costruito in maniera appropriata l'asfalto poroso è durevole e può costituire un'alternativa competitiva in termini di costo con l'asfalto tradizionale.

In figura 14 ed in figura 15 vengono mostrati esempi delle tre tipologie di pavimentazioni elencate.



Figura 14 - Pavimentazione in cls. poroso (a sin.) e ad elementi interbloccanti (a dx.)



Figura 15 – Esempi di pavimentazione in asfalto poroso confrontate con asfalto tradizionale

4.4.1. Applicabilità

Numerosi sono gli elementi da analizzare per verificare l' idoneità di un luogo all' utilizzo di una pavimentazione permeabile:

1. area drenata;
2. spazio richiesto;
3. localizzazione;
4. pendenza del sito e stabilità;
5. terreno di base e falda

Con riferimento all' area drenata, una pavimentazione porosa in genere accetta l' acqua di pioggia direttamente ricadente sulla sua superficie. Quando viene indirizzato del deflusso proveniente da altre superfici impermeabili la massima area drenabile è limitata da vincoli imposti dal volume dello strato di sotto-base e dai dispositivi che regolano il deflusso in uscita.

Con riferimento allo spazio richiesto, le pavimentazioni permeabili sono tipicamente costruite come alternativa a quelle impermeabili. L' elevata proporzione di superfici stradali presente nelle aree urbane fornisce, quindi, ampie opportunità di applicare questa BMP.

Con riferimento alla localizzazione, le pavimentazioni permeabili possono essere praticamente inserite in qualsiasi sito in via di sviluppo. Richiedono peraltro una ridotta differenza di carico fra la superficie di deflusso ed il punto di uscita e possono perciò essere applicate anche su superfici molto pianeggianti.

Con riferimento a pendenza del sito e stabilità, le pavimentazioni porose possono essere utilizzate nella maggior parte delle condizioni. In determinate circostanze può essere necessario frapporre un telo geosintetico impermeabile fra la pavimentazione ed il terreno di base e verificare che la fondazione sia compattata a sufficienza per evitare cedimenti differenziali. Pavimentazioni prive di geosintetico impermeabile non dovrebbero essere

utilizzate in aree in cui l'acqua infiltrata potrebbe causare instabilità a dei pendii o problemi alla fondazione stradale. Nel caso, invece, di uso del geosintetico dovrebbero essere tenuti in conto i rischi legati all'accumulo di acqua all'interno della pavimentazione.

Con riferimento a terreno di base e falda, laddove le pavimentazioni permeabili sono progettate per l'infiltrazione la superficie di falda deve avere un franco di almeno 1 m dalla base della struttura ed il progetto delle rispettare le norme ambientali e per la protezione delle acque sotterranee. Pavimentazioni prive di geosintetico non dovrebbero essere utilizzate per trattare il deflusso proveniente da aree dove potrebbe avere dilavato sostanze pericolose o inquinanti (dove ad es. materiali pericolosi sono caricati o scaricati o dove vi è una possibilità di perdita di carburante).

Per quanto riguarda, poi, la scelta fra le tre tipologie di pavimentazione, essa va effettuata sulla base delle caratteristiche del terreno, del traffico soprastante nonché sulla base di fattori paesaggistici e di estetica e fruibilità dell'area. Con riferimento, ad esempio, al traffico soprastante, un lavoro di sintesi redatto in Scozia con la partecipazione, fra gli altri, di Scottish Water e SEPA (WSP UK, 2010) indica come adatte all'adozione di pavimentazioni ad elementi interbloccanti sia aree destinate a parcheggi sia strade con valori di traffico giornaliero medio fra i 250 e i 1000 veicoli/giorno, purché la velocità massima in tali strade sia inferiore a 50 km/h, mentre suggerisce di pavimentare con materiali porosi strade con traffico giornaliero medio fra 5000 e 10000 veicoli/giorno (anche in questo caso la localizzazione dei parcheggi è valutata come appropriata).

Va, inoltre, considerata fra i fattori di scelta delle tipologie di pavimentazioni permeabili la possibilità di reperimento del materiale e della manodopera specializzata per la costruzione dei differenti tipi di pavimentazione. Tale ultimo fattore può, infatti, essere di significativa incidenza sui costi della BMP.

4.4.2. Il progetto delle pavimentazioni permeabili

4.4.2.1 Considerazioni generali

Tutte le tipologie di pavimentazioni permeabili devono essere dimensionate in modo da rispondere a due fondamentali requisiti:

- essere in grado di catturare il deflusso idrico derivante dalla pioggia di progetto e scaricarlo in maniera controllata al terreno di base e/o all'eventuale sistema di drenaggio;
- avere sufficiente resistenza ai carichi derivanti dal traffico veicolare soprastante.

La capacità di carico e di infiltrazione del terreno di sotto fondo, la capacità di infiltrazione dello strato di pavimentazione e la capacità di accumulo di base e sotto/base sono i parametri chiave di progetto. Per compensare la minore capacità di supporto strutturale dei terreni argillosi, spesso è richiesto l'incremento dello spessore dello strato di

sottobase. La maggiore profondità mette a disposizione anche un volume di accumulo maggiore che bilancia pure la minore permeabilità del terreno argilloso. Un sistema di drenaggio realizzato al di sopra del terreno argilloso mette in condizione di porre tali pavimentazioni anche al di sopra di terreni argillosi, visto che con questa configurazione la pavimentazione è in grado di assicurare l'infiltrazione di parte delle acque di pioggia mentre la parte rimanente viene filtrata e drenata via. In aggiunta può essere installata una geomembrana impermeabile fra lo strato di sottobase ed il terreno di base in corrispondenza con terreni argillosi che hanno un'alta tendenza a restringersi/rigonfiare o laddove la falda è troppo alta.

4.4.2.2 Cenni al dimensionamento idraulico

Vi sono quattro aspetti principali nel dimensionamento idraulico di una pavimentazione drenante:

- verifica dell'effettiva permeabilità dell'intera pavimentazione;
- volume di accumulo richiesto in corrispondenza dell'evento meteorico di progetto;
- verifica della capacità di convogliare l'eventuale deflusso in uscita dalla pavimentazione;
- gestione degli eventi estremi (con tempo di ritorno superiore all'evento di progetto).

Nel seguito, nell'ottica di fornire informazioni per un primo inquadramento delle BMP piuttosto che per il progetto di dettaglio, sono stati trattati i primi due punti, trascurando l'approfondimento degli altri aspetti.

La permeabilità del terreno di base è ovviamente il parametro che determina la prestazione di una struttura di infiltrazione nel controllo degli allagamenti. Essa dovrebbe essere significativamente superiore all'intensità di pioggia di progetto in modo da evitare accumulo di acque in superficie; la tabella 15 riporta i valori tipici del coefficiente di permeabilità di alcuni terreni.

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-8} - 10^{-6}$
Limo	$10^{-9} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

Tabella 15 - Coefficiente di permeabilità di alcuni terreni

In genere la permeabilità delle pavimentazioni permeabili è significativamente superiore all'intensità della pioggia di progetto, il che fa sì che essa non costituisca in genere un fattore limitante per la realizzazione delle pavimentazioni, neanche a seguito della parziale perdita di permeabilità che si ha nel tempo a causa della infiltrazione di limo all'interno delle giunzioni o dei pori della pavimentazione. A titolo di esempio si può osservare che per le pavimentazioni ad elementi interbloccanti la permeabilità in corrispondenza delle giunzioni è di circa 4000 mm/h per le pavimentazioni nuove; essa decresce nel tempo ma rimane, in genere, di gran lunga al di sopra dei valori tipici per la pioggia di progetto.

Trattando, ora, della capacità di accumulo della pavimentazione, nel dimensionamento idraulico dello strato di accumulo della pavimentazione va considerato che l'area drenata dalla pavimentazione è, nella maggior parte dei casi, superiore all'area della pavimentazione stessa; ciò fa sì che la portata di afflusso sia maggiore di quella defluente per infiltrazione attraverso il terreno di base e ciò avviene nonostante la permeabilità della pavimentazione possa essere superiore all'intensità della pioggia di progetto. È, quindi, necessario prevedere un volume di accumulo interno alla pavimentazione che sia sufficiente all'accumulo provvisorio dell'afflusso in eccesso per poi smaltirlo dopo il termine dell'evento di pioggia.

L'iter di dimensionamento è del tutto analogo al caso delle trincee drenanti. Anche in questo caso va determinato lo spessore H dello strato poroso cui è demandato l'accumulo del volume idrico. Nelle pavimentazioni porose la funzione di accumulo è detenuta dallo strato di base e da quello di sotto-base, ne consegue che con il dimensionamento idraulico descritto dalla presente sezione si trova lo spessore di entrambi gli strati. Nel seguito, per ragioni di sintesi si farà riferimento ad un unico strato di porosità n di cui si calcolerà lo spessore. Tale procedura, direttamente applicabile nel caso di presenza del solo strato di base, come frequente nel caso di inserimento della pavimentazione porosa in aree pedonali, può facilmente essere adattata al caso più generale in cui siamo presenti sia strato di base che di sotto-base.

Considerando un sistema di infiltrazione piano, la capacità di accumulo per lo strato di base dipende da fattori come: caratteristiche della pioggia, tempo di ritorno di progetto, permeabilità del terreno, limiti allo scarico, area impermeabile drenata. L'effettiva capacità di accumulo dipende dalla profondità e dall'area dello strato di accumulo e dal volume dei vuoti.

Indicato con H lo spessore dello strato di accumulo si può scrivere (CIRIA, 2007):

$$H = \frac{D}{n}(Ri - q) \quad [\text{Eq. 4}]$$

dove:

- R è il rapporto fra l'area drenata dalla pavimentazione e l'area della superficie della pavimentazione stessa, attraverso la quale avviene l'infiltrazione;
- D, i sono la durata e l'intensità dell'evento meteorico di progetto
- n è la porosità dello strato (volume dei vuoti su volume totale dello strato);
- q è la permeabilità del terreno di base.

4.4.2.3 Aspetti tecnologici e costruttivi. Pavimentazioni in elementi interbloccanti

Va preliminarmente sottolineato che tutt'oggi non esistono a livello nazionale normative che regolamentano gli elementi in calcestruzzo che per loro forma o composizione siano drenanti, definendo quindi metodi di prova e prestazioni minime. Di conseguenza nessun produttore o laboratorio può fornire certificazioni ma solo dichiarazioni di permeabilità sulla base del metodo di prova scelto (Record S.r.l., 2010). La permeabilità di una pavimentazione composta da elementi modulari in calcestruzzo posati a secco dipende da:

- permeabilità degli strati costituenti il sottofondo;
- permeabilità dei giunti o delle aperture;
- schema di posa
- composizione del calcestruzzo.

La permeabilità degli strati costituenti il sottofondo, tra i quali deve essere compreso lo strato di allettamento dei masselli, è condizione ovviamente indispensabile per la definizione delle modalità e del livello di infiltrazione dei liquidi nel sottosuolo.

La permeabilità dei giunti o delle aperture dipende da:

- ampiezza e incidenza sulla superficie totale: maggiore è l'ampiezza e l'incidenza sulla superficie totale del giunto o dell'apertura, ovviamente maggiore è la permeabilità della pavimentazione;

- materiale di riempimento: terreno da coltivo e conseguente inerbimento (bassa permeabilità); sabbia priva di parti fini (media permeabilità); graniglietta (alta permeabilità);
- pendenza della pavimentazione: maggiore è la pendenza della pavimentazione, minore è la sua permeabilità per effetto di un maggiore scorrimento superficiale.

Per quanto riguarda poi lo schema di posa e la composizione del calcestruzzo, le pavimentazioni modulari in calcestruzzo, al fine dell'individuazione del livello di permeabilità conseguibile, possono essere raggruppate nelle seguenti categorie merceologiche:

- elementi in calcestruzzo ordinario, non permeabile;
- pavimentazioni grigliate;
- pavimentazioni in calcestruzzo ordinario, non permeabile, ma con distanziali
- pavimentazioni realizzate con calcestruzzo drenante.

Nel caso di una pavimentazione in masselli di calcestruzzo di tipo normale, posati a secco su letto di sabbia e su sottofondo in terreno naturale compattato, sono stati condotti diversi studi specifici per determinarne il coefficiente di afflusso, dipendente dalla pendenza della pavimentazione, dalla tipologia di traffico incidente (sia per effetto dell'intasamento dei giunti da parte di detriti sia per effetto del "pumping" dei carichi veicolari sulla superficie della pavimentazione) sia dalla intensità della pioggia: il coefficiente di afflusso aumenta con l'aumentare dell'intensità di pioggia a partire da 5 mm/ora e diviene praticamente costante per precipitazioni con intensità maggiore o eguale a 20 mm/ora. In ambito nazionale, in assenza di indicazioni normative generali al riguardo, pressoché tutte le regioni hanno deliberato che tali pavimentazioni vadano considerate come impermeabili anche se si delega ai regolamenti edilizi comunali il compito di meglio definire tale aspetto.

Le pavimentazioni grigliate sono generalmente piastre forate, quadrate o rettangolari, aventi dimensioni comprese tra 25 e 60 cm. e spessori variabili da 8 a 12 cm. Ovviamente la loro capacità drenante aumenta all'aumentare del rapporto vuoto/pieno dell'elemento di pavimentazione oltretutto come già visto dal materiale di riempimento dei vuoti.

L'esigenza di aumentare tale rapporto comporta la realizzazione di sezioni resistenti di calcestruzzo limitate, quindi con minore resistenza alle sollecitazioni. Non è inoltre possibile considerare alcun contributo alla portanza derivante da effetti di autobloccaggio degli elementi, che di fatto si comportano come piastre isolate. Tali pavimentazioni possono quindi trovare unicamente impiego per carichi medio-leggeri (zone di stallo nei parcheggi per autoveicoli).

Nel caso di elementi in calcestruzzo ordinario con distanziali maggiorati, il calcestruzzo ordinario utilizzato normalmente per il confezionamento di masselli autobloccanti presenta un assorbimento massimo di acqua inferiore al 6%. La permeabilità della pavimentazione è però aumentabile aumentando il giunto tra un massello e l'altro grazie all'utilizzo di distanziali maggiorati. I giunti così ottenuti possono essere riempiti di graniglia (molto drenante) o coltivati a prato (poco drenante)

Nel caso di elementi in calcestruzzo drenante, il calcestruzzo è realizzato con una miscela particolare che presenta una elevata porosità: in questo caso l'intera pavimentazione, e non solo i giunti, diventa permeabile. La pavimentazione rimane completamente autobloccante, in quanto presenta un giunto costante ed uniforme lungo tutto il perimetro dei masselli quindi dal punto di vista della distribuzione dei carichi certamente più efficace delle altre soluzioni prima elencate. Per quanto riguarda le caratteristiche del calcestruzzo, vale sotto quanto riportato per le pavimentazioni in calcestruzzo poroso.

4.4.2.4 Aspetti tecnologici e costruttivi. Pavimentazioni in calcestruzzo poroso

In questa tipologia di pavimentazioni il calcestruzzo costituente il massello ordinario viene prodotto con una miscela particolare, che presenta una elevata porosità. L'acqua introdotta nell'impasto del calcestruzzo, necessaria per l'idratazione e per la lavorabilità indispensabile alla messa in opera, lascia nella matrice dello stesso dopo la maturazione una rete di fitti cunicoli determinandone una porosità della pasta cementizia, costituita dai pori del gel e dai pori capillari. La "porosità capillare" dipende dal rapporto acqua/cemento e dal grado di idratazione: nei calcestruzzi ordinari esso varia da zero a 40% del volume della pasta. Un rapporto a/c maggiore di 0,38 prevede la permanenza di pori capillari anche dopo una completa idratazione.

I pori capillari non sono visibili se non al microscopio elettronico, il loro diametro è dell'ordine del micron (tra 0,1 e 10 micron o 100-104 nm), sono di struttura variabile e formano una canalizzazione continua interconnessa nell'ambito della matrice: la permeabilità del calcestruzzo quindi non è una semplice funzione della sua porosità ma dipende anche dalla dimensione, dalla distribuzione, dalla fisicità e continuità dei pori. Alla porosità capillare si aggiunge la diffusissima presenza di "aria intrappolata" nel calcestruzzo fresco, che dovrebbe essere espulsa da una corretta compattazione del conglomerato e che crea macrovuoti (da circa 1 mm a qualche decina di mm).

La maggiore o minore presenza di vuoti capillari intercomunicanti fa sì che si verifichi, per differenza di pressione idrostatica, un flusso di acqua determina la permeabilità di un calcestruzzo. Nel caso di rapporti a/c molto alti (dell'ordine di 0,7÷0,75) il coefficiente di permeabilità K è tipicamente nell'ordine di 10^{-10} m/s e questo valore può essere considerato rappresentativo di un calcestruzzo ad alta permeabilità. Per valori di rapporto a/c molto più bassi 0,45 il coefficiente tipico è nell'ordine di 10^{-11} m/s oppure per

mix design particolarmente curati 10^{-12} m/s, permeabilità inferiori dell'ordine di questi ultimi valori sono considerate rappresentative di calcestruzzi a permeabilità estremamente bassa.

Il calcestruzzo permeabile ha limitate resistenze meccaniche, che devono essere tenute in considerazione nella realizzazione della pavimentazione, ed è certamente meno durabile di un calcestruzzo compatto se sottoposto a cicli di gelo/disgelo in presenza di sali decongelanti.

La permeabilità deve inoltre essere mantenuta, evitando la saturazione delle porosità per effetto dei detriti accumulati dal traffico: allo scopo, una efficace soluzione è rappresentata dalla realizzazione del manufatto in multistrato, in modo da svolgere una azione di filtro per l'acqua percolante.

La permeabilità degli strati costituenti il sottofondo rappresenta comunque ovviamente un parametro fondamentale per la definizione delle modalità e del livello di infiltrazione dei deflussi nel sottosuolo.

4.4.3. Aspetti tecnologici e costruttivi. Pavimentazioni in asfalto poroso

Il conglomerato bituminoso per manto di usura drenante è costituito da una miscela di pietrischi, pietrischetti, graniglie, sabbie di frantumazione e additivo minerale (filler), impastati a caldo, in impianto, con bitume modificato (Grigolin, 2011). Tali tipi di conglomerati devono essere prodotti in conformità alla Norma UNI EN 13108-7.

Gli inerti devono essere di tipo pregiato, basaltico o simile, frantumati e aventi caratteristiche di micro e macro rugosità superficiale. Il diametro massimo dell'aggregato deve essere di 16 mm.

Il legante può essere solo di tipo modificato, al fine di assicurare tutte quelle caratteristiche di adesione, coesione e suscettibilità termica necessarie a compensare le carenze strutturali di una curva granulometrica così discontinua.

E' importante che siano rigorosamente rispettate le caratteristiche richieste ai vari componenti. In particolare, l'aggregato grosso ($> 2\text{mm}$), costituito da pietrischi, pietrischetti e graniglie, di natura mineralogica prevalentemente calcarea deve avere:

- resistenza alla frammentazione (UNI EN 1097-2) $LA < 20\%$ LA20
- % di elementi frantumati $> 100\%$
- indice di appiattimento (UNI EN 933-3) $FI < 10$ FI10
- valore di levigabilità (UNI EN 1097-8) $VL > 0.45$ PSV44

L'aggregato fino ($< 2\text{mm}$), costituito da sabbie, prevalentemente calcaree, ricavate da frantumazione di ghiaie alluvionali o rocce, deve avere:

- equivalente in sabbia (UNI EN 933-8) $ES > 70$
- prova al blu di metilene (UNI EN 933-9) $MBF < 10$ MBF10

L'additivo minerale (filler), proveniente dalla frantumazione di rocce calcaree (sostituibile con cemento, calce idrata o calce idraulica) deve avere (UNI EN 933-10) i seguenti requisiti:

- % passante al setaccio UNI 0.125 mm > 90 %
- % passante al setaccio UNI 0.063 mm > 80 %

Il legante bituminoso è costituito da bitume modificato avente le seguenti principali caratteristiche:

- penetrazione a 25 °C dmm > 45 (UNI EN 1426)
- punto di rammollimento °C > 70 (UNI EN 1427)
- viscosità dinamica a 160°C Pa s > 0,50 (UNI EN 13702-2 - Brookfield SPDL 21)
- viscosità dinamica a 100°C Pa s > 50 (UNI EN 13702-2 - Brookfield SPDL 7)
- ritorno elastico a 25 °C > 70%(UNI EN 13398)
- stabilità allo stoccaggio - ΔP dmm < 5 (UNI EN 13399)

Per quanto riguarda infine le caratteristiche meccaniche, esse sono di seguito sintetizzate:

- stabilità Marshall (UNI EN 12697-34) > 0,5 kN
- rigidità Marshall (UNI EN 12697-34) > 1,5 kN/mm
- vuoti residui (UNI EN 12697-8) > 16 %
- resistenza a trazione indiretta a 25° C (UNI EN 12627-23) > 0,5 x10⁻³ GPa
- massa volumica (UNI EN 12697-9) 2,1 - 2,4 g/cm³
- permeabilità dello strato in opera > 14 l/min

E' sconsigliata la posa in opera nel caso di temperature ambientali inferiori a 10°C o per spessori superiori a 5 cm.

L'usura drenante è un conglomerato adatto a tutte le situazioni in cui si richiedano alla superficie viabile delle prestazioni che esaltino le condizioni di aderenza, di abbattimento del rumore di rotolamento, e di sicurezza. A parità di condizioni di esercizio l'usura drenante, grazie all'uso di bitume modificato (che conferisce un aumento di stabilità, una maggiore resistenza meccanica alle deformazioni, una maggiore durata, una maggiore elasticità e una sensibilità alle condizioni termiche estreme molto più bassa, soprattutto nei confronti di temperature ambientali elevate come durante la stagione estiva), offre un eccellente incremento della sicurezza della superficie viabile ed il mantenimento di tale standard in caso di pioggia.

Vale la pena infine di accennare brevemente alle buone caratteristiche di fonoassorbimento dell'usura drenante: varie esperienze hanno dimostrato (Associazione

italiana bitume asfalto strade 2011) che l'attenuazione ottenibile con la posa di un asfalto poroso è equivalente ad una riduzione di dieci volte del volume di traffico oppure all'installazione di una barriera fono isolante di altezza 2.5 m lungo tutta la tratta.

4.4.4. Manutenzione

La vita utile di una pavimentazione drenante è strettamente legata all'intensità del traffico e alla manutenzione: in genere, se applicata, ad esempio ad un parcheggio, essa può superare, previa corretta manutenzione, i 6 ÷8 anni (Brattebo e Booth, 2003) ma, ad esempio per l'asfalto poroso (e sempre previa adeguata gestione dell'infrastruttura) può mantenere buone condizioni perfino per venti anni (NAPA, 2011). Per quanto riguarda la manutenzione, tali strutture richiedono ispezioni e interventi di pulizia più frequenti rispetto alle altre pratiche a causa della perdita di funzionalità per occlusione; per ridurre tale rischio si possono inserire pretrattamenti per limitare l'apporto d'oli, sedimenti e detriti al sistema. Un esempio può essere l'installazione di filtri vegetali a contorno della pavimentazione per una larghezza di circa 8 m.

La maggiore preoccupazione relativa alla manutenzione è data quindi dalla possibilità di ostruzione delle aperture e delle giunzioni fra gli elementi della pavimentazione. L'intasamento aumenta nel tempo e l'uso ma è stato osservato che anche se sempre più particelle tendono ad entrare all'interno della superficie della pavimentazione essa comunque non diventa impermeabile. Studi di lungo periodo (Bean, Hunt et al., 2007) condotti su diversi tipi di pavimentazioni permeabili hanno osservato che, dopo una decrescita della permeabilità, essa raggiunge un valore minimo sotto il quale tende a non scendere e tale valore rimane alto anche in presenza di ostruzioni. Anche quando significativamente ostruita una pavimentazione permeabile generalmente ha una permeabilità superiore ai 2 cm/h, sufficiente nella maggior parte delle circostanze a gestire i deflussi da acque di pioggia. La permeabilità può comunque essere incrementata con l'aspirazione delle particelle o, in circostanze estreme, sostituendo gli aggregati.

Per le applicazioni nei climi freddi, va osservato, che mentre tutte le pavimentazioni porose non trattano i cloruri dovuti allo spargimento del sale stradale va comunque sottolineato come il materiale utilizzato per la rimozione del ghiaccio può essere ridotto con tali pavimentazioni. Inoltre, l'attività di rimozione della neve è ridotta per via dello scioglimento della neve sulla superficie e successiva infiltrazione.

4.4.4.1 Efficacia

Le pavimentazioni porose influiscono sulla riduzione sia del volume e del picco dei deflussi meteorici, sia sulla concentrazione di inquinanti.

La permeabilità del terreno di base e la capacità di accumulo dello strato di base sono i fattori che determinano l'efficacia della BMP in relazione al controllo del deflusso in termini quantitativi. Per quanto riguarda invece la qualità, la concentrazione degli

inquinanti viene abbattuta attraverso molteplici processi: gli aggregati filtrano l'acqua di pioggia e la rallentano in maniera tale da determinare la sedimentazione. Le caratteristiche del terreno di base rappresentano un fattore di grande importanza per il trattamento degli inquinanti: ad esempio, i terreni sabbiosi hanno una maggior permeabilità ma una minore capacità di trattamento.

Studi condotti in Canada su pavimentazioni ad elementi interconnessi (Van Seters, 2007) hanno dimostrato la capacità di tali pavimentazioni di ridurre l'inquinamento da metalli pesanti e idrocarburi in misura significativamente maggiore da quanto avviene con le pavimentazioni tradizionali.

Altri studi hanno puntato a quantificare in differenti applicazioni e con differenti tipologie di pavimentazioni permeabili la capacità di rimozione degli inquinanti, evidenziando una notevole variabilità di risultati in funzione dell'area di applicazione della pavimentazione (minore efficacia nelle autostrade maggiore nei parcheggi) con riduzioni variabili fra circa 1/3 e 2/3 per il fosforo, fra 1/2 e più di 2/3 per l'azoto e percentuali spesso superiori al 50% per i metalli pesanti.

La tabella 16 riporta (Barrett, Kearfott et al., 2006; Gilbert e Clausen, 2006; Van Seters, 2007) una sintesi dei risultati.

4.4.5. Schemi costruttivi di riferimento e valutazione dei costi

Per ciascuna delle tre tipologie di pavimentazioni si propone uno schema costruttivo di riferimento, sulla base del quale è stata svolta, analogamente a quanto fatto per i casi precedenti, una dettagliata valutazione dei costi. Anche se non esplicitamente riportato nelle figure, ogni schema può o meno prevedere la presenza di una tubazione forata per la raccolta e l'allontanamento delle acque infiltrate, a seconda, come accennato precedentemente, delle caratteristiche di permeabilità del terreno in sito.

Applicazione	Luogo	Solidi Sospesi Totali	Metalli	Nutrienti
Asfalto poroso				
Autostrada	Austin, TX	94%	76-93%	43%
Area di parcheggio	Durham, NH	99%	Zn: 97%	TP: 42
Pavimentazione ad elementi interbloccanti				
Strada	Jordan Cove, CT	67%	Cu: 67% Pb: 67% Zn: 71%	TP: 34% NO3-N: 67% NH3-N: 72%
Area di parcheggio	Goldsboro, NC	71%	Zn: 88%	TP: 65% TN: 35%
Area di parcheggio	Renton, WA	-	Cu: 79% Zn: 83%	-
Area di parcheggio	King College, ON	-	Cu: 13% Zn: 72%	TP: 53% TKN: 53%
Calcestruzzo poroso				
Area di parcheggio	Tampa, FL	91%	75-92%	

Tabella 16 - Tasso di rimozione riscontrato per alcuni inquinanti e nutrienti in varie applicazioni di pavimentazioni porose

In figura 16, figura 17 e figura 18 vengono mostrati gli schemi costruttivi proposti per le tre tipologie di pavimentazioni che sono state analizzate.

In tabella 17, tabella 18 e tabella 19 si riportano una serie di note (inserite nelle figure precedentemente indicate), le quali hanno lo scopo di descrivere dettagliatamente gli schemi suddetti.

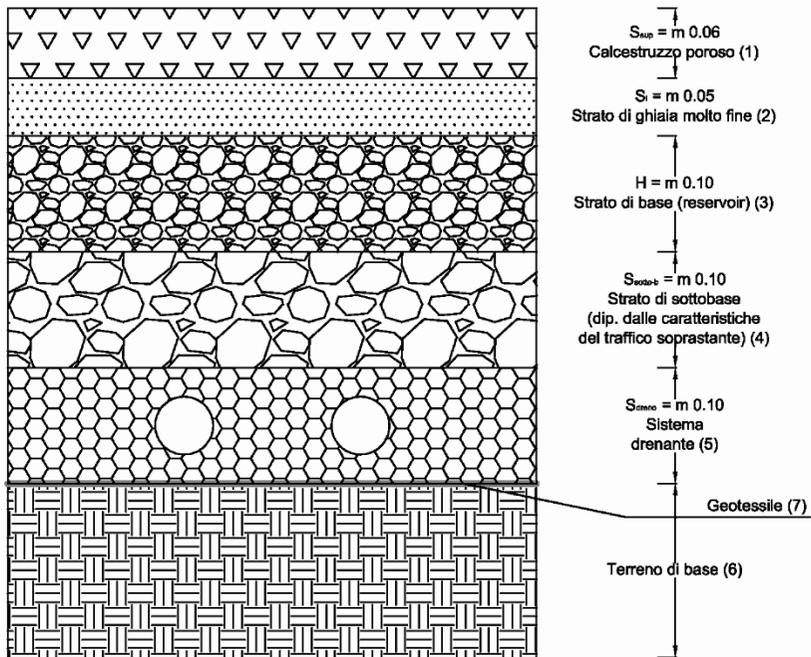


Figura 16 - Pavimentazione ad elementi interbloccanti

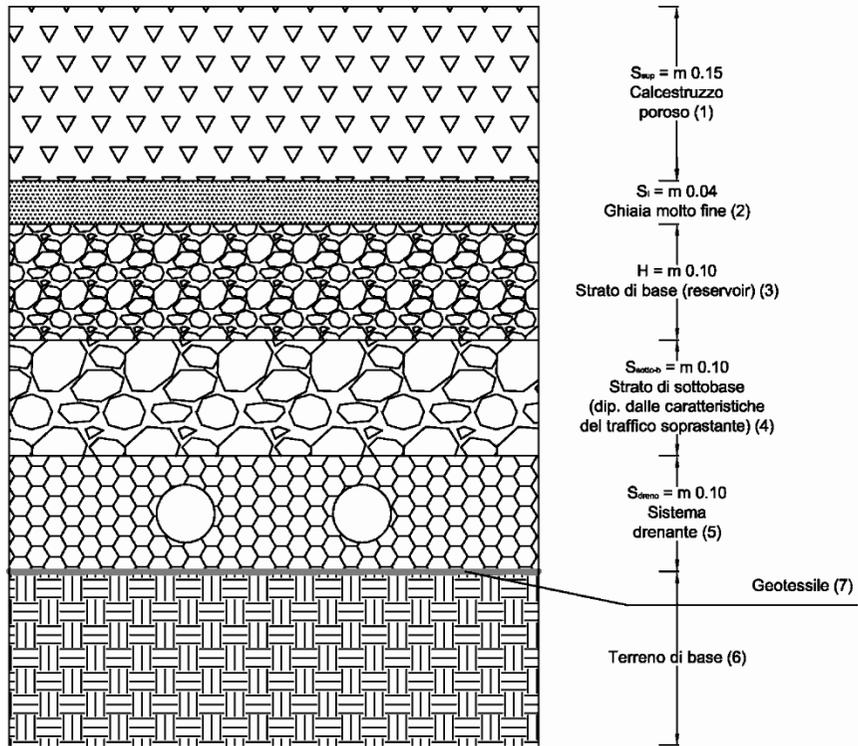


Figura 17 - Pavimentazione in calcestruzzo poroso

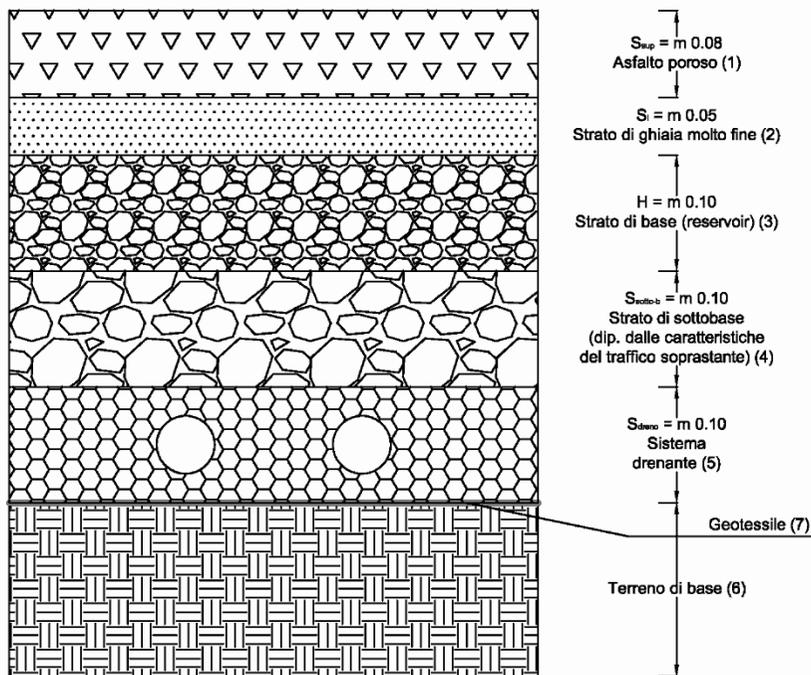


Figura 18 -Pavimentazione in asfalto poroso

<i>Nota ed elemento descritto</i>	Descrizione
<i>Nota 1. Strato di elem. in cls</i>	Gli elementi installabili sono di differenti spessori: 80 mm per aree dedicate al traffico veicolare, 60 mm per aree pedonali.
<i>Nota 2. Strato di ghiaia molto fine</i>	Strato permeabile che costituisce il letto per gli elementi di calcestruzzo. Tale strato è formato da aggregati frantumati di piccole dimensioni privi (o, comunque, con ridotta frazione) di aggregati fini. Spessore 5 cm.
<i>Nota 3 Strato di base (reservoir)</i>	Strato di base ad alta permeabilità, privo o con ridotta percentuale di aggregati fini, costituito da aggregati grossi provenienti dalla frantumazione di elementi litoidi (è costituito da grani di dimensioni da 0.5 a 2 cm). Spessore dello strato: da 7.5 a 10 cm. Svolge la duplice funzione di strato di transizione fra gli strati superiori e il terreno di base e di detenzione idrica.
<i>Nota 4. Strato di sotto-fondo (o di sotto-base)</i>	Gli elementi lapidei di questo strato hanno dimensioni maggiori dello strato ad esso soprastante (dimensione dei grani in questo strato da 2 a 6.5 cm). Lo spessore di questo strato va deciso in base alla necessità di accumulo idrico ed al carico dovuto al traffico. È possibile non prevedere questo strato per i percorsi pedonali o all'interno di aree residenziali. In tal caso si ricorre all'ispessimento dello strato di base per fornire un adeguato incremento di capacità di accumulo idrico e supporto agli strati superiori.
<i>Nota 5. Dreno</i>	Il dreno di base è installato in situazioni in cui la pavimentazione porosa è

<i>Nota ed elemento descritto</i>	Descrizione
<i>di sottofondo.</i>	realizzata su terreni poco permeabili. In tale strato sono alloggiato tubazioni perforate inferiormente con il compito di facilitare l'allontanamento del contenuto idrico degli strati di base e di sotto-fondo. Le tubazioni forniscono, inoltre, volume di detenzione idrico aggiuntivo. Esse vanno opportunamente dimensionate in funzione delle caratteristiche del luogo di applicazione della pavimentazione.
<i>Nota 6 Terreno base</i>	Lo strato di terreno immediatamente al di sotto dello strato di base o di sotto-fondo. Con la sua permeabilità determina la scelta della effettiva configurazione della pavimentazione. Non è, in genere, compattato.
<i>Nota 7 Geotessile</i>	Il geotessile (opzionale) deve impedire la migrazione di grani di terreno verso lo strato di sotto-fondo o di base.

Tabella 17 - Note descrittive - schema pavimentazioni con elementi interbloccanti

<i>Nota ed elemento descritto</i>	Descrizione
<i>Nota 1 Calcestruzzo poroso</i>	Strato di calcestruzzo poroso realizzato con cemento portland e privo (o con una ridottissima quantità) di aggregati fini. Spessore fra i 10 e i 20 cm in funzione del carico atteso dovuto al traffico.
<i>Nota 2 Strato di ghiaia molto fine</i>	Sottile strato permeabile che costituisce il letto per lo strato di calcestruzzo poroso. Esso è formato da ghiaia molto fine priva (o con ridotta percentuale) di aggregati fini. Spessore fra 2.5 e 5 cm.
<i>Note 3,4,5,6,7</i>	V. tabella precedente

Tabella 18 - Note descrittive - schema pavimentazioni in cls. poroso

<i>Nota ed elemento descritto</i>	Descrizione
<i>Nota 1. Strato di asfalto poroso</i>	Strato di conglomerato bituminoso costituito da aggregati grossi privi o con ridotta frazione di aggregati fini e legati da asfalto bituminoso. Tale strato deve essere in grado di presentare una porosità minima del 16%. Spessore dello strato da 5 a 10 cm in dipendenza del carico dovuto al traffico atteso.
<i>Nota 2 Strato di ghiaia molto fine</i>	Strato permeabile che costituisce il letto di base per l'asfalto poroso. Tale strato è formato da aggregati frantumati di piccole dimensioni privi (o, comunque, con ridotta frazione) di aggregati fini. Spessore 2.5 ÷ 5 cm.
<i>Note 3,4,5,6,7</i>	V. tabella precedente

Tabella 19 - Note descrittive - schema pavimentazioni in asfalto poroso

Si riportano di seguito alcuni dati riguardanti i costi delle pavimentazioni permeabili rinvenuti in letteratura. Con riferimento alle pavimentazioni ad elementi interbloccanti, per applicazione veicolare (con riferimento a più di 1300 m²) i costi in genere variano da 43 \$/m² a 86 \$/m² (US EPA, 2009a), esclusi base e sottobase.

Per le pavimentazioni in calcestruzzo poroso (US EPA, 2009b) i costi variano da 20 \$/m² a 75 \$/m², ma viene evidenziato come i costi risultino molto variabili e che siano possibili forti ribassi a seguito dell'apertura del mercato e dell'incremento della concorrenza. Per le pavimentazioni in asfalto poroso (US EPA, 2009c) i costi variano fra i 5 e i 10 \$/m² ma considerando unicamente il costo del materiale. Uno studio realizzato in North Carolina su differenti tipologie di BMP drenanti aree di piccole dimensioni (<1 ha) a carattere residenziale o commerciale ha determinato per le pavimentazioni drenanti costi fra 87 e 130 \$ a m². Uno studio realizzato all'interno del progetto europeo Daywater, basato su valori in UK nel 2003, stima il costo di una pavimentazione in asfalto poroso in 97 £/m².

Per quanto riguarda infine l'applicabilità degli schemi considerati con riferimento agli scenari di adozione descritti nel Cap.3, si può osservare che le tre tipologie di pavimentazioni e sono utilizzabili senza particolari problemi nel caso di acque definibili come non inquinate o moderatamente inquinate.

Per acque inquinate o sistematicamente inquinate la fattibilità di interventi del genere va attentamente valutata caso per caso. Infatti nel caso in cui si voglia proteggere il sottosuolo dalla propagazione di inquinanti, e in particolar modo dai pericoli di occlusione prodotta dalla presenza di eccessive concentrazioni di solidi sospesi nelle acque infiltrate, si dovrebbe valutare l'opportunità di ricorrere a sistemi di pretrattamento.

4.5. I tetti verdi

Le pratiche distribuite di gestione delle acque meteoriche richiedono generalmente grandi aree disponibili per la realizzazione di strutture di infiltrazione o di immagazzinamento (trincee di infiltrazione, pozzi drenanti, vasche volano, elementi di disconnessione). Tra queste, tuttavia, la tecnica del verde pensile, sfruttando gli spazi disponibili sulle coperture a tetto (altrimenti inutilizzate), può essere applicata anche in ambienti urbani densamente edificati.

Il termine verde pensile rimanda culturalmente a tutta quella serie di interventi che coinvolgono l'installazione di sistemi vegetati su coperture o porzioni delle stesse; più propriamente, per indicare le soluzioni a verde, studiate tecnologicamente per ottenere vantaggi prestazionali, si parla di coperture continue a verde o di tetti verdi. Queste strutture, che non hanno un peso molto elevato, sono fondamentalmente costituite da una membrana altamente impermeabile, che protegge la struttura dell'edificio, corredata da un adeguato sistema di drenaggio, al di sopra del quale uno strato di terreno vegetale, che può

essere di vario tipo, consente la crescita di diverse specie di piante che possono crescere in varie condizioni climatiche.

La figura 19 mostra degli esempi di tetto verde in ambiente urbanizzato.



Figura 19 - Esempi di tetto verde in ambiente urbano

Introducendo la pratica dei tetti verdi in un bacino urbano si interviene pertanto sulla regimazione idrica, ripristinando almeno parzialmente il ciclo naturale dell'acqua attraverso i processi di infiltrazione, evaporazione dal suolo ed evapotraspirazione dalla vegetazione. In questo modo si opera un controllo degli scorrimenti superficiali con conseguente incremento del tempo di concentrazione del bacino e riduzione sia delle portate al colmo sia dei volumi idrici che giungono ai sistemi di drenaggio.

La pratica dei tetti verdi interviene non solo sulla quantità ma anche sulla qualità dei deflussi, per quanto ulteriori analisi sono da ritenersi opportune per un dimensionamento appropriato di tali pratiche (US EPA, 2005{Justyna, 2010 #61}).

Oltre a queste funzioni fondamentali, essi permettono di contenere l'aumento delle temperature, attraverso l'evapotraspirazione e l'assorbimento della radiazione solare incidente, di abbattere considerevolmente il ricircolo delle polveri inquinanti mediante la capacità di assorbimento e trattenuta delle stesse, di mitigare l'inquinamento acustico con la riduzione della riflessione del suono all'esterno e della diffusione all'interno, ed infine di preservare la biodiversità grazie alla creazione di nuovi ambienti di vita per animali e piante.

Oltre al suo intrinseco valore ecologico, il verde pensile presenta numerosi vantaggi rispetto alle coperture tradizionali dal punto di vista sia economico, sia costruttivo. Il verde pensile incrementa la vita tecnica media degli strati di impermeabilizzazione e di coibentazione proteggendoli da azioni meccaniche e limitando gli sbalzi termici, possiede capacità termoisolanti che consentono di ridurre i consumi ed i

costi sugli impianti di riscaldamento e condizionamento, amplia in modo consistente le possibilità di progettazione e crea superfici fruibili che aumentano il valore dell'immobile.

Esistono in letteratura differenti modalità di classificazione dei tetti verdi.

Secondo l'*U.S. Environmental Protection Agency* i tetti verdi possono essere classificati come estensivo, semi-intensivo o intensivo¹⁷{US EPA, 2005 #51. In generale, il terreno che si utilizza per la realizzazione dei tetti verdi estensivi ha uno spessore di circa 15 cm, mentre i tetti verdi intensivi necessitano di un substrato con spessore maggiore. Un tetto verde semi-intensivo può essere definito come un ibrido tra coperture a verde intensive ed estensive, riferendosi a situazioni in cui almeno il 25 per cento del tetto è al di sopra o al di sotto della soglia dei 15 cm.

Una seconda definizione {US EPA, 2010 #10}differenzia solo tra tetti verdi intensivi ed estensivi: un tetto verde estensivo ha uno spessore di terreno vegetale di circa 10 cm; un tetto verde intensivo richiede invece uno spessore di terreno vegetale maggiore di 10 cm. Un tetto verde estensivo quindi pesa meno di un tetto verde intensivo e contiene meno terreno vegetale.

In Italia è necessario fare riferimento alla norma UNI 11235, che distingue due principali tipologie di inverdimento: quello estensivo e quello intensivo, che si distinguono per costi di costruzione, oneri di manutenzione e prestazioni globali. Secondo tale norma, per verde estensivo si intende un sistema che utilizza specie vegetali in grado di adattarsi e svilupparsi nelle condizioni ambientali in cui sono poste, che richiede spessori di substrato di coltivazione limitati e minimi interventi di manutenzione. Per verde intensivo si intende un sistema che richiede maggiori cure rispetto al precedente e l'ausilio di una manutenzione di maggiore intensità, in funzione delle associazioni di specie vegetali.

Poiché la norma in questione non fornisce valori limite riguardo allo spessore di terreno vegetale che rappresenta la soglia tra le due tipologie di inverdimento, si è scelto qui di fare riferimento al valore di 15 cm, ritenuto maggiormente cautelativo sia dal punto di vista dei carichi sugli edifici sia dal punto di vista della valutazione dei costi.

4.5.1. Applicabilità

I tetti verdi rappresentano la pratica di mitigazione più adatta ad essere utilizzata in aree densamente urbanizzate: essi possono infatti essere realizzati durante la costruzione di nuovi edifici ma anche su edifici già esistenti (retrofit), purché ovviamente si verifichi che le coperture siano in grado di sopportarne il carico: il costo di installazione risulta maggiore rispetto ad una realizzazione già prevista in fase di progetto, ma i progressi tecnologici stanno portando verso costi sempre meno elevati.

¹⁷ In questo testo si riporta il presente criterio di classificazione dei tetti verdi perché è, al momento, il più utilizzato a livello internazionale e, quindi, appare il più utile per supportare confronti a valutazione; per una disamina più ampia dei differenti criteri di classificazione utilizzabili nel nostro paese si rimanda alla norma UNI 11235

La realizzazione di un tetto verde si può attuare in condizioni di copertura piana ($i < 5\%$) o a limitata pendenza ($i < 30\%$) su costruzioni di diverso tipo: sono applicabili su edifici residenziali, commerciali o industriali, e in numerose città estere la installazione di tetti verdi è attivamente incoraggiata anche attraverso riduzioni fiscali.

Dal punto di vista climatico, infine, nei casi di temperature estreme i tetti verdi forniscono un ulteriore isolamento termico che può addirittura rappresentare un valore aggiunto per l'edificio.

4.5.2. Il progetto dei tetti verdi

4.5.2.1 Considerazioni generali

L'utilizzo dei tetti verdi come strumento di mitigazione per i problemi connessi con la crescente impermeabilizzazione dei suoli ha inizio negli anni '80. Negli ultimi 20 anni, soprattutto nei paesi dell'Europa del Nord e negli Stati Uniti, si sono affrontate le problematiche del verde pensile studiando materiali e sviluppando tecnologie che potessero rendere economico e sicuro l'utilizzo di tali coperture.

In alcuni paesi, come Giappone, Singapore, Germania e Belgio, il vantaggio ecologico del verde pensile è stato riconosciuto dal Governo che ha introdotto forme di incentivazione per incoraggiare (o in alcuni casi imporre al privato) l'installazione di coperture vegetate. L'introduzione di prescrizioni a tutela del verde può avvenire attraverso esplicito mantenimento delle quote di verde esistenti in caso di manutenzione ordinaria; nella progettazione obbligatoria di verde privato nuovo o di sostituzione; nel ripristino della quota di superficie filtrante o alternativa tecnica perseguibile ed infine attraverso l'introduzione di nuovi elementi normativi basati su requisiti volontari, oltre a quelli cogenti, da attribuire alla qualità delle costruzioni. L'introduzione di incentivi diretti, non sempre possibile da parte delle casse dei Comuni, può essere sostituita o supportata da incentivi indiretti sotto diverse forme: premi di cubatura, possibilità di maggiori altezze interne per recupero sottotetti; premi di superficie; ma soprattutto riduzione delle tasse e delle tariffe (ad es. per l'Italia sconti sull'IMU e sulla tariffa acqua/smaltimento).

4.5.2.2 Dimensionamento

Esistono diversi modi per realizzare un tetto verde. A livello internazionale esistono linee guida che, pur costituendo una base di riferimento, non sono integralmente applicabili in Italia per differenti situazioni culturali, di contesto climatico, di tecnologie costruttive.; nel nostro paese, quindi, è necessario fare riferimento alla norma "UNI-11235: istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di coperture a verde". La norma definisce, appunto, i criteri di progettazione, esecuzione, controllo e manutenzione di coperture continue a verde, in funzione delle particolari situazioni di contesto climatico, di contesto edilizio e di destinazione d'impiego.

La realizzazione di una copertura a verde secondo la norma UNI 11235 garantisce infatti alcuni aspetti fondamentali:

- possibilità di esprimere le prestazioni della copertura in modo preciso ed univoco;
- conformità allo stato dell'arte, cioè possibilità di operare secondo una "regola dell'arte" chiaramente definita;
- possibilità di controllare le prestazioni in base a precisi riferimenti normativi: ogni prestazione viene espressa in funzione di un test normalizzato, prevalentemente secondo le norme UNI EN, qualora esistenti, o secondo altre norme internazionali, nazionali o regionali.

Un sub-sistema edilizio è composto dall'aggregazione di elementi sempre presenti, detti elementi primari, e da elementi secondari ed impianti che possono essere introdotti a seconda di particolari condizioni di contesto d'uso, di contesto climatico, di contesto merceologico o al fine di raggiungere la necessaria durabilità.

Gli elementi o strati primari di una copertura a verde sono:

1. elemento portante;
2. elemento di tenuta;
3. elemento di protezione dall'azione delle radici (integrato o meno);
4. elemento di protezione meccanica;
5. elemento drenante;
6. elemento di accumulo idrico;
7. elemento filtrante;
8. strato colturale;
9. strato di vegetazione.

E' consentito che alcuni di questi elementi possano essere integrati in un unico materiale (ad es. protezione meccanica ed accumulo idrico).

La norma prevede poi una serie di strati secondari e di elementi accessori: nel seguito, tuttavia, si è fatto riferimento unicamente agli elementi primari e agli elementi secondari maggiormente significativi, anche in relazione alla compatibilità fra gli strati (strato termoisolante; strato di separazione, impianto di irrigazione). Per gli strati primari considerati si riportano nel seguito una serie di prescrizioni di prima approssimazione, finalizzate all'inquadramento delle specificità e criticità relative al dimensionamento di questa BMP mentre si rimanda a testi più specifici (fra cui la stessa norma UNI citata) per maggiori dettagli.

La progettazione dell'elemento portante non è trattata in questa sede in quanto esistono normative specifiche: è necessario comunque individuare in maniera corretta il carico permanente, che deve essere valutato in relazione ai materiali componenti i singoli

strati ed elementi e, a favore di sicurezza, al fatto che questi elementi possano essere completamente saturi di acqua. I dati di progetto sono quindi costituiti dai valori delle masse volumiche in condizioni di saturazione dei singoli strati o elementi: la struttura deve essere dimensionata per potere sopportare il carico di acqua necessario.

Per quanto riguarda la progettazione dello strato termoisolante è necessario tener conto di alcuni elementi fondamentali, quali:

- la necessità di individuare in maniera corretta il carico permanente dovuto alla copertura a verde, agente sullo strato termoisolante, al fine di tenere conto delle deformazioni dello stesso e la riduzione del suo spessore con la conseguente diminuzione della resistenza termica;
- la possibilità, sempre a favore di sicurezza, di non considerare nel dimensionamento la temperatura dell'ambiente esterno, ma di considerare, se lo spessore dello strato culturale è maggiore o uguale a 15 cm, la valutazione del comportamento inerziale complessivo in funzione della massa dello strato culturale presente¹⁸;
- la necessità di considerare l'azione di microrganismi o radici, se lo strato di isolamento termico fosse esposto ad essi;
- nel caso in cui la copertura sia di tipo rovescio (in esso si ribalta la posizione della membrana impermeabilizzante ponendola sotto l'isolante) occorre garantire un'adeguata permeabilità al vapore tra lo strato termoisolante e gli elementi della stratificazione a verde.

Quale strato termoisolante possono essere utilizzati pannelli a base perlite espansa o piastre di polistirolo espanso; nel caso di copertura di tipo rovescio si possono usare lastre isolanti di polistirene estruso.

Lo strato di separazione tra lo strato termoisolante e la stratificazione a verde superiore può essere costituito da membrane traspiranti o idrorepellenti e traspiranti (deve essere evitato l'impiego di materiali impermeabili al vapore); uno strato separatore può ad esempio essere realizzato in feltro di tessuto non tessuto permeabile al vapore d'acqua. Gli strati di separazione, come geotessili, che presentino capacità di accumulo idrico, non si possono invece utilizzare.

Il requisito principale che deve essere richiesto all'elemento di tenuta è, ovviamente, quello di tenuta all'acqua. Il progetto dell'elemento avviene in maniera del tutto simile a quello delle coperture continue, ma si devono tenere presenti le alcune particolarità. Infatti l'elemento di tenuta è da considerare normalmente protetto dalle azioni termiche dovute all'irraggiamento solare ed alla temperatura, ad esclusione del periodo durante il quale avviene la posa, ma in termini cautelativi bisogna tener conto

¹⁸ Se lo spessore fosse inferiore, devono essere considerate le temperature di progetto proprie del contesto

dell'azione delle radici (azioni di tipo meccanico, chimico, biologico e di microorganismi), dell'azione di agenti biologici, presenti nello strato colturale ed in quello di vegetazione nonché dell'azione di agenti chimici presenti nello strato colturale.

Le tipologie di prodotto maggiormente utilizzate sono le membrane bituminose, quelle poliolefiniche e quelle di polivinilcloruro.

Le membrane bituminose devono soddisfare i requisiti della UNI EN 13707, e deve essere presente una dichiarazione del produttore sull'idoneità all'uso della membrana per l'applicazione in coperture a verde. Le membrane a base di materiale sintetico devono soddisfare i requisiti della norma UNI EN 13956, e deve essere presente una dichiarazione del produttore sull'idoneità all'uso della membrana per l'applicazione in coperture a verde.

Si deve considerare che la manutenibilità dell'elemento di tenuta può essere molto ridotta e complessa e, in certi casi, non praticabile, in quanto una sua riparazione o la sua sostituzione implicano lo spostamento di tutti gli elementi o strati soprastanti e l'eliminazione, con successiva sostituzione, della vegetazione.

Per quanto riguarda la progettazione dell'elemento di protezione dall'azione delle radici, nella quasi totalità dei casi la funzione di protezione all'azione è integrata nell'elemento di tenuta all'acqua, ed è quindi demandata a membrane di tipo bituminoso o sintetico. L'elemento di protezione all'azione delle radici deve superare la prova di resistenza all'azione perforante delle radici, secondo la norma UNI 8202-24, e deve essere presente una dichiarazione del produttore sull'idoneità all'uso della membrana per l'applicazione in coperture a verde.

L'elemento di protezione meccanica va dimensionato in modo da resistere all'azione di carichi statici o dinamici sia durante la fase di installazione, sia durante la vita utile, al fine di proteggere l'elemento di tenuta: è quindi necessario immediatamente dopo la posa dell'elemento di tenuta.

I materiali ed i prodotti normalmente utilizzati sono:

- georeti, geotessili, geocompositi;
- polistirene, con spessore minimo di 3 cm e resistenza a compressione >150 kPa, al 10% di deformazione massimo (UNI EN 826);
- calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'elemento drenante, il requisito generale che deve essere richiesto è la capacità di smaltimento rispetto alle acque di origine meteorica o dovute all'irrigazione. In alcuni casi l'elemento drenante svolge anche la funzione di accumulo idrico, ma per sistemi senza accumulo la capacità di drenaggio deve essere tale da evitare la formazione di battenti idrici in normali condizioni d'uso.

Il parametro di progetto cui si fa riferimento è la portata idraulica richiesta allo strato drenante, che la norma calcola attraverso la seguente relazione:

$$Q = q \cdot \cos\alpha \cdot f \cdot L \quad [\text{Eq. 1}]$$

Dove:

Q [m^2/s] è la portata idraulica per metro lineare di scorrimento;

q [m/s] è la portata idraulica per unità di area = $2,777 \cdot 10^{-7} \cdot j$;

j [mm/h] è l'intensità di pioggia;

α [-] è l'angolo α di inclinazione della copertura;

f [-] è il coefficiente di infiltrazione (rapporto fra la quantità di acqua che si infila nel substrato colturale e quella totale che investe la copertura), con valori compresi fra 0,33 e 0,50;

L [m] è la lunghezza della copertura.

Per quanto riguarda poi la resistenza meccanica, date le caratteristiche di spessore e densità degli strati sovrastanti si determina il carico verticale applicato sullo strato drenante; devono essere considerati anche eventuali sovraccarichi statici e dinamici, in relazione alle previste condizioni a cui verrà sottoposto lo strato drenante nella durata di esercizio dell'opera.

Le tipologie di materiali drenanti correntemente utilizzate sono gli aggregati granulari (pozzolana, pomice, lapillo, argilla espansa, perlite espansa, ardesia espansa, laterizi macinati), oppure gli elementi prefabbricati (elementi preformati o geosintetici).

Nel caso di elemento drenante in aggregati granulari naturali o artificiali, in assenza di dati sperimentali la norma fornisce un diagramma per la definizione dello spessore che ne consente la stima in funzione della lunghezza di drenaggio e della pendenza della falda della copertura.

Per i valori più classici di tali parametri lo spessore varia tra 10 e 30 cm; su superfici piane lo spessore del materiale drenante di aggregato granulare, integrato con rete di tubi o barre drenanti, deve essere comunque di almeno 12 cm nel punto di massima pendenza. In qualunque caso la granulometria deve essere determinata in funzione dello spessore dello strato drenante:

- spessori < 10 cm: granulometria compresa fra 2/8 e 8/12 mm;
- spessori 10 ÷ 20 cm: granulometria compresa fra 4/8 e 8/16 mm;
- spessori > 20 cm: granulometria compresa fra 4/8 e 12/20 mm.

L'elemento di accumulo idrico svolge la funzione di accumulare acqua durante le precipitazioni meteoriche o le irrigazioni e cederla successivamente durante i periodi di necessità. La capacità di accumulo idrico, per la specifica soluzione progettata, è determinata in relazione all'andamento climatico del contesto, alle specie vegetali previste ed alla soluzione tecnica. L'acqua presente nei materiali, ma non disponibile per l'assorbimento radicale, non può essere considerata ai fini del calcolo della capacità di accumulo idrico.

Nella quasi totalità dei casi l'elemento di accumulo idrico è integrato in quello di drenaggio. Le tipologie correntemente utilizzate sono gli aggregati granulari o gli elementi prefabbricati. Per quanto riguarda i primi, la capacità di accumulo è determinata dalle caratteristiche fisiche intrinseche. L'apporto di acqua avviene per diffusione e, parzialmente, per capillarità. Per quanto riguarda i secondi, la capacità di accumulo idrico è determinata dalla loro geometria. Il movimento dell'acqua all'interno del sistema avviene prevalentemente per diffusione e, parzialmente, per capillarità quando all'interno del volume di accumulo siano presenti materiali porosi.

È sempre necessario garantire che nell'elemento di accumulo idrico vi sia almeno il 60% di aria, libera di passare da elemento drenante a strato colturale, e che fra il pelo libero dell'acqua, quando presente, e lo strato filtrante vi sia uno spessore di aria pari almeno al 30% dello spessore dello strato di accumulo idrico, con un minimo di 1 cm, al fine di evitare il deterioramento dell'apparato radicale della vegetazione.

La quantità di acqua da accumulare non ha limite superiore né inferiore, ma dipende da strategie progettuali.

Il suo ruolo dell'elemento filtrante è quello di evitare il passaggio di particelle fini dallo strato colturale verso l'elemento di drenaggio, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità di quest'ultimo. L'interazione che si crea fra terreno ed il filtro, qualora non correttamente valutata, può produrre fenomeni di intasamento che possono portare alla perdita totale di funzionalità del sistema. Il parametro di progetto in questo caso è quindi la permeabilità all'acqua: se l'elemento filtrante viene realizzato in aggregato granulare la permeabilità all'acqua deve essere maggiore di 0,3 cm/s, se si utilizzano invece materiali geosintetici, la permeabilità all'acqua perpendicolare al piano con 50 mm di carico deve essere maggiore di (1×10^{-3}) m/s. In ogni caso, per un buon funzionamento l'elemento filtrante deve avere una permeabilità almeno 10 volte maggiore di quella dello strato colturale.

La scelta della tipologia e dello spessore dello strato colturale dipendono dalla tipologia di vegetazione, dalle caratteristiche della copertura, dal contesto climatico e dalla strategia di irrigazione (accumulo, accumulo ed irrigazione, irrigazione). Lo strato colturale deve risultare esente da semi, parti di piante, radici o rizomi tali da generare lo sviluppo di vegetazione indesiderata. La presenza di materiali estranei, non dannosi per la vegetazione (vetro, tessuto, ecc.), deve essere minore dello 0,5% in peso e questi devono presentare diametro minore di 2 mm. Le caratteristiche principali che devono essere richieste a tale strato ai fini della sua corretta funzionalità sono dettagliatamente descritte nella norma UNI già indicata e riguardano innanzitutto la distribuzione granulometrica che deve essere differente a seconda che si tratti di coperture estensive o intensive. La principale differenza fra i fusi richiesti per le due coperture consiste nel fatto che le coperture intensive richiedono una certa presenza di elementi di diametro inferiore agli 0,06 mm, che risultano non richiesti per quelle estensive.

La norma prescrive inoltre il controllo di numerose ulteriori caratteristiche, tra le quali pH, conducibilità elettrica, permeabilità, capacità di ritenzione idrica, fitotossicità, sostanza organica, per i valori limite delle quali si demanda all'analisi della norma stessa.

I terreni naturali difficilmente possono soddisfare i requisiti necessari per il corretto funzionamento di una copertura a verde. In genere essi sono ammendati e corretti chimicamente. Normalmente oggi sono utilizzate miscele di vari materiali, costituiti da uno o più componenti minerali ed organici, detti " substrati", che assolvono specificatamente alle funzioni predefinite.

La norma UNI prescrive anche gli spessori minimi dello strato colturale in funzione delle tipologia di piante da ospitare: essi variano fra gli 8 mm del Sedum, i 10 delle erbacee perenni a piccolo sviluppo ed il metro per ospitare gli alberi di prima grandezza.

Anche a parità di spessore comunque, le coperture a norma UNI 11235 sono in genere molto più leggere di quelle in cui si utilizza il terreno vegetale naturale. Il peso medio di un substrato a norma in condizioni di massima saturazione è di circa 1400 kg/m^3 (il peso in condizioni di umidità naturale oscilla dai 1100 ai 1200 kg/m^3), mentre quello di un terreno naturale è di $1800\text{-}2000 \text{ kg/m}^3$.

La progettazione dello strato di vegetazione deve indicare tipo, collocazione e densità d'impianto delle specie vegetali; al fine di ottimizzare la scelta del tipo di specie vegetale, è importante che la stessa sia definita in base al contesto climatico e al contesto territoriale.

Per quanto riguarda le condizioni climatiche, esse possono avere sulla vegetazione di una copertura a verde un'influenza differente rispetto a quella che hanno sulla vegetazione sul suolo. In particolare, per tener conto dell'effetto del vento è opportuna la scelta di specie vegetali con maggiori caratteristiche di resistenza alla siccità; inoltre, anche in funzione dello spessore ridotto di substrato, si impone la scelta di specie vegetali con maggiori caratteristiche di resistenza alle temperature critiche.

Dal punto di vista del contesto territoriale le condizioni più importanti da considerare sono la presenza di emissioni di aria calda, fredda e/o carica di componenti chimici, per cui è richiesto l'inserimento di specie vegetali con spiccate caratteristiche di resistenza a questo tipo di inquinamento, e la presenza di zone d'ombra da parte di edifici.

Per le coperture estensive le specie vegetali correntemente utilizzate sono erbacee, erbacee perenni ed arbusti coprisuolo. Tra queste, offrono elevata rispondenza alle aspettative progettuali molte specie erbacee, particolarmente frugali e resistenti, con caratteristiche di grande resistenza agli stress termici ed idrici fra le quali numerose specie ascrivibili al genere Sedum ed ad altri generi e famiglie analoghe.

Per le coperture intensive le specie vegetali correntemente utilizzate sono erbacee, erbacee perenni, arbusti, cespugli, alberi, similmente alle realizzazioni a verde di tipo tradizionale.

Tra gli elementi accessori di un tetto verde si cita la presenza di un'adeguato impianto di irrigazione, per il progetto del quale possono essere seguite le normali tecniche degli impianti per giardini tradizionali, individuando i fabbisogni a regime della vegetazione e dimensionando le differenti tipologie d'impianto ai requisiti richiesti.

4.5.2.3 Smaltimento delle acque provenienti dai tetti verdi

Particolare importanza riveste invece nella fase progettuale il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche. Per quanto concerne il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche la norma prescrive genericamente che esso vada effettuato in previsione di eventi eccezionali o di futura eliminazione della vegetazione, senza alcun riferimento alle problematiche dello smaltimento. A tal proposito la normativa vigente prescrive che le acque meteoriche possano essere addotte all'infiltrazione, a condizione che siano sufficientemente pulite¹⁹: in linea di principio infatti l'acqua non inquinata non deve essere canalizzata, poiché in tal caso si aumenta inutilmente il carico sia sulla rete di drenaggio sia sull'impianto di depurazione.

Ogni qualvolta sia possibile, l'acqua dovrebbe infiltrarsi nel terreno attraverso lo strato di humus attivo, poiché questo costituisce la migliore protezione della falda freatica. Per l'acqua proveniente dai tetti esistono in linea di principio le seguenti possibilità di smaltimento:

- infiltrazione su ampie superfici di verde naturale;
- convogliamento in una cunetta erbosa, ove un ulteriore miglioramento della qualità dei deflussi avviene per filtrazione ad opera della vegetazione nonché per effetto dell'infiltrazione nei terreni sottostanti;
- smaltimento in un biotopo o in uno stagno, ove l'acqua può ristagnare e in parte infiltrare attraverso i bordi permeabili, con effetti di mitigazione sia quantitativi che qualitativi e con vantaggi di natura estetica;
- immissione in una trincea d'infiltrazione o in pozzo perdente, ove tuttavia l'efficienza di rimozione degli inquinanti è ridotta per la mancanza di uno strato di humus.

Qualora nessuna di tali possibilità risulti realizzabile i deflussi provenienti dai tetti verdi vanno immessi nell'esistente rete di drenaggio.

4.5.3. Fasi costruttive

Al fine di un corretto funzionamento nel tempo della copertura è necessario che tutto il processo di esecuzione sia accuratamente controllato; particolare attenzione va

¹⁹ Si faccia, ed es., riferimento alla normativa della Provincia di Bolzano, già presentata in questo testo

posta alla installazione dell'elemento di tenuta, che essere posato secondo le normali procedure indicate per le coperture continue, e all'installazione degli strati colturale e vegetale. In aggiunta a quanto indicato nei punti seguenti, si deve fare riferimento alle specifiche indicazioni dei produttori.

Per quanto concerne lo strato colturale e lo strato di vegetazione sono in genere da escludersi le operazioni di lavorazione e preparazione dei terreni, necessarie per giardini tradizionali, in quanto lo strato colturale di coperture a verde deve essere preventivamente preparato e controllato; inoltre, le lavorazioni pregiudicherebbero il mantenimento della stratigrafia prevista e porrebbero problemi di sicurezza e tenuta del sistema. Sono da preferire i sistemi di impianto che non introducono elementi estranei allo strato colturale progettato. L'inverdimento deve avvenire in strati colturali esenti da infestanti. Nell'impiego di strati colturali preparati con terreno naturale, opportunamente ammendato, o qualora si manifestino inquinamenti da infestanti, prima di effettuare l'inverdimento sono da eseguire i necessari diserbi, con l'esclusivo impiego di prodotti non residuali. Nella messa a dimora della vegetazione sono impiegabili le normali tecniche utilizzate per gli inverdimenti tradizionali.

4.5.4. **Manutenzione**

Tre sono gli elementi alla cui manutenzione rivolgere particolare considerazione: opere a verde, sistema di drenaggio, sistema di smaltimento delle acque meteoriche e dell'elemento di tenuta. Per quanto riguarda le opere a verde sono da considerare quattro tipologie di manutenzione:

- manutenzione di avviamento per il controllo;
- manutenzione di avviamento a regime (solo per estensivo);
- manutenzione ordinaria;
- manutenzione straordinaria.

Le lavorazioni che costituiscono la manutenzione di avviamento al controllo comprendono tutte le opere e forniture necessarie per il raggiungimento dello stato di controllo, incluse le forniture e tutte le misure idonee a proteggere lo strato colturale e la vegetazione dall'eventuale erosione idrica ed eolica. Nel dettaglio, la manutenzione d'avviamento al controllo deve comprendere:

a) tutte le lavorazioni agronomiche strettamente necessarie nella fase di avviamento, richieste in misura e modo diverso in funzione della tipologia di inverdimento prevista, delle condizioni stazionali, dell'andamento climatico, quali: controllo dello spessore dello strato colturale con successiva eventuale integrazione, controllo del costipamento a seguito di gelate con successiva eventuale operazione di arieggiamento, rincalzatura di piante erbacee, arbustive ed arboree, risemina fallanze (coperture vegetali

con semina), reimpianto fallanze (coperture vegetali con messa a dimora di piante e arbusti), controllo dell'efficienza degli ancoraggi e dell'impianto di irrigazione.

b) tutte le lavorazioni agronomiche ordinarie, per il solo periodo tra la realizzazione ed il controllo e richieste in misura e modo diverso in funzione della tipologia di inverdimento prevista, delle condizioni stagionali, dell'andamento climatico, quali: irrigazioni, concimazioni, eliminazione infestanti, rasature di tappeti erbosi, sfalci di associazioni prative, potature, trattamenti fitosanitari.

Le lavorazioni che costituiscono la manutenzione di avviamento a regime comprendono tutte le opere e forniture necessarie per il raggiungimento dello stato di manutenzione ordinaria previsto in progetto. Le attività che vengono svolte sono solitamente le stesse previste per quella di avviamento al controllo, ma con una frequenza ed un'intensità differente.

La manutenzione ordinaria segue, senza soluzione di continuità, la manutenzione di avviamento. Scopo della manutenzione ordinaria è il mantenimento nel tempo della funzionalità della tipologia di inverdimento prevista, mediante le lavorazioni agronomiche ordinarie, richieste in misura e modo diverso in funzione della tipologia di inverdimento prevista, delle condizioni stagionali, dell'andamento climatico. Tali lavorazioni hanno gli stessi scopi degli analoghi interventi nelle opere a verde ordinarie, ma devono essere attuati con metodi adeguati alla copertura a verde per non pregiudicare il mantenimento della stratigrafia esistente e la funzionalità dell'elemento di tenuta. In particolar modo sono da evitare sovraccarichi da macchinari e/o materiali, urti ed impiego di attrezzature a punta o a taglio non adeguate.

La manutenzione ordinaria (agronomica) comprende tutte le lavorazioni necessarie al mantenimento funzionale delle opere a verde, quali, ad esempio: irrigazioni, concimazioni, sfalci, trattamenti fitosanitari, etc.

La manutenzione straordinaria viene effettuata in occasione di particolari situazioni che dovessero manifestarsi durante la vita del sistema quali, ad esempio, eventi meteorologici avversi di carattere straordinario, insorgenze straordinarie di fitopatologie o altro.

4.5.5. Efficacia

4.5.5.1 Influenza su quantità e qualità dei deflussi

L'utilizzo dei tetti verdi influenza sia la quantità sia la qualità delle acque di scorrimento superficiale: il sistema opera infatti riproducendo processi naturali del ciclo dell'acqua quali l'infiltrazione nel suolo, l'evapo-traspirazione attraverso la vegetazione e l'evaporazione dalle superfici esposte.

In termini di generazione dello scorrimento superficiale, il contributo del verde consiste nella riduzione del volume complessivo, nella riduzione del picco

dell'idrogramma di piena e nel ritardo del picco stesso alla confluenza nella rete di drenaggio.

La loro efficacia sulla riduzione dei volumi di deflusso è fortemente variabile in funzione non solo delle caratteristiche costruttive (composizione dello strato drenante, inclinazione del tetto, ecc.) e del tipo di vegetazione, ma anche delle condizioni climatiche (ietogramma di pioggia, evapotraspirazione potenziale, contenuto di umidità del suolo, ecc.), per cui i volumi intercettati variano tra il 15% e il 90% di quelli in arrivo (Lakesuperiorstreams, 2009).

Attraverso i risultati di analisi in situ effettuate su edifici campione su cui sono stati realizzati tetti verdi di caratteristiche note, si è potuto verificare una riduzione del 50% sia dei picchi di portata sia dei volumi di deflusso su scala annuale per l'anno 2003 (Beattie, Berghage et al., 2007).

Per quanto riguarda poi l'influenza del verde pensile sulla qualità dello scorrimento superficiale, gli stessi autori riferiscono un aumento del pH e una notevole riduzione dei valori relativi ai nitrati e alla torbidità. In ogni caso, la qualità dell'acqua di scorrimento generata da un tetto vegetato, valutata come tipologie di contaminanti e relative concentrazioni, dipende da diversi fattori: dalla tecnica costruttiva utilizzata (spessore dello strato di suolo, composizione del suolo, vegetazione e tipo di strato drenante), dalle operazioni di manutenzione, dall'uso del suolo negli ambienti circostanti il tetto (aree residenziali, industriali), dalla presenza di sorgenti locali di inquinamento e dall'età del tetto stesso (tempo trascorso dall'installazione).

Un recente studio (Yang, Yu et al., 2008) riferisce inoltre una serie di dati riguardanti la rimozione di inquinanti atmosferici effettuata attraverso l'applicazione di un modello numerico, secondo cui si avrebbe un abbattimento annuale di O₃ pari al 52% del totale, nonché di NO₃ (27%), di PM₁₀ (14%) ed SO₂ (7%).

4.5.5.2 Altri effetti

I tetti verdi correttamente realizzati possono rappresentare un efficace strumento di mitigazione e compensazione ambientale attraverso una serie di effetti accessori.

L'acqua accumulata e trattenuta dal sistema a verde pensile rimane a disposizione e viene assorbita dalla vegetazione oppure evapora, in funzione della temperatura, dalla superficie. I processi d'evaporazione ed evapotraspirazione contribuiscono ad abbassare i picchi delle temperature dell'ambiente circostante portando concreti vantaggi sia a microscala (singolo edificio), sia a macroscala determinando un miglioramento climatico.

La vegetazione ha, nei confronti delle polveri e dei particolati in movimento e in sospensione nell'atmosfera due tipi di effetti. Il primo è un effetto diretto, conseguente alla capacità delle piante di filtrare e di assorbire in parte polveri e particolati. Il secondo è un effetto indiretto, conseguente al minore accumulo e successiva riflessione del calore delle

superfici a verde che comporta un minore movimento delle particelle dovuto a moti convettivi localizzati. Si ha quindi un benefico effetto di trattenimento delle polveri.

I tetti verdi determinano, inoltre, una riduzione della diffusione sonora all'interno degli edifici perché la struttura a verde pensile, al contrario delle coperture tradizionali con superfici lisce e rigide, che riflettono il rumore proveniente dall'esterno e non offrono sufficiente barriera alla trasmissione del rumore all'interno degli edifici, presenta superfici non omogenee ed è costituita da materiali con caratteristiche di assorbimento acustico (vegetazione, substrati, feltri, presenza di acqua...) con la capacità di abbattere la riflessione esterna e la trasmissione attraverso le coperture.

Il verde pensile ricrea ambienti di vita per animali e piante in contesti antropizzati biologicamente degradati, riporta un certo grado di diversità ecologica negli ambienti urbani e contribuisce a ricreare i necessari "corridoi ecologici".

I giardini pensili rappresentano un fattore di isolamento termico aggiuntivo sulle coperture, in funzione dei materiali adottati e dello spessore della stratificazione raggiunto, diminuendo la dispersione termica verso l'esterno in inverno e limitando il riscaldamento della copertura in estate e portando benefici nel riscaldamento invernale e nella climatizzazione estiva. Infatti su una copertura a verde raramente le temperature massime estive superano i 25°, contro gli oltre 80° di una copertura tradizionale. Il conseguente risparmio energetico esercita un benefico influsso anche nell'inquinamento indiretto generato dalla produzione di energia.

Oltre alla protezione dagli sbalzi termici, la copertura a verde fornisce protezione contro i danni conseguenti agli eventi atmosferici. Come conseguenza è stato verificato un consistente aumento della vita media degli strati di impermeabilizzazione sottostanti (CIRIA, 2007).

Il verde pensile, infine, crea nuove superfici fruibili: realizzare il verde pensile, soprattutto di tipo intensivo, su coperture grigie e inerti consente di recuperare superfici, normalmente inutilizzate, per lo svago, il relax o l'attività di tutti i giorni. Non si tratta, quindi, solo di un beneficio estetico, in quanto le superfici riqualificate contribuiscono ad aumentare il valore degli immobili.

4.5.6. Schemi costruttivi di riferimento e sintesi dei costi da letteratura

Sulla base di quanto esposto nei precedenti paragrafi, la figura 20 mostra lo schema costruttivo di riferimento che racchiude tutte le caratteristiche e le prescrizioni progettuali necessarie al corretto funzionamento dell'intervento. Il parametro fondamentale delle strutture in questione, cioè lo spessore H_c dello strato colturale, ha un'altezza inferiore a 15 cm per tetti verdi estensivi, superiore a 15 cm per tetti verdi intensivi.

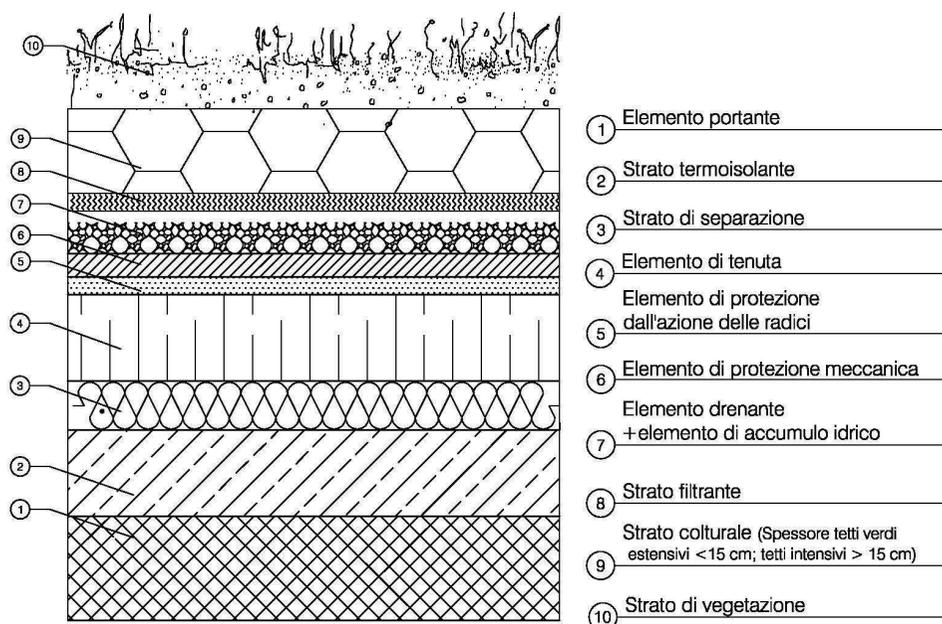


Figura 20 - Schema costruttivo di riferimento per la valutazione dei costi di un tetto verde estensivo ($H_c < 15$ cm) o intensivo ($H_c > 15$ cm)

In questo caso specifico la valutazione dei costi è stata effettuata attraverso indagini di mercato: la tabella 20- costi unitari di costruzione dei tetti verdi (sono esclusi: fornitura di piante, impianto irriguo e accessori - chiusini, caditoie, guaine speciali, etc).

sintetizza i valori ottenuti.

<i>Tipologia copertura vegetale</i>	Estensivo ($H_c = 15$ cm)	Intensivo leggero ($H_c = 20$ cm)	Intensivo ($H_c = 40$ cm)
Costo (€/m ²)	65	130	160

Tabella 20- Costi unitari di costruzione dei tetti verdi (sono esclusi: fornitura di piante, impianto irriguo e accessori - chiusini, caditoie, guaine speciali, etc).

A titolo di confronto, si riportano di seguito alcuni dati riguardanti i costi complessivi di costruzione e gestione dei tetti verdi ricavati dall’analisi della più recente letteratura sull’argomento: il costo dei tetti verdi estensivi viene stimato in un intervallo fra i 50 \$/m² e i 200 \$/m² mentre per gli intensivi si stima un costo fra 200 \$/m² e gli 800 \$/m² (US EPA, 2005).

Uno studio eseguito nell'ambito del progetto europeo Daywater (Thévenot e Förster, 2005) a livello generico un costo di 84 £/m².

Per quanto riguarda, infine, l'applicabilità dei tetti verdi con riferimento agli scenari di adozione descritti nel Cap.3, essi possono essere utilizzati nel caso di acque non inquinate o moderatamente inquinate.

5. Stima dei costi delle BMP

5.1. Il *Whole Life Costing*

Come già si è avuto modo di accennare, la determinazione del costo di schemi di drenaggio costituiti da BMP può essere vista come la prima fase di un processo di stima del costo dell'invarianza idraulica. Questa sezione tratta del modello di stima adottato, della procedura di calcolo mediante la quale è stato implementato e dei risultati ottenuti.

È stata eseguita un'analisi economica delle BMP finalizzata a valutarne i costi complessivi. Ciò è stato eseguito utilizzando il metodo del *Whole Life Costing* (WLC) (Taylor, Woods-Ballard et al., 2005), che consente la stima del costo complessivo di un sistema o di una struttura lungo tutto il suo ciclo di vita.

Tale approccio comporta l'identificazione di costi futuri e li riferisce al tempo presente mediante un sistema di "attualizzazione" standard come quello del "valore attuale". Il *Whole Life Costing* è riconosciuto come una tecnica appropriata alla valutazione degli *asset* che hanno costi di operatività regolari e/o di manutenzione ricorrenti basati su programmi di manutenzione formalizzati (AA.VV., 2004; Taylor, Woods-Ballard et al., 2005; OGC, 2007).

Questo approccio alla valutazione del costo complessivo di adozione di schemi di BMP presenta molteplici benefici, fra cui possono annoverarsi:

- migliore comprensione delle necessità di investimento di lungo periodo, in aggiunta ai costi di costruzione;
- possibilità di supportare scelte di progetto più sostenibili fin dagli stadi preliminari di progettazione;
- valutazione e gestione esplicita dei rischi di lungo termine attraverso l'incoraggiamento ad adottare un programma di monitoraggio e manutenzione realizzato a priori;

- minori incertezze legate a piani condivisi di adozione di tali pratiche ovvero all'allocazione, fra soggetti differenti, dei costi relativi alla implementazione e corretta gestione di schemi di drenaggio basati su BMP.

Nell'effettuare la valutazione del costo di una BMP mediante il metodo del WLC è possibile seguire due criteri differenti, illustrati dalla figura 21, cioè uno economico ed uno finanziario.

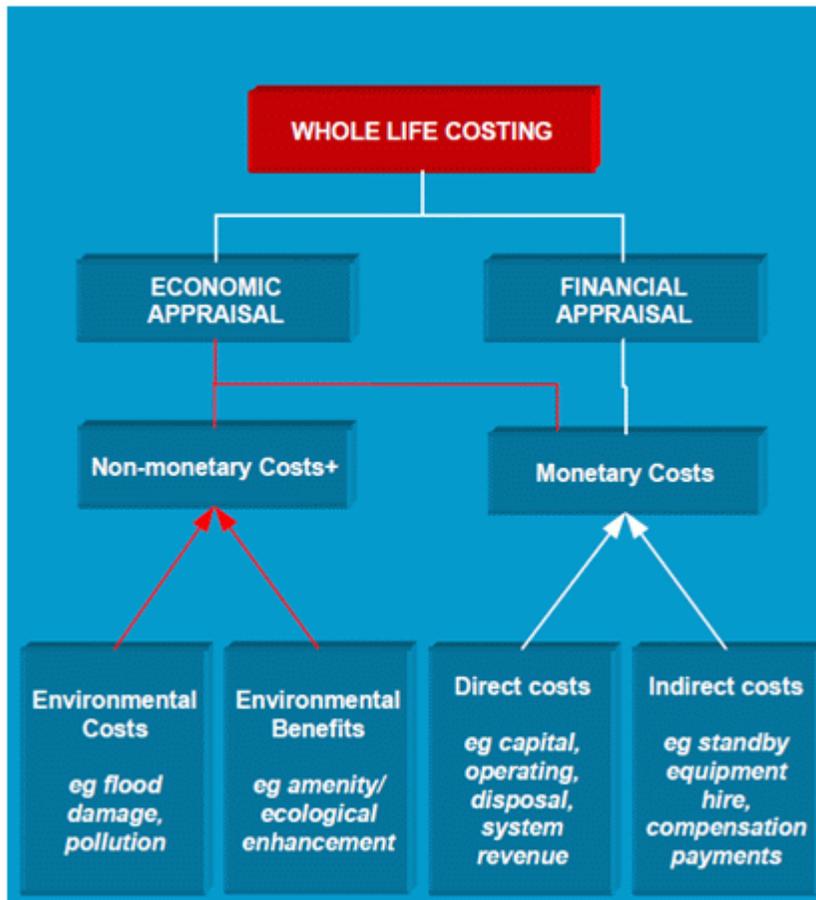


Figura 21 – I due approcci possibili al WLC (HR Wallingford, 2005)

Il primo cerca di valutare tutti i costi ed i benefici cui è soggetta la comunità che adotta la BMP considerata mentre il secondo è solo relativo ai costi e ricavi tangibili in cui incorre il possessore e/o il gestore della BMP. Nella valutazione economica la difficoltà principale consiste nella stima dei rischi e dei benefici associati con lo schema di BMP considerato che possono non essere facilmente misurabili in termini di flussi monetari. Nel seguito ci si soffermerà sull'approccio finanziario al WLC basando le valutazioni sulla considerazione dei costi diretti (in particolare costruzione e manutenzione) dell'implementazione delle BMP.

Alla luce di quanto sopra riferito, un tipico profilo di costo complessivo di una BMP comprende costi nelle seguenti fasi:

- realizzazione,
- uso e manutenzione,
- fine vita.

L'approccio del WLC consente di tenere in considerazione il fatto che, se, da un lato, è possibile che i costi di realizzazione delle BMP possano risultare inferiori a quelli dei sistemi di drenaggio tradizionale, le risorse necessarie per la manutenzione possono risultare, al confronto, significative, determinando un rovesciamento dell'opportunità di scelta di cui bisogna tener conto affinché la selezione del sistema di drenaggio risulti davvero sostenibile sul lungo periodo. Tenere in considerazione anche i costi di lungo periodo può essere un fattore di decisione significativo per un ente che intenda adottare strategie di gestione trasparenti per una sostenibilità complessiva sul lungo termine.

5.2. Modello di stima adottato e strumento di calcolo

L'obiettivo dell'attività di stima è stato di offrire un contributo alla valutazione dell'efficienza delle BMP nell'ambito di scelte di sistemi di drenaggio nel contesto dei problemi di pianificazione territoriale. Sono stati presi in considerazione interventi di tipo distribuito ed, in particolare: cunette erbose, trincee di infiltrazione, pavimentazioni permeabili e tetti verdi. Ciò è stato fatto tenendo presente la classificazione proposta, fra gli altri, dall'US EPA (Shoemaker, Riverson et al., 2009), considerando, quindi, pratiche in grado di applicare ai deflussi processi fisici di evapotraspirazione, infiltrazione oppure accumulo.

È stato messo a punto un modello di calcolo implementato mediante fogli di calcolo e macro in linguaggio VBA che mette a disposizione uno strumento per automatizzare la determinazione del WLC consentendo a un possibile utente di combinare in maniera sistematica ma flessibile costi di costruzione e di manutenzione lungo tutto il

ciclo di vita di una BMP e permettendo di applicare differenti schemi di progetto e strategie di manutenzione. In tal modo è facilitata la valutazione di differenti scenari di mitigazione realizzati mediante l'uso di BMP. Di questo modello e della relativa implementazione si dà una descrizione in quanto segue.

Come componenti del WLC sono stati considerati i costi di costruzione e quelli di manutenzione. Si sono tralasciate voci di spesa, come quelle relative a progettazione, indagini geognostiche etc., che possono, in prima approssimazione essere ritenute non significativamente variabili fra le diverse opzioni di BMP o fra BMP e scenari di drenaggio tradizionale, tali per cui, l'averle trascurate non alteri significativamente i risultati del confronto²⁰.

Per la stima dei costi di costruzione si sono utilizzati i metodi dell'estimo. Per quanto attiene, invece ai costi di manutenzione, è rilevante osservare come essi possono essere influenzati in maniera significativa dalla strategia di gestione della pratica: a tale proposito possono essere distinti, in via generale, tre livelli di manutenzione che si differenziano per l'approccio seguito nel pianificare ed eseguire specifici compiti (routinari o in reazione a specifici problemi emersi): basso, medio ed alto livello di manutenzione.

Il livello basso è quello di base richiesto per mantenere la funzione di progetto. Ad esempio, se le operazioni di manutenzione sulla vegetazione non sono effettuate in maniera regolare i punti di uscita della pratica possono andare incontro ad ostruzioni che, a loro volta, impattano sulle performance. Il livello medio è quello di manutenzione richiesto per mantenere le funzioni desiderate e l'aspetto estetico. Il livello alto è un regime di manutenzione elevato, spinto dalle necessità connesse con l'aspetto estetico e l'attrattiva rappresentata dalla pratica. In aggiunta al taglio dell'erba ed alla raccolta dei rifiuti, vi saranno frequenti ispezioni e saranno eliminati anche difetti minori. ciò determina una riduzione della frequenza di tutte quelle operazioni che altrimenti verrebbero effettuate senza pianificazione, in maniera reattiva, per ripristinare l'operatività della pratica o per questioni di sicurezza.

Nel seguito si è fatto riferimento a un livello di manutenzione medio, finalizzato a ridurre il più possibile gli interventi effettuati su malfunzionamento della pratica ma non spinto fino all'obiettivo di una completa pianificazione delle operazioni di manutenzione della stessa.

Al fine di determinare i costi di manutenzione, per ogni pratica è stato necessario ipotizzare una dimensione di riferimento, a cui rapportare il carico di lavoro annuo per la manutenzione (espresso in ore-uomo). Ci si è riferiti a BMP delle seguente estensione:

- tetti verdi: 1000 m²
- cunette erbose: 100 m
- trincee di infiltrazione: 100 m

²⁰ Si fa, inoltre notare, come con una certa frequenza la valutazione delle componenti di costo qui trascurate sia effettuata nella forma di percentuale fissa dei costi di costruzione.

- pavimentazioni permeabili: 1000 m².

In definitiva, per ciascuna BMP analizzata i costi di manutenzione sono stati valutati stimando le ore di lavoro necessarie, sulla base delle informazioni relative alle necessità di un livello medio di manutenzione, e sintetizzati attraverso tabelle che presentano il valore del costo unitario annuo di manutenzione della data pratica. Si è considerata una giornata lavorativa media della durata di 8 h e un costo orario relativo alla retribuzione di un operaio specializzato pari a 21 € (ANCE Palermo, 2010).

Sempre con riguardo ai costi di manutenzione, va, in generale, considerato che le BMP possono sovente vantare un significativo valore estetico, naturalistico e ricreazionale. Tale valore fa sì che i loro costi di manutenzione possano essere suddivisi in due aliquote da addebitare, in generale, ad enti differenti: costi di manutenzione per la parte della pratica in superficie, da addebitare all'ente che gestisce l'area (comune, municipalità, etc.), e costi di manutenzione per la parte sotto terra, da porre a carico dell'ente di gestione del sistema di drenaggio. Nello studio effettuato tale disaggregazione di costi non è stata eseguita tentando, pertanto, una stima complessiva di tali costi.

Fissate, quindi, nei costi di costruzione e manutenzione le componenti da considerare per la determinazione del costo complessivo di ogni anno all'interno del ciclo di vita utile della pratica si è, quindi, scelto come valutare il WLC relativo a tutto il ciclo di vita di ogni BMP.

In tale determinazione i costi futuri sono stati riferiti, per consentire il confronto fra differenti scenari di drenaggio, al tempo presente mediante il metodo del valore attuale, utilizzando l'espressione di seguito riportata.

$$C_{t\text{ presente}} = \sum_{t=1}^N \frac{C_t}{\left(1 + \frac{r}{100}\right)^t} \quad [\text{Eq. 2}]$$

Dove:

$C_{t\text{ presente}}$ è il costo complessivo della pratica attualizzato;

C_t è il costo complessivo della pratica al generico anno t ;

r è il tasso di attualizzazione (in percentuale), ipotizzato costante lungo tutto il periodo di vita utile della pratica;

N è il periodo di vita utile della pratica (in anni).

Negli esempi riportati nel seguito, ottenuti mediante l'impiego della procedura automatizzata cui si è fatto cenno in precedenza, i costi unitari sono stati rilevati utilizzando il prezziario della Regione Siciliana, ma la procedura realizzata, strumentale all'effettuazione dei calcoli consente di modificare tali valori a piacimento ottenendo in tempo reale il corrispondente aggiornamento dei risultati.

La durata della vita utile delle pratiche, da utilizzarsi nell'Eq. 2 per la stima del WLC, è stata posta pari a 15 anni.

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti per ognuna delle BMP considerate.

5.3. Risultati

5.3.1. Cunette erbose

Per queste pratiche il parametro fondamentale, che influenza la profondità totale del canale, è il livello idrico H della piena con tempo di ritorno di 10 anni (Center for Watershed Protection Inc., 2010). Nel seguito si fa riferimento alle figure (e relative descrizioni) già presentate nel cap. 3 illustranti gli schemi costruttivi di riferimento per le cunette erbose.

La tabella 21 riporta l'elenco dei parametri utilizzati nella determinazione dei costi, mentre la tabella 22 riporta la sintesi del computo metrico effettuato per valutare il costo sia per un canale erboso sia per una cunetta secca, qui stimato per unità di lunghezza del canale stesso. In maniera analoga è stato stimato il costo di un check dam in terra e di uno in calcestruzzo, pari, rispettivamente, a 136.23 € e 590.0 €.

Parametri utilizzati nella determinazione del costo		Valore	
Param.	Descrizione	CErb	CS
H	livello idrico della piena con tempo di ritorno di 10 anni (m)	1.00	1.00
b	larghezza base della cunetta(m)	2.00	2.00
S _{pa}	spessore dello strato artificiale di base (m)	0.00	0.80
S _{dr}	spessore del letto drenante (m)	0.00	0.15
L	lunghezza cunetta (m)	1.00	1.00
N _d	n. di tubi di drenaggio per m di lunghezza della cunetta	4.00	4.00
d _{tr}	distanza di trasporto rifiuti (km)	10.00	10.00
N _{cd}	numero di check dam	1.00	1.00
d _p	profondità protezione al piede del check dam (m)	0.50	0.50
l _p	lunghezza protezione al piede del check dam (m)	0.50	0.50
d _{cd}	dimensione trasversale check-dam a livello di sfioro (m)	1.20	0.75
h _{cd}	altezza del check dam	0.45	0.45

Tabella 21 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi delle cunette erbose (CErb = canali erbosi; CS = cunette secche)

Voce prezzario (ID)	Descrizione (sintesi)	Unità di misura voce	Costo unitario (€)	Quantità		Costo (€)	
				CErb	CS	CErb	CS
1.1.5	Scavo a sezione obbligata, per qualsiasi finalità, per lavori da eseguirsi in ambito extraurbano, eseguito con mezzo meccanico fino alla profondità di 2,00 m	m ³	5.70	9.05	10.05	51.58	57.28
1.2.5	Trasporto di materie, provenienti da scavi, demolizioni, a rifiuto	m ³ * km	0.46	90.49	92.58	41.63	42.59
6.1.1	Materiale granulare di riempimento (strato di base)	m ³	18.80		1.00	0.00	18.80
6.7.2	Geotessile	m ²	3.85		2.00	0.00	7.70
13.3.12	Fornitura e posa in opera di tubazioni drenanti (D=110 mm)	m	15.00		4.00	0.00	60.00
NP	Fornitura e posa in opera di terreno vegetale (spessore 8 cm)	m ³	18.40	0.93		17.06	0.00
NP	Copertura vegetale del fondo e delle sponde della cunetta mediante idrosemina	m ²	2.50	9.27	9.27	23.18	23.18
						133.46	209.55

Tabella 22 - Sintesi del computo metrico per canale erboso (CErb) e cunetta secca (CS) in assenza di check dam (NP= nuovo prezzo)

La figura 22 riporta l'andamento dei costi di costruzione al variare del parametro fondamentale di dimensionamento di questa tipologia di strutture, cioè il livello idrico H della piena con tempo di ritorno di 10 anni (a sx) e l'andamento dei costi relativi ad una cunetta erbosa con larghezza alla base 1.8 m, lunghezza 90 m (con 1 check dam ogni 30 m) e spessore dello strato di base pari a 0.9 m (a dx).

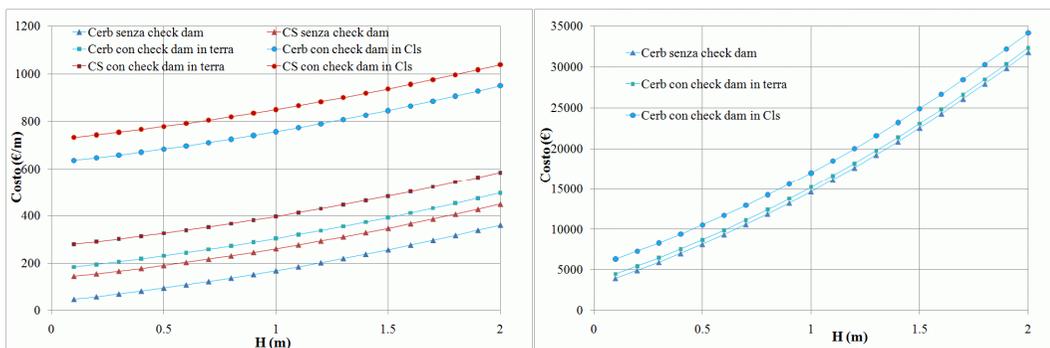


Figura 22 - Costi di costruzione unitari al variare del livello H della piena con Tr 10 anni (sx); costi di costruzione relativi ad una cunetta erbosa con larghezza di base 1.8 m, lunghezza 90 m (con 1 check dam ogni 30 m) e spessore strato di base 0.9 m (dx)

Per quanto concerne le attività di manutenzione, la frequenza di esecuzione delle stesse ed i relativi costi, la tabella 23 ne effettua una sintesi schematica con riferimento ad un livello di gestione medio della pratica considerata.

Operazione	Freq.(e note)	Ore uomo/anno	Costo
<i>Manutenzione reattiva</i>			
Correggere problemi di erosione mediante semina e/o realizzazione di strato erboso	QN	8	1.68
Controllo planarità delle superfici ed eventuale ripristino livelli di progetto	QN	8	1.68
Scarifica e lavorazione dello strato superficiale del terreno per migliorare la velocità di infiltrazione	QN	8	1.68
Rimozione dei sedimenti nei dispositivi o nelle aree di buffer a monte della pratica	QN	8	1.68
Rimozione e gestione sicura di residui di idrocarburi	QN	16	3.36
<i>Monitoraggio</i>			
Ispezione di dispositivi di immissione, fuoriuscita e di troppo pieno per l'individuazione di eventuali blocchi; pulizia, se richiesto	M	48	10.08
Ispezione delle superfici di infiltrazione per la verifica di situazioni di ristagno, compattazione, accumulo di sedimenti. Registrazione delle aree in cui l'accumulo di acqua permanga per più di 48 ore	M o QN	(1)	
Ispezione dei dispositivi di immissione e della superficie della pratica per il controllo dell'accumulo di sedimenti. Stabilire un'appropriata frequenza di rimozione dei sedimenti.	S	(1)	
<i>Manutenzione ordinaria</i>			
Rimozione rifiuti e detriti	M o QN	36	7.56
Taglio dell'erba (per mantenerla al di sotto di 8-10 cm)	M o QN ²¹	36	7.56
Gestione del resto della vegetazione e rimozione di piante infestanti	M ²²	(1)	
<i>Manutenzione ordinaria occasionale</i>			
Verificare l'esistenza di una buona crescita della vegetazione e controllare la presenza di eventuali elementi di disturbo	A	4	0.84
Ripiantumazione in aree con eventuale scarsa crescita vegetale	A ²³	8	1.68

Tabella 23 - Sintesi dei costi di manutenzione annui per unità di lunghezza. Cunette erbose
(M=mensilmente, QN=quando necessario, A=annualmente, S=semestralmente, (1)=in ottemperanza con l'attività precedente)

La vita utile di questa pratica, se le operazioni di manutenzione sono effettuate in maniera appropriata, può essere molto lunga; a titolo di esempio, per l'applicazione della

²¹ Mensilmente durante la stagione di crescita o, comunque, quando necessario

²² Mensilmente all'inizio del funzionamento della pratica, nel seguito quando necessario

²³ o se vi è suolo nudo in percentuale superiore al 10 % della superficie di trattamento della pratica

procedura messa a punto, si è considerata una vita utile di 15 anni. Il costo complessivo della pratica, considerando, con riferimento ai valori della tabella 21 i costi di costruzione e manutenzione, è risultato di 702 €/m e 802 €/m, rispettivamente, per i canali erbosi e le cunette secche.

Il confronto con i costi storici risulta profondamente affetto dalla disomogeneità dei termini di raffronto, il che evidenzia l'opportunità dell'esistenza di uno schema costruttivo di riferimento condiviso. Riprendendo, come esempio per il confronto, i dati già presentati nel cap. 4 (Thévenot e Förster, 2005; Hathaway e Hunt, 2006; US EPA, 2010b) si può osservare come la differenza nelle caratteristiche geometriche delle strutture e la variabilità temporale dei costi rende tali valutazioni difficilmente paragonabili.

5.3.2. Trincee di infiltrazione

Come già riferito nel cap. 4, sulla base dell'analisi dettagliata delle diverse tipologie di trincee drenanti sono stati identificati gli schemi costruttivi di due diverse configurazioni di trincee drenanti, utilizzati per la valutazione dei costi. Il parametro fondamentale delle strutture in questione, che influenza la profondità totale della trincea, è la profondità efficace H , valutata in genere con riferimento ad un evento con tempo di ritorno di 10 anni. In figura 12 e figura 13 sono mostrati gli schemi costruttivi delle due configurazioni di trincea drenante considerate. La tabella 24 riporta l'elenco dei parametri utilizzati nella determinazione dei costi.

Parametri utilizzati nella determinazione del costo		
Parametro	Descrizione	Valore
H	Profondità efficace della trincea (m)	1
b	larghezza trincea	1
L	lunghezza trincea	1
g	spessore strato di ghiaia arrotondata	0.3
h^*	strato morto corrispondente all'occupazione degli scarichi di troppo pieno	0.1
s	spessore letto di sabbia	0.3
d_{tr}	distanza di trasporto rifiuti (km)	10
N_p	n. pozzi di osservazione	1

Tabella 24 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi delle trincee drenanti

Analogamente a quanto effettuato per le cunette erbose, è stato svolto un dettagliato computo metrico per determinare il costo di una trincea drenante per entrambe le configurazioni considerate.

La figura 23 riporta, a sx, l'andamento dei costi unitari stimati al variare della profondità efficace H della trincea per entrambe le configurazioni di riferimento (schemi costruttivi di configurazione 1 e di configurazione 2) e, a dx., l'andamento dei costi di costruzione relativi a due trincee: ad una trincea di tipo 1 con larghezza 1.5 m, lunghezza

100 m e spessore di ghiaia 35 cm, e ad una analoga trincea di tipo 2 con spessore di sabbia 35 cm. In ambedue i casi è considerato un pozzo di osservazione ogni 5 m.

Per quanto concerne le attività di manutenzione, la frequenza di esecuzione delle stesse ed i relativi costi, la tabella 25 ne effettua una sintesi schematica con riferimento ad un livello di manutenzione medio della pratica considerata.

Per il calcolo dei costi di manutenzione si sono fatte le seguenti assunzioni: si è ipotizzato che l'attività di sostituzione della parte superiore della trincea debba essere condotta ogni 5 anni; il tempo intercorrente fra un intervento e l'altro è, comunque, fortemente variabile in funzione della presenza o meno di eventuali dispositivi che trattengano i sedimenti a monte della pratica e la procedura automatica messa a punto consente, in ogni caso, di variare tale intervallo ottenendo in tempo reale le relative variazioni dei risultati. Inoltre, il calcolo dei costi relativi alla suddetta operazione è stato effettuato utilizzando il medesimo foglio di calcolo redatto con riferimento alla costruzione della trincea.

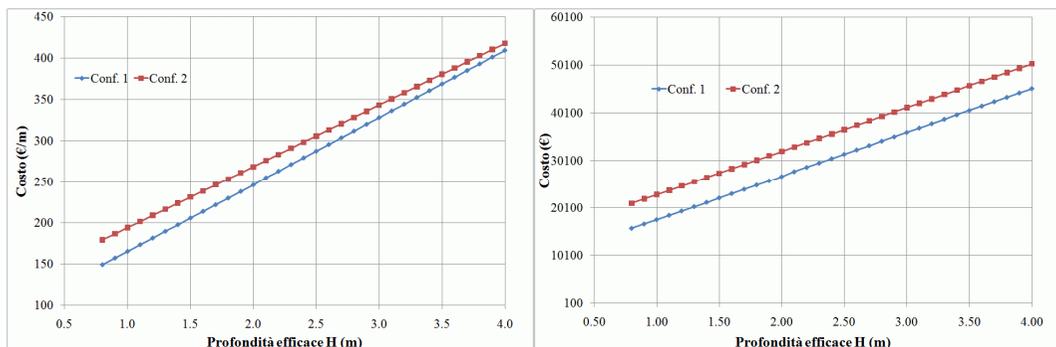


Figura 23 - Costi unitari delle trincee di infiltrazione (Config. 1 e 2) al variare della profondità efficace H (a sin.). Costi di costruzione delle Config. 1 e 2 con caratteristiche geometriche differenti (a dx.)

Si è ipotizzato lo scavo dello strato superiore della trincea, la sua rimozione e sostituzione - con invio a discarica, escluso l'onere di accesso alla discarica - e sostituzione delle strato di geotessile di separazione fra strato superiore e strato centrale della trincea.

Tipologia di manutenzione	Operazione	Frequenza (e note)	Ore uomo/anno	Costo unitario (€/m)
<i>Monitoraggio</i>	Controllare i pozzi di osservazione dopo 3 giorni di tempo secco. Il mancato svuotamento della trincea in questo lasso di tempo indica ostruzione.	Due volte l'anno	16	3.36
<i>Manutenzione ordinaria regolare</i>	Ispezionare i dispositivi di pretrattamento e i diversivi per verificare l'accumulo di sedimenti e danni strutturali	Due volte l'anno o quando richiesto	32	6.72
<i>Manutenzione ordinaria occasionale</i>	Rimuovere i sedimenti e oli/grassi dai dispositivi di pretrattamento e dalle strutture di scarico di troppo pieno	Ogni 5 anni	5	1.01
<i>Manutenzione reattiva</i>	In caso di intasamento sostituzione parte superiore della trincea. Se è presente un bypass può essere possibile riottenere la permeabilità in tempi brevi utilizzando misure come fornire alla trincea un più lungo periodo asciutto.	Su malfunz. ²⁴		23 €/malfunz.

Tabella 25 - Sintesi dei costi di manutenzione annui per unità di lunghezza. Trincee drenanti

Per l'applicazione della procedura messa a punto, la vita utile di questa pratica è stata stimata in 15 anni. Il costo complessivo di costruzione e manutenzione della pratica, valutato con riferimento ai valori della tabella 24 è risultato di 346 €/m e 375 €/m, rispettivamente per le configurazioni 1 e 2.

Anche in questo caso, analogamente a quanto già osservato nel caso delle cunette erbose, si è riscontrata significativa disomogeneità fra le analisi dei costi rinvenute in letteratura, come può evincersi dal confronto con i dati di letteratura riportati nel cap. 4.

5.3.3. Pavimentazioni permeabili

Come già osservato (cap. 4), sono distinguibili tre tipi di pavimentazioni permeabili: ad elementi interbloccanti, in calcestruzzo permeabile, in asfalto poroso. Per ognuna di esse si possono, poi, individuare almeno due schemi costruttivi (in assenza o in presenza di strato drenante), adatti a seconda che il terreno al di sotto di esse abbia, rispettivamente, buona o scarsa permeabilità.

Per quanto riguarda il progetto delle pavimentazione permeabili, il parametro fondamentale da dimensionare è lo spessore dello strato poroso cui è demandato

²⁴ il costo riportato va considerato come costo per singolo malfunzionamento

l'accumulo del volume idrico, cioè sostanzialmente lo spessore complessivo dei due strati di base e sottobase.

La tabella 26 riporta l'elenco dei parametri utilizzati nella determinazione dei costi.

Parametro	Descrizione	PEI	PCP	Pasp
H	spessore strato di base (m)	0,1	0,10	0,1
S_{sup}	spessore strato di superficie (m)	0,08	0,15	0,07
b	larghezza strada (m)	8,00	8,00	8,00
S_l	spessore del letto dello strato di superficie (m)	0,05	0,03	0,03
S_{sotto-b}	spessore dello strato di sotto-base (m)	0,35	0,35	0,35
S_{dreno}	spessore dello strato ospitante tubi drenanti (m)	0,11	0,11	0,11
L	lunghezza strada (m)	1,00	1,00	1,00
N_d	n. di tubi di drenaggio per m di lunghezza della strada	16,00	16,00	16,00
d_{tr}	distanza di trasporto rifiuti (km)	10,00	10,00	10,00

Tabella 26 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi. Pavimentazioni permeabili

Per ciascuna delle tre tipologie principali di pavimentazioni è stato determinato un unico schema costruttivo che riassume le due principali configurazioni riscontrabili nella realtà per quella data pavimentazione, che si differenziano principalmente per l'assenza o la presenza di uno strato aggiuntivo drenante, la cui presenza si rende opportuna in caso di installazione su terreni poco permeabili.

Analogamente a quanto effettuato per le pratiche precedentemente studiate, un computo metrico fornisce i costi di costruzione delle tre tipologie di pavimentazione trattate, valutati per unità di superficie.

La figura 24 riporta l'andamento dei costi di costruzione precedentemente stimati al variare della profondità H dello strato di base (a sx.) e l'andamento dei costi relativi ad una pavimentazione in asfalto poroso di lunghezza 1000 m, nelle due configurazioni relative a terreni permeabili e a terreni poco permeabili, con i parametri geometrici di figura 12 (a dx).

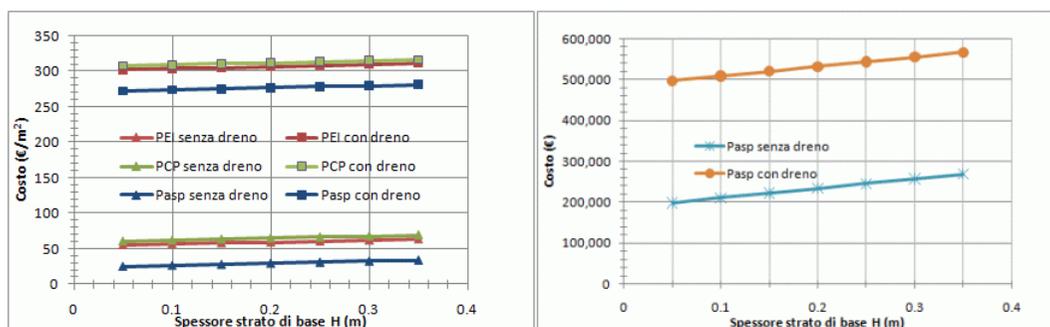


Figura 24 - Costi di costruzione unitari delle pavimentazioni permeabili al variare dello spessore H dello strato di base (a sx) e costi di costruzione per pavimentazioni in asfalto poroso (lunghezza 1000 m) (a dx)

Per quanto concerne le attività di manutenzione, la frequenza di esecuzione delle stesse ed i relativi costi, tramite considerazioni analoghe a quelle mostrate in precedenza per le cunette erbose e per le trincee drenanti, si è ricavato un costo annuo di 10.25 €/m².

Tipologia di manutenzione	Operazione	Frequenza (e note ²⁵)	Ore uomo/anno	Costo
Monitoraggio	Ispezione iniziale:	mensilmente per tre mesi dal completamento dell'installazione	24	0.504
Monitoraggio	Ispezione per verifica della buona operatività della pavimentazione e/o crescita di vegetazione spontanea. Se necessario procedere ad interventi correttivi	trimestrale; dopo 24 ore da grandi eventi piovosi	56	1.176
Monitoraggio	Verifica dei livelli di accumulo di limo e determinazione di appropriate frequenze di spazzamento	annuale	8	0.168
Manutenzione regolare	Spazzamento e/o aspirazione sedimenti	Tre volte l'anno (fine inverno, metà estate, in autunno dopo la caduta delle foglie) o quando richiesto, sulla base di osservazioni sito specifiche di intasamento o raccomandazioni dei costruttori		0.60

²⁵ Note alla determinazione delle ore uomo/anno

Tipologia di manutenzione	Operazione	Frequenza (e note ²⁵)	Ore uomo/anno	Costo
<i>Manutenzione occasionale</i>	Rimozione vegetazione spontanea, falciatura/stabilizzazione aree adiacenti	quando richiesto (si ipotizza due volte l'anno)	24	0.504
<i>Manutenzione reattiva</i>	Rimozione dell'eventuale accumulo di sedimenti/terreno che, per effetto di operazioni di manutenzione della vegetazione o scivolamento del suolo abbia superato, nelle aree circostanti la pavimentazione, i 50 mm dalla superficie della pavimentazione.	quando richiesto (si ipotizza due volte l'anno)	24	0.504
<i>Manutenzione reattiva</i>	Attività di manutenzione straordinaria sulla pavimentazione al fine di intervenire su irregolarità della stessa (ammaloramenti e quant'altro) rischio di determinare un abbassamento dei livelli di performance della pavimentazione o pericolo per gli utenti	quando richiesto		3.00
<i>Manutenzione reattiva</i>	Interventi sulla superficie o sugli strati superiori della sotto-struttura della pavimentazione	Quando richiesto (qualora intasamenti della pavimentazione ne riducano eccessivamente la permeabilità)		3.800
TOTALE				10.25

Tabella 27 - Costi di manutenzione annui per unità di superficie. Pavimentazioni permeabili

Nell'eseguire i calcoli relativi ai costi di manutenzione sono state effettuate le seguenti ipotesi: per quanto riguarda l'ispezione per verifica della buona operatività della pavimentazione e/o crescita di vegetazione spontanea si è fatta l'ipotesi che si verifichino tre grandi eventi piovosi l'anno al di fuori degli interventi trimestrali.

Per quanto riguarda lo spazzamento e/o aspirazione sedimenti si considera il costo del nolo a caldo di una spazzatrice/aspiratrice per 200€/giorno .

Per quanto riguarda la manutenzione reattiva su irregolarità della pavimentazione che ne potrebbero abbassare il livello di servizio, si ipotizza la scarifica del manto di asfalto e la sua sostituzione per 3 cm di spessore. Si ipotizza, inoltre, l'intervento sul 50% della pavimentazione una volta l'anno

Per quanto riguarda l'ultima voce relativa alla manutenzione reattiva, si ipotizza di sostituire il 10% della pavimentazione a blocchi per ogni intervento

Per l'applicazione della procedura messa a punto la vita utile di questa pratica è stata stimata in 15 anni. Il costo complessivo di costruzione e manutenzione della pratica ottenuto con l'applicazione della procedura qui descritta, valutato con riferimento ai valori della tabella 26 , è risultato, rispettivamente, di 177 €/m² , 182 €/m² e 148 €/m² per le pavimentazioni ad elementi interbloccanti, di calcestruzzo poroso e in asfalto poroso, tutte in assenza di strato drenante.

Anche per quanto riguarda i costi delle pavimentazioni drenanti sono stati rinvenute le stesse disomogeneità e difficoltà già riscontrate per le altre BMP.

5.3.4. Tetti verdi

Il parametro fondamentale delle strutture in questione, cioè lo spessore H_c dello strato colturale, ha un'altezza inferiore a 15 cm per tetti verdi estensivi, superiore a 15 cm per tetti verdi intensivi.

In questo caso specifico la valutazione dei costi è stata effettuata attraverso indagini di mercato: la tabella 28 sintetizza i valori ottenuti.

Tipologia copertura vegetale	Estensivo (spessore substrato = 15 cm)	Intensivo leggero (spessore substrato = 20 cm)	Intensivo (spessore substrato =40 cm)
Costo (€/m ²)	65	130	160

Tabella 28 – Costi di costruzione dei tetti verdi (€/m²)

È possibile distinguere fra tre tipologie di manutenzione (UNI, 2007): delle opere a verde, del sistema di drenaggio, del sistema di smaltimento delle acque meteoriche e dell'elemento di tenuta. Esse variano, oltre, come già accennato, a seconda del livello di manutenzione scelto e della fase di vita della struttura: si è ricavato (V. tabella 29) un costo annuo²⁶ di circa 4.0 €/m².

²⁶ Si è ipotizzato il verificarsi di due piogge severe l'anno oltre all'ispezione annuale (V. Tabella 29)

Tipologia di manutenzione	Operazione	Frequenza (e note)	Ore uomo/anno	Costo annuo unit.
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Rimozione di detriti e rifiuti per prevenire intasamento delle grate di immissione all'interno dello stato drenante e l'interferenza con la crescita della vegetazione	Ogni sei mesi/un anno o quando richiesto	16	0.336
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Durante l'avviamento (per es. un anno) reimpiantare la vegetazione morta se richiesto	Mensilmente (ma di solito è responsabilità del costruttore)	96	2.016
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Dopo l'avviamento (per es. un anno) reimpiantare la vegetazione morta se richiesto	Annualmente (in autunno)	16	0.336
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Rimozione delle foglie cadute e dei detriti	Ogni 6 mesi o quando richiesto	8	0.168
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Rimozione delle piante infestanti	Ogni 6 mesi o quando richiesto ²⁷	8	0.168
<i>Manutenzione ordinaria</i>	Tagliare l'erba (se applicabile) quando richiesto. I residui devono essere allontanati e non deve essere consentito il loro accumulo	Ogni 6 mesi o quando richiesto ²⁷	8	0.168
<i>Manutenzione reattiva</i>	Se l'erosione ha scavato evidenti canali, essi devono essere stabilizzati utilizzando terreno analogo a quello che compone il substrato. La cause dell'erosione devono essere individuate e controllate	quando richiesto (il valore in ore uomo va inteso per l'intero intervento)	8	0.168
<i>Manutenzione reattiva</i>	Se il dispositivo di immissione all'interno dello strato drenante è stato smosso o danneggiato si deve investigare sulle cause e riparare se appropriato	quando richiesto (il valore di ore uomo considerato va inteso come ore per intervento)	8	0.168
<i>Monitoraggio</i>	Ispezione di tutti i componenti, inclusi: substrato, vegetazione, strato drenante, sistema di irrigazione (se applicabile), membrane e struttura del tetto; il tutto per verificare integrità, impermeabilizzazione e stabilità strutturale del tetto	annualmente/ dopo piogge severe	24	0.504

²⁷ (effettuabile in contemporanea con l'attività precedente)

Tipologia di manutenzione	Operazione	Frequenza (e note)	Ore uomo/anno	Costo annuo unit.
Monitoraggio	Ispezione del substrato per verificare l'evidenziarsi di canali dovuti ad erosione ed identificare sorgenti di sedimenti	annualmente/ dopo piogge severe (effettuabile in contemporanea all'attività precedente)		
Monitoraggio	Ispezione dei sistemi di immissione all'interno dello strato drenante per assicurare che il deflusso fra lo strato drenante e il sistema di convogliamento delle acque del tetto non sia ostacolato	annualmente/ dopo piogge severe (effettuabile in contemporanea all'attività precedente)		
Monitoraggio	Ispezione del succello del solaio al di sotto del tetto verde per individuare eventuali perdite idriche	annualmente/ dopo piogge severe (effettuabile in contemporanea all'attività precedente)		
TOTALE				4.032

Tabella 29 – Analisi dei costi di manutenzione annui per unità di superficie. Tetti verdi

Per l'applicazione della procedura messa a punto per il calcolo del WLC la vita utile di questa pratica è stata posta pari a 15 anni. Il costo complessivo di costruzione e manutenzione della pratica ottenuto con l'applicazione della procedura qui descritta, valutato è risultato, rispettivamente, di 113, 178 e 208 €/m² per i tetti verdi estensivi, intensivi leggeri e intensivi.

6. Risposta idrologica di un bacino alla impermeabilizzazione

6.1. Premessa

Questo capitolo descrive una corrispondenza fra le modifiche nella risposta idrologica di un bacino idrografico soggetto ad una crescente urbanizzazione e i costi che sarebbe necessario sostenere per bilanciare tali modifiche attraverso l'implementazione di singoli interventi distribuiti di gestione delle acque di pioggia (BMP), con lo scopo di attuare i principi introdotti dal concetto di invarianza idraulica (Pistocchi e Zani, 2004).

Si è fatto riferimento ad un bacino sintetico di area pari ad 1 ha, sollecitato da un evento meteorico rappresentato da differenti ietogrammi rettangolari, in particolare si sono scelti due ietogrammi, relativi ai tempi di ritorno di 5 e 10 anni.

La risposta idrologica del bacino, espressa in termini di variazione percentuale della portata al colmo dell'idrogramma di piena e del coefficiente udometrico, è stata studiata all'aumentare della impermeabilizzazione del bacino stesso, con lo scopo di simularne un progressivo processo di urbanizzazione. Si è ipotizzato di considerare come condizione di base cui riferire le variazioni dei parametri considerati quella corrispondente ad una superficie impermeabile del bacino del 10%.

Successivamente si è proceduto a simulare l'implementazione di vari tipi di BMP, ipotizzando, per ogni tipologia, di modificarne sia l'estensione superficiale sia (per le trincee di infiltrazione) l'entità delle superfici drenate; per ciascuno scenario, cui corrisponde un preciso valore dei costi da sostenere, sono stati, quindi, nuovamente valutati i parametri idrologici. La riduzione della portata al colmo e del coefficiente udometrico determinate da una determinata BMP possono essere, pertanto, associate al costo necessario per ottenerla. L'attenzione è stata focalizzata, in particolare, sul coefficiente udometrico, ritenuto maggiormente rappresentativo del fenomeno in studio.

I processi descritti sono stati simulati attraverso l'uso del modello EPA SWMM, di recente modificato dall'US EPA. per consentire la simulazione esplicita di alcune pratiche distribuite di gestione delle acque meteoriche.

6.2. Qualche considerazione sul modello EPA SWMM

6.2.1. I bacini in EPA SWMM

Il comportamento del bacino di riferimento è descritto mediante il modello SWMM dell'Agenzia dell'Ambiente degli Stati Uniti (EPA).

SWMM (Storm Water Management Model) è stato sviluppato, nella sua prima versione, tra il 1969 ed il 1970 da un consorzio di imprenditori (Metcalf & Eddy, Inc; Water Resources Engineers, Inc; University of Florida) sotto il patrocinio dell'EPA. Il modello ha subito nel corso degli anni modifiche e miglioramenti, e la sua affidabilità è stata ampiamente verificata (Oliveri, 2006). L'ultima versione, la 5.0.022, è stata rilasciata di recente ed è disponibile sul sito dell'E.P.A .

La rappresentazione analitica dei processi fisici che si svolgono nel bacino è utilizzata per simulare, con diversi gradi di dettaglio, eventi di piena sulla base di dati di pioggia (reali o di progetto) e delle caratteristiche dell'intero sistema (bacino di drenaggio, trasporto, accumulo, trattamento e recapito finale), fornendo previsioni sia in termini quantitativi (idrogrammi) sia in termini qualitativi (diagrammi temporali dei carichi inquinanti); è consentito l'inserimento di ietogrammi diversi per i vari sottobacini. Di seguito si porrà l'attenzione sull'aspetto quantitativo del deflusso.

In EPA SWMM l'area di studio è suddivisa in sottobacini (indicati come *subcatchment*): essi costituiscono unità idrologiche del terreno la cui topografia ed il cui sistema di drenaggio sono tali da indirizzare il deflusso superficiale verso un unico punto di scarico. Ogni bacino rappresentato in SWMM è diviso in un'area permeabile ed una impermeabile. Il deflusso superficiale può infiltrarsi all'interno della zona di terreno superiore dell'area permeabile mentre ne è impedita l'infiltrazione in corrispondenza dell'area impermeabile. Nell'esecuzione dei calcoli relativi al presente studio si è rappresentata l'infiltrazione utilizzando il metodo di Horton.

La figura 25 illustra il processo di generazione del deflusso da un *subcatchment* in SWMM. Ogni *subcatchment* è trattato come un serbatoio non lineare. L'afflusso è dovuto alle precipitazioni ed ai deflussi da ogni *subcatchment* a monte. I flussi in uscita sono dovuti a infiltrazione, evaporazione e deflusso superficiale.

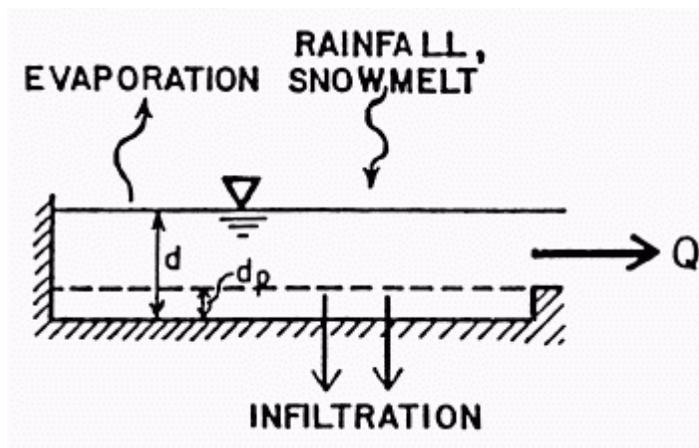


Figura 25 – Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale dal subcatchment (Rossman, 2010)

La capacità di questo “serbatoio” è la “*maximum depression storage*”, che è il massimo accumulo superficiale determinato da ristagno idrico sulle superfici o dall'intercettazione delle acque di pioggia. Il deflusso superficiale per unità di area si verifica solo quanto la profondità idrica nel serbatoio supera il valore di “*maximum depression storage*”. In questo caso il deflusso è calcolato con l'equazione di Manning. La

profondità idrica è continuamente aggiornata nel tempo risolvendo numericamente l'equazione di bilancio idrico relativa al *subcatchment*.

La versione la 5.0.022 di EPA SWMM offre, inoltre, la possibilità di rappresentare la cattura e la ritenzione dei deflussi ad opera di differenti tipi di BMP mediante l'assegnazione al bacino di un set opportuno di "*LID Controls*".

6.2.2. LID Controls

6.2.2.1 Modello per strati delle BMP

I *LID Controls* sono la rappresentazione all'interno di SWMM di pratiche progettate per catturare il deflusso superficiale e fornire una combinazione di detenzione, infiltrazione ed evapotraspirazione; sono applicate ai *sub-catchment*.

SWMM rende disponibili 5 tipi differenti di *LID controls*, con rappresentazione del solo loro comportamento idrologico (le LID non simulano variazioni alla qualità del deflusso):

- Bio-retention Cells
- Infiltration Trenches
- Continuous Porous Pavement systems
- Rain Barrels (o Cisterns)
- Vegetative Swales

Le *Bio-retention Cells* sono depressioni contenenti terreno artificiale e vegetazione su uno strato drenante. Forniscono accumulo, infiltrazione ed evaporazione sia alla pioggia che vi cade direttamente sia al deflusso proveniente dalle aree intorno. BMP che possono essere simulate con questo *LID control* sono, ed esempio, i tetti verdi. Le *Infiltration Trenches* forniscono volume di accumulo per facilitare l'infiltrazione del deflusso superficiale. I *Continuous Porous Pavement systems* simulano il comportamento delle pavimentazioni permeabili (tutte e tre le tipologie studiate). *Rain Barrels* (o *Cisterns*) sono serbatoti che raccolgono il deflusso dai tetti durante gli eventi piovosi per consentirne il riuso o rilascio durante i periodi secchi. Le *Vegetative Swales* corrispondono alle *grassed* (o *vegetative*) *swales* studiate.

I *LID Controls* sono rappresentati con una successione di strati le cui proprietà sono definite per unità di superficie. La figura 26 descrive il modello generale adottato per

la loro rappresentazione. La tabella 30, invece, indica quali strati di questo modello generale si applicano alle singole LID/BMP.

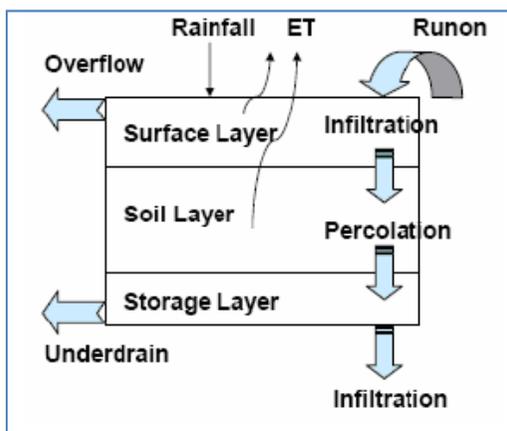


Figura 26 - Modello generale di rappresentazione per strati delle LID

Strato Tipologia di LID	Surface (Superficie)	Pavement (Pavimentazione)	Soil (terreno)	Storage (accumulo)	Underdrain (dreno di sottofondo)
Bio-retention cell (tetti verdi)	X		X	X	O
Porous pavement (pavimentazioni permeabili)	X	X		X	O
Infiltration trench (trincee di infiltrazione)	X			X	O
Rain barrel (cisterne)				X	X
Vegetative swale (cunette erbose)	X				

Tabella 30 - Corrispondenza fra stratigrafia della rappresentazione generale delle LID e singole pratiche (X= presente; O= opzionale)

Si fa presente che, nonostante sia possibile inserire più LID nello stesso *subcatchment*, sembra non essere possibile realizzare un treno di trattamenti all'interno del medesimo *subcatchment*: i LID control posti all'interno di uno stesso *subcatchment* scaricano il deflusso ad essi allocato a valle del *subcatchment*. Questo limite è superabile realizzando una serie di *subcatchment*, ognuno dei quali dedicato esclusivamente ad una LID.

6.2.2.2 Parametri degli strati delle LID

Nel seguito si fornisce una descrizione dei differenti strati dei *LID controls*, utile per meglio contestualizzare le scelte effettuate nell'attribuzione di valori ai parametri degli stessi.

La pagina *surface layer* dell'editor dei *LID controls* è utilizzata per descrivere le proprietà dello strato superficiale delle celle di bioritenzione (in particolare i tetti verdi), delle pavimentazioni porose, delle trincee di infiltrazione e delle cunette erbose. La tabella 31 illustra tali parametri e li descrive brevemente. Se uno dei due parametri fra *Surface Roughness* o *Surface Slope* è pari a 0 allora si assume che l'acqua ristagnante che superi la profondità di accumulo scorra interamente al di sopra della LID in un solo intervallo temporale.

Parametro	Descrizione
Storage Depth	Quando sono presenti berme o muri di confinamento, il parametro Storage Depth rappresenta la profondità massima (in mm o pollici) di ristagno al di sopra della superficie dell'unità oltre la quale si verifica il traboccamento del flusso idrico. Per le BMP/LID che possono essere soggette a deflusso superficiale è l'altezza di qualsiasi accumulo in depressioni superficiali. Per le cunette erbose è l'altezza della loro sezione trasversale trapezoidale.
Vegetation Volume Fraction	È la frazione di volume all'interno della profondità di accumulo riempita di vegetazione. Rappresenta il volume occupato da steli e foglie non la loro copertura areale. Normalmente questo volume può essere ignorato, alternativamente può essere stimato in 0.1 o 0.2 in corrispondenza con una crescita vegetale molto densa.
Surface Roughness	È in numero "n" di Manning per il deflusso al di sopra della superficie della BMP (nel caso di pavimentazioni porose o cunette erbose). Per le altre tipologie di LID esso va posto pari a 0.
Surface Slope	È la pendenza (espressa in %) della superficie delle pavimentazioni porose o delle cunette erbose. Si usa il valore 0 per altri tipi di LID.
Swale Side Slope	È la pendenza dei fianchi della sezione trasversale delle cunette erbose. Questo valore è ignorato per gli altri tipi di LID.

Tabella 31- Parametri caratterizzanti lo strato superficiale delle LID

Lo strato di pavimentazione dei *LID controls* fornisce valori per le proprietà di una pavimentazione permeabile, come specificato nella tabella 31.

Parametro	Descrizione
Thickness	rappresenta lo spessore dello strato di pavimentazione. Valori tipici variano fra 4 e 6 pollici (100-150 mm).
Void Ratio	rappresenta il volume degli spazi vuoti rapportato al volume dei solidi nella pavimentazione, applicato a sistemi continui o al materiale di riempimento usato in sistemi modulari. Valori tipici sono fra 0.12 e 0.21.
Impervious Surface Fraction	è il rapporto fra material impermeabile e area totale nei sistemi modulari; è 0 per le pavimentazioni porose continue.
Permeability	rappresenta la permeabilità del cemento o dell'asfalto utilizzato in sistemi di pavimentazioni continue ovvero la conduttività idraulica del materiale di riempimento (ghiaia o sabbia) utilizzato in sistemi modulari (in mm/h nel sistema adottato).
Clogging Factor	fornisce una misura di quanto l'intasamento riduca progressivamente la permeabilità della pavimentazione in proporzione al volume di deflusso trattato. L'utilizzo del valore 0 consente di ignorare il fenomeno dell'intasamento.

Tabella 32- Parametri dello strato di pavimentazione delle LID

La pagina *Soil layer* dell'editor dei *LID controls* descrive le proprietà del terreno utilizzato nei tipi di LID facenti capo alla categoria *bio-retention*. Queste proprietà sono specificate nella tabella 33.

Parametro	Descrizione
Thickness	indica lo spessore (in mm) dello strato di terreno. Valori tipici oscillano fra i 450 ed i 900 mm per i tipi di unità di bioritenzione a terra mentre valori comuni oscillano fra i 75 ed i 150 mm per i tetti verdi.
Porosity	corrisponde al rapporto fra il volume dei vuoti ed il volume totale del terreno.
Field Capacity	rappresenta il rapporto fra il volume occupato dall'acqua all'interno del terreno dopo che al terreno è stato consentito di drenare interamente ed il volume totale dei vuoti.
Wilting Point	rappresenta il punto di appassimento come rapporto fra il volume idrico presente ed il volume totale dei vuoti.
Conductivity	rappresenta la conduttività idraulica per un terreno saturo (in mm/h).
Conductivity Slope	rappresenta la pendenza della curva di conduttività (in forma logaritmica) in funzione dell'umidità del terreno (adimensionale). Valori tipici vanno da 5 (sabbie) a 15 (argille limose).
Suction Head	Il parametro Suction Head è il valore medio del carico di suzione (in mm) lungo il fronte di umidità (è lo stesso parametro utilizzato nell'equazione di Green-Ampt),

Tabella 33- Parametri dello strato di terreno delle LID.

La pagina *Storage Layer* dell'editor dei *LID controls* descrive le proprietà dello strato di accumulo utilizzato nelle *bio-retention cell*, sistemi di pavimentazioni permeabili e trincee di infiltrazione. Questo parametro è anche utilizzato per specificare l'altezza delle cisterne (*rain barrel* o *cistern*). I suoi campi sono descritti nella tabella 33.

Parametro	Descrizione
Height	è l'altezza di una cisterna o dello strato di accumulo.
Void Ratio	è la porosità espressa come il rapporto fra volume dei vuoti e volume dei solidi.
Infiltration Rate	è la permeabilità dello strato al di sotto dello strato di accumulo (in mm/h). Tipicamente corrisponde alla permeabilità in condizioni di saturazione del terreno del bacino che circonda la LID, nel caso di uso dell'equazione di Horton per l'infiltrazione corrisponde la permeabilità minima nella formula di Horton. Se vi è uno strato impermeabile al di sotto della LID il suo valore è 0.
Clogging Factor	rappresenta il volume totale di deflusso che la LID deve trattare affinché si intasi completamente il fondo dello strato diviso per il volume dei vuoti dello strato stesso. Va posto il valore 0 per ignorare il fenomeno dell'intasamento.

Tabella 34- Parametri dello strato di accumulo (i parametric *Void Ratio*, *Infiltration Rate* e *Clogging Factor* non si applicano alle cisterne).

6.2.2.3 Drenaggio di sottofondo (*underdrain*)

E' possibile prevedere un drenaggio di sottofondo al di sotto dello strato di accumulo. Il drenaggio di sottofondo ha la funzione di convogliare il volume idrico accumulato verso un sistema tradizionale di drenaggio. La pagina *Underdrain* dell'editor dei *LID controls* descrive le proprietà di questo strato. Essa contiene i seguenti campi:

- Drain Coefficient e Drain Exponent,
- Drain Offset Height,
- Drain Delay.

Drain Coefficient e *Drain Exponent* sono il coefficiente C e l'esponente n che determinano la portata in uscita dallo strato drenante come funzione del livello idrico nello strato di accumulo, al di sopra dell'altezza del dreno. Per calcolare tale portata si utilizza l'equazione seguente:

$$Q_{effl} = C(h - h_d)^n \quad [\text{Eq. 6}]$$

Dove:

- Q_{effl} è la portata effluente, espressa in mm/h;
- h è l'altezza del volume idrico accumulato, espressa in mm ;
- h_d è la quota del dreno (mm)

Se non vi è drenaggio allora $C = 0$. Un valore di n pari a 0.5 fa sì che il dreno si comporti come un orifizio. *Drain Offset Height* è l'altezza delle tubazioni del dreno al di sopra della faccia inferiore dello strato di accumulo (espressa in mm). *Drain Delay* (valido solo per le *Rain Barrels*) rappresenta il numero di ore di tempo secco che devono passare prima che la linea del dreno sia aperta (si assume che essa sia chiusa non appena inizia l'evento piovoso).

6.3. Scelta dei valori dei parametri per il bacino

6.3.1. Scelta dei valori per il *subcatchment*

La tabella 35 sintetizza i principali parametri utilizzati per definire il bacino idrografico di riferimento²⁸.

Parametro	Descrizione	Valore	Un. di mis.	Caratterizzazione parametro
Area	area scolante del bacino	1	ha	riferimento convenzionale
Width	larghezza del bacino	100	m	riferimento convenzionale ²⁹
N-Imperv	n di Manning per la sub-area impermeabile del bacino	0.011	-	asfalto liscio
N-Perv	n di Manning per la sub-area permeabile del bacino	0.13	-	pascolo-terreno naturale
Dstore-Imperv	profondità delle depressioni superficiali per la sub-area impermeabile del bacino	1.78	mm	valore medio nell'intervallo di profondità delle depressioni superficiali per aree impermeabili (ASCE, 1992)
Dstore-Perv	profondità delle depressioni superficiali per la sub-area permeabile del bacino	3.81	mm	valore medio nell'intervallo di profondità delle depressioni superficiali per aree permeabili (ASCE, 1992)
PctZero	% dell'area impermeabile priva di depressioni superficiali	0	%	si ipotizza, per semplicità, che l'area impermeabile del bacino non presenti depressioni superficiali

Tabella 35- Valori dei principali parametri caratterizzanti il bacino di riferimento

²⁸ fonti: McCuen, R. et al. (1996), Hydrology, FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, DC, tramite l'help on-line di EPA SWMM ed il manuale ASCE (ASCE, 1992).

²⁹ in EPA SWMM la larghezza del bacino è, spesso, un parametro di calibrazione del modello, il cui valore può essere modificato al fine di produrre una buona corrispondenza fra idrogrammi osservati e calcolati; sono, tuttavia, anche stati suggeriti differenti approcci vantanti un significato fisico per quantificare questo parametro. Uno di essi (valido in particolar modo per bacini non urbanizzati) definisce *width* come rapporto fra la superficie del bacino e la lunghezza media del massimo percorso che il deflusso può compiere prima di generare *rill flow*. Anche per tale ultimo parametro sono suggeriti dei valori. La lunghezza di tale percorso, tuttavia, risulta fortemente variabile in funzione delle reali caratteristiche del bacino, prima fra tutte il livello di impermeabilizzazione ed urbanizzazione (in un'area fortemente urbanizzata esso è, di fatto, la lunghezza del percorso idrico in superficie prima della confluenza in una caditoia). Vista la ridotta variabilità (almeno per i fini di questo studio) che è stata verificata per l'idrogramma in uscita al variare della *width* ed alla luce dell'opportunità pratica dell'adozione di un unico valore di questo parametro (almeno per il bacino in assenza di BMP) si è, quindi, ritenuto di utilizzare un valore di *width* puramente convenzionale e pari a 100 m. Si osserva, comunque, che tale valore di *width* è superiore al valore (circa 66 m) che si porrebbe riferendosi ad una lunghezza del cammino idrico prima di formare *rill flow* pari a 500 piedi, come suggerito, ad es. dall'US EPA (Gironás, Roesner et al., 2006) ed applicando la metodologia suggerita all'inizio della presente nota.

Per caratterizzare l'infiltrazione del deflusso negli strati superficiali del terreno si è fatto uso del modello di Horton (per i parametri della funzione di Horton si sono adottati valori tratti dal manuale ASCE, riassunti nella tabella 36). Tali valori sono stati assegnati, rispettivamente, a terreni sabbiosi, "loam" ed argillosi. Inoltre, si è ipotizzato un tempo di ritorno allo stato asciutto di 8 ore. I calcoli effettuati, per la determinazione dei deflussi sia in assenza che in presenza delle BMP, sono stati realizzati in corrispondenza di bacini idrografici aventi le medesime caratteristiche geometriche ma coperti da differenti tipologie di terreno, e cioè:

- con terreno sabbioso,
- con terreno costituito da "loam"³⁰
- con terreno argilloso.

Tipo di terreno	f_0 (mm/h)	f_{∞} (mm/h)	k (h^{-1})
terreno molto permeabile	117	17	5,34
terreno mediamente permeabile	76	13	4,14
terreno scarsamente permeabile	76	6	4,14

Tabella 36- Valori adottati per la funzione di infiltrazione di Horton (f_0 è la permeabilità massima del terreno; f_{∞} è la permeabilità minima del terreno (terreno saturo); k è la costante di decadimento)

6.3.2. LID control scelti e loro caratterizzazione

Sono stati scelti *LID controls* atti a simulare pavimentazioni permeabili, trincee drenanti e tetti verdi. Nel seguito si riporta una descrizione dei valori attribuiti ai parametri caratterizzanti i *LID controls*.

³⁰ si è indicato come "loam", non traducendo dall'inglese, un terreno di buona qualità per la coltivazione, costituito all'incirca per il 40% da sabbie, per il 40% da limi e per il 20% da argille.

Strato	Parametri				
SURFACE	Storage depth	Vegetation volume fraction	Surface roughness (Manning n)	Surface slope (%)	
	0	0	0.011	3	
PAVEMENT	Thickness	Void ratio (e)	Impervious surface fraction	Permeability	Clogging factor
	100	0.2	0	840	0
STORAGE	Height (mm)	Void ratio (e)	Conductivity (mm/h)	Clogging factor	
	350	0.5	17/13/6	0	
DRAIN	Drain coefficient (mm/h)	Drain exponent	Drain offset height (mm)		
	0	0.5	0	6	

Tabella 37 - Parametri dei LID Controls: pavimentazioni permeabili

Strato	Parametri						
SURFACE	Storage depth (mm)	Vegetation volume fraction	Surface roughness (Manning n)	Surface slope (%)			
	0	0	0	0			
SOIL	Thickness (mm)	Porosity (Volume fraction)	Field capacity (volume fraction)	Wilting point (volume fraction)	Conductivity (mm/h)	Conductivity slope	Suction head (mm)
	150	0.75	0.4	0.25	30	10	218.5
STORAGE	Height (mm)	Void ratio (e)	Conductivity (mm/h)	Clogging factor			
	150	0.72	0	0			
DRAIN	Drain coefficient (mm/h)	Drain exponent	Drain offset height (mm)				
	0	0	0	6			

Tabella 38 - Parametri dei LID Controls: tetti verdi

<i>Strato</i>	Parametri			
SURFACE	Storage depth	Vegetation volume fraction	Surface roughness (Manning n)	Surface slope (%)
	0	0	0.024	0
STORAGE	Height (mm)	Void ratio (e)	Conductivity (mm/h)	Clogging factor
	1000	0.67	17	0
DRAIN	Drain coefficient (mm/h)	Drain exponent	Drain offset height (mm)	
	0	0	0	6

Tabella 39 - Parametri dei LID Controls: trincee drenanti

6.3.2.1 Scelta dei valori dei parametri per le trincee drenanti

Si riportano e commentano nel seguito i valori attribuiti ai parametri relativi alle trincee drenanti.

Con riferimento allo strato superficiale, si sono attribuiti valori come di seguito indicato.

Storage depth è posto pari a zero indicando così che non vi è accumulo idrico al di sopra della superficie della trincea a causa dell'assenza di berme, per cui l'eventuale deflusso in eccesso rispetto alla capacità di accumulo della trincea fluisce a valle di essa sormontandola.

Vegetation volume fraction è posto pari a zero nell'idea che la copertura vegetale della trincea sia o nulla o comunque poco densa e quindi trascurabile. *Surface roughness* (Manning n) è posto pari a 0.024: corrispondente alla scabrezza di una superficie costituita da detriti cementizi. Il parametro *Surface slope* (%) è posto pari a 0: superficie della trincea orizzontale.

Per quanto riguarda lo strato di accumulo e *l'underdrain* si sono attribuiti i seguenti valori. L'altezza dello strato di accumulo è posta pari a 1000 mm, valore che si ritiene abbastanza rappresentativo per la profondità efficace di una trincea drenante. *Void Ratio* (e) è stato posto pari a 0.67, ottenuto considerando una porosità n (rapporto fra volume dei vuoti e volume totale) di 0.4. Quest'ultimo è un valore piuttosto comune per lo strato di accumulo delle trincee di infiltrazione. Per la *conductivity*, che caratterizza la permeabilità dello strato verso cui drena lo strato di accumulo, si è utilizzato il valore di 17 mm/h corrispondente alla permeabilità in condizioni sature di un terreno molto permeabile. Tale valore coincide con la permeabilità f_{∞} adottata per la legge di Horton (V. tabella 36) nel caso di terreni molto permeabili: questo equivale ad ipotizzare che la trincea, quale che sia la natura del terreno in superficie del bacino idrografico, giunga a consentire, mediante lo

scavo, l'infiltrazione del deflusso catturato verso uno strato di buona permeabilità, seppure in condizioni di saturazione. Il *clogging factor* è posto pari a zero: ciò equivale a trascurare il fenomeno dell'intasamento progressivo dovuto al trasporto di solidi da parte del deflusso superficiale. *Drain coefficient* è posto pari a zero: nessuna tubazione di drenaggio al di sotto della trincea; ciò fa sì che il modello di LID scelto sia il più vicino possibile allo schema costruttivo di Configurazione 1 delle trincee drenanti, descritto in precedenza in questo testo.

6.3.2.2 Scelta dei valori dei parametri per le pavimentazioni permeabili

Si riportano e commentano nel seguito i valori attribuiti ai parametri relativi alle pavimentazioni permeabili.

Con riferimento allo strato superficiale, si sono attribuiti valori come di seguito indicato.

Storage depth è posto pari a zero indicando così che non vi è accumulo idrico al di sopra della superficie della pavimentazione: il deflusso in eccesso rispetto alla capacità di accumulo della pavimentazione fluisce verso valle senza alcun accumulo sulla superficie.

Vegetation volume fraction è posto pari a zero: la pavimentazione non presenta alcuna copertura vegetale. *Surface roughness* (n di Manning) è posto pari a 0.011 (coefficiente di scabrezza di Manning per asfalto piano). Il parametro *Surface slope* (%) è posto pari a 3: superficie delle strade avente la stessa pendenza del bacino.

Per quanto riguarda lo strato di pavimentazione (*pavement*) si sono attribuiti i seguenti valori. L'altezza dello strato di pavimentazione è posta pari a 100 mm; tale valore risulta all'incirca la somma dello spessore della pavimentazione e del letto dello strato superficiale comunemente adottati per queste pavimentazioni e considerati nello schema costruttivo di riferimento per le pavimentazioni permeabili. *Void Ratio* (e) è stato posto pari a 0.20, ottenuto considerando una porosità n (rapporto fra volume dei vuoti e volume totale) di 0.16. Quest'ultimo è il valore minimo di porosità che si richiede ad una pavimentazione porosa, in particolare in asfalto poroso (Associazione italiana bitume asfalto strade 2011). Per la *permeability*, che caratterizza la permeabilità dello strato di asfalto poroso si è utilizzato il valore di 840 mm/h corrispondente ad un valore caratteristico per questo strato (cfr. www.siteb.it). Il *clogging factor* è posto pari a zero: ciò equivale a trascurare il fenomeno dell'intasamento progressivo dovuto al trasporto di solidi da parte del deflusso superficiale; questa scelta appare ragionevole perché per quanto tale fenomeno sia effettivamente presente in tali pavimentazioni è stato verificato sperimentalmente (US EPA, 2009c) che per le piogge più comuni non riesce ad impedire l'infiltrazione delle acque meteoriche all'interno della pavimentazione.

Per quanto riguarda lo strato di accumulo e *l'underdrain* si sono attribuiti i seguenti valori. L'altezza dello strato di accumulo è posta pari a 350 mm. Tale valore che si può

ritenere, in prima approssimazione, sufficientemente rappresentativo dello spessore di uno strato di accumulo per una pavimentazione drenante e deriva dall'aver effettuato un sommario dimensionamento idraulico e strutturale considerando di localizzare tale pavimentazione in un'area residenziale con un livello di traffico medio (CIRIA, 2007)³¹. *Void Ratio* (e) è stato posto pari a 0.42, ottenuto considerando una porosità n (rapporto fra volume dei vuoti e volume totale) di 0.3. Quest'ultimo può essere ritenuto un valore rappresentativo per la porosità dello strato di accumulo delle pavimentazioni drenanti. Per la *conductivity*, che caratterizza la permeabilità dello strato verso cui drena lo strato di accumulo, si è utilizzato il valore di corrispondente alla permeabilità in condizioni sature di un terreno della stessa tipologia del bacino in cui è inserita la pavimentazione (e cioè, rispettivamente per il bacino sabbioso, con loam o argilloso, di 17, 13 e 6 mm/h). Il *clogging factor* è posto pari a zero: ciò equivale a trascurare il fenomeno dell'intasamento progressivo dovuto al trasporto di solidi da parte del deflusso superficiale. *Drain coefficient* è posto pari a zero: tubazioni di drenaggio al di sotto della pavimentazione assenti; tale principio in coerenza con l'utilizzo prevalente immaginato per tali LID, cioè lo smaltimento per infiltrazione delle acque meteoriche e la funzione di accumulo essenzialmente strumentale alla facilitazione dell'infiltrazione negli strati sottostanti.

6.3.2.3 Scelta dei valori dei parametri per i tetti verdi

Si riportano e commentano nel seguito i valori attribuiti ai parametri relativi ai tetti verdi.

Con riferimento allo strato superficiale, si sono attribuiti valori come di seguito indicato.

Storage depth è posto pari a zero indicando così che non vi è accumulo idrico al di sopra della superficie del tetto verde: il deflusso in eccesso rispetto alla capacità di accumulo del tetto fluisce a valle di esso senza alcun accumulo sulla superficie.

Vegetation volume fraction è posto pari a zero: il ruolo della vegetazione sull'efficacia di questa LID (evapotraspirazione) non va posto in relazione a questo parametro del modello, che, in tale circostanza può essere trascurato ed è stato posto, quindi, pari a zero. Infatti, questo parametro dei LID control indica il volume occupato all'interno della superficie di accumulo da steli e foglie ed è in genere pari a 0.1 ÷ 0.2 per vegetazione particolarmente densa, viene sovente omissa. *Surface roughness* (n di Manning) e *Surface slope* (%) vanno posti pari a zero per questo tipo di LID (sui tetti verdi non è simulato deflusso superficiale).

³¹ Più nel dettaglio, nel caso in specie è stato considerato come più restrittivo il requisito di resistenza strutturale ai carichi importati dal passaggio veicolare. In particolare è stato considerato un carico per asse di 2000 kg, con un coefficiente di sicurezza di 1,4 per un CBR del 5% relativo allo strato sottostante, scegliendo, quindi, uno spessore di 350 mm (CIRIA, 2007).

Per quanto riguarda lo strato di terreno (*soil*) si sono attribuiti i seguenti valori. Lo spessore dello strato di terreno è posto pari a 150 mm, abbastanza comune per un tetto verde semi-intensivo. Il parametro *porosity* è posto pari a 0.75. Il parametro *field capacity* è posto pari a 0.4. Il wilting point è posto pari a 0.25. Il parametro *conductivity* è posto pari a 3 mm/h. *Suction* è posto pari a 218.5 mm. Tale ultimo valore è tratto, in corrispondenza con terreni costituiti da loam con argille sabbiose, dalla stima del parametro suzione nel modello di infiltrazione di Green-Ampt da usarsi per il modello SWMM quando non sono disponibili dati di dettaglio sui terreni (Maidment, 1993).

Per quanto riguarda lo strato di accumulo e *l'underdrain* si sono attribuiti i seguenti valori. L'altezza dello strato di accumulo è posta pari a 150 mm, valore che si può ritenere, in prima approssimazione, sufficientemente rappresentativo dello spessore di uno strato di accumulo per un tetto verde. *Void Ratio* (e) è stato posto pari a 0.7, ottenuto considerando una porosità n (rapporto fra volume dei vuoti e volume totale) di 0.42.

Per la *conductivity*, che caratterizza la permeabilità dello strato verso cui drena lo strato di accumulo, si è utilizzato il valore 0: al di sotto del tetto verde uno strato di impermeabilizzazione impedisce infiltrazioni idriche. Il *clogging factor* è posto pari a zero: ciò equivale a trascurare il fenomeno dell'intasamento progressivo. *Drain coefficient* è posto pari a zero. Il tetto verde, viene semplicemente superato dal deflusso idrico in eccesso rispetto a quello che è in grado di accumulare.

6.4. Valutazione del deflusso al variare della impermeabilizzazione

I calcoli e le analisi compiute sono stati preceduti da un'analisi parametrica che ha evidenziato in particolare la sensibilità del modello SWMM nei confronti di determinate variazioni dei dati di input (caratteristiche del terreno, parametro *width* etc.). Tali valutazioni sono state effettuate al fine di meglio guidare e rendere più affidabili le analisi successive e non verranno trattate, se non marginalmente, nel seguito. In quanto segue sono descritte con maggior dettaglio le stime effettuate per il deflusso al variare della percentuale di superficie impermeabile che ricopre il bacino.

6.4.1. Metodo seguito

Come prima attività si è posta l'attenzione alla identificazione di uno ietogramma che esprimesse la sollecitazione a cui sottoporre il bacino.

Si è ritenuto di poter fare riferimento ai tempi di ritorno di 5 e 10 anni e alle curve di probabilità pluviometrica costruite in corrispondenza ad essi a partire dai dati di pioggia di una stazione pluviometrica siciliana. Partendo dall'altezza di pioggia di durata un'ora, è stato ricavato (Ferreri e Ferro, 1989) il valore di altezza di pioggia di durata 20 minuti e tempo di ritorno fissato. Da essa è stata ricavata l'intensità di pioggia media lungo i 20 minuti adottata come ordinata dello ietogramma di riferimento, che sollecita il bacino. Si sono, quindi, considerati i seguenti due ietogrammi di riferimento:

- ietogramma rettangolare con intensità di pioggia di 53 mm/h, corrispondente ad un evento con tempo di ritorno di 5 anni,
- ietogramma rettangolare con intensità di pioggia di 86 mm/h, corrispondente ad un evento con tempo di ritorno di 10 anni.

Le valutazioni che seguono sono state, perciò, realizzate in corrispondenza a ognuno dei due ietogrammi di riferimento.

Al fine di disporre di adeguati termini di raffronto per la valutazione dell'invarianza idraulica, per ogni tipologia di bacino considerato³² è stato determinato l'idrogramma in uscita per effetto dello ietogramma di riferimento al variare della percentuale di area impermeabile del bacino. Si sono scelte percentuali di area impermeabile di 0, 10, 40, 70 e 100%. Per ogni calcolo così eseguito la subarea del bacino non coperta da superficie impermeabile è rimasta coperta dal terreno "pre-costruzione" (cioè sabbia, loam o argilla).

In corrispondenza ai valori scelti di impermeabilizzazione del bacino sono stati riportati il volume complessivo defluito ed il picco dell'idrogramma Q_{max} , calcolati mediante l'uso del software EPA SWMM. Nel seguito ci si soffermerà, comunque, sui valori di deflusso. A partire dai valori di volume defluito, è stato poi calcolato il coefficiente udometrico U .

Si è considerato come valore caratterizzante il deflusso il coefficiente udometrico U corrispondente ad un livello di impermeabilizzazione del 10%³³; che è stato, poi, utilizzato come termine di raffronto per valutare la variazione di risposta del bacino ad un aumento della percentuale di copertura impermeabile (rappresentante, ad esempio, interventi di espansione edilizia) o all'introduzione di determinate BMP. A partire dal valore di U è stato calcolato il coefficiente ΔU che quantifica tale variazione rapportandola al valore di riferimento U_{10} ³⁴.

³² cioè con terreno sabbioso, con loam, con terreno argilloso

³³ La scelta di utilizzare come termine di riferimento la risposta del bacino in corrispondenza di una percentuale di impermeabilizzazione del 10% è derivata dalla volontà di rappresentare, come termine di riferimento relativo allo stato pre-costruzione, un bacino non urbanizzato ma non del tutto privo di infrastrutture o costruzioni, come ragionevolmente ipotizzabile in un'area peri-urbana: in tale contesto, tuttavia, si sottolinea, la scelta come valore di impermeabilizzazione del 10% rimane, seppure, a parere dello scrivente, non irragionevole, comunque puramente convenzionale.

³⁴ ΔU è, nel seguito, espresso in percentuale

6.4.2. Analisi dei risultati ottenuti

I grafici seguenti esemplificano i risultati ricavati.

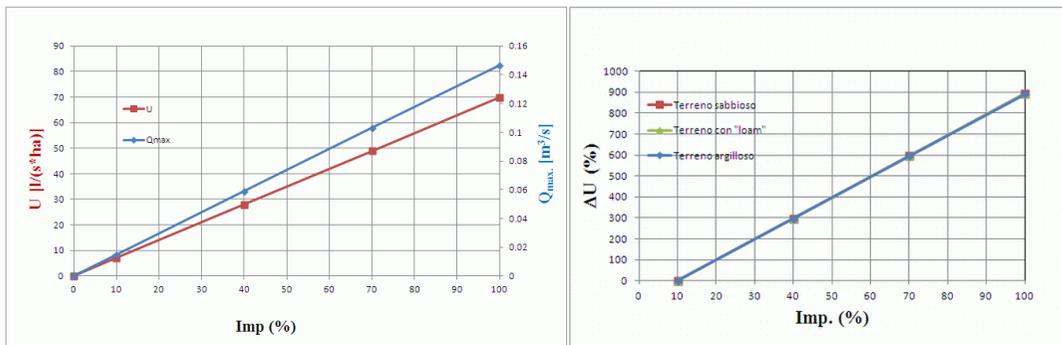


Figura 27 – Deflusso (Q_{max} ed U) al variare della % di superficie impermeabile del bacino (Imp.) per $T = 5$ anni (a sin.). ΔU al variare della percentuale di area impermeabile Imp. per $T = 5$ anni (a dx.)

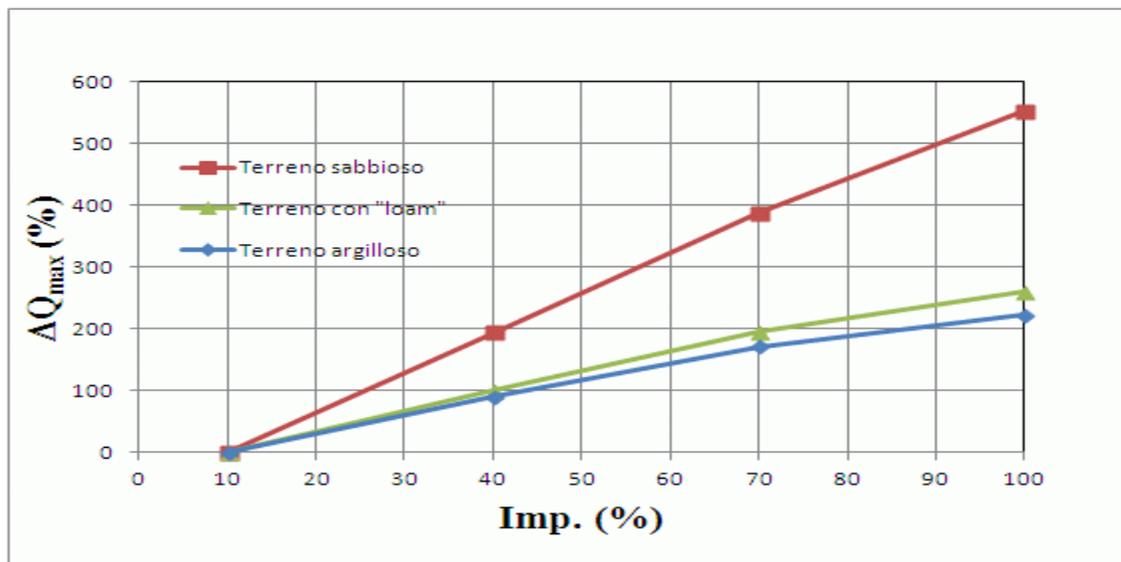


Figura 28 - ΔQ_{max} al variare della percentuale di area impermeabile del bacino Imp. ($T = 10$ anni).
Confronto fra terreno sabbioso, con loam e argilloso

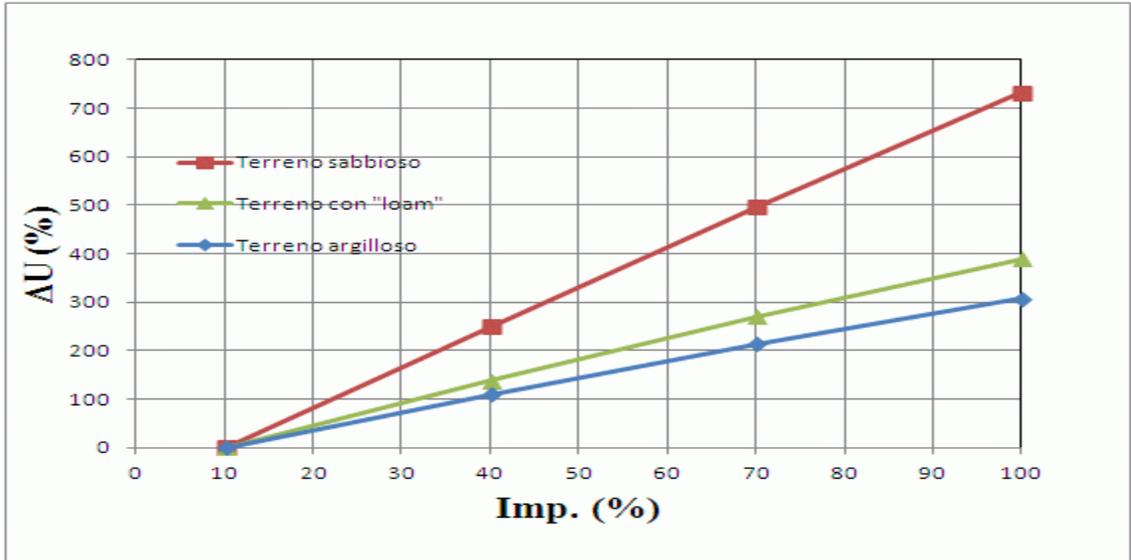


Figura 29 - ΔU al variare di Imp. (T = 10 anni). Confronto fra terreno sabbioso, con loam e argilloso

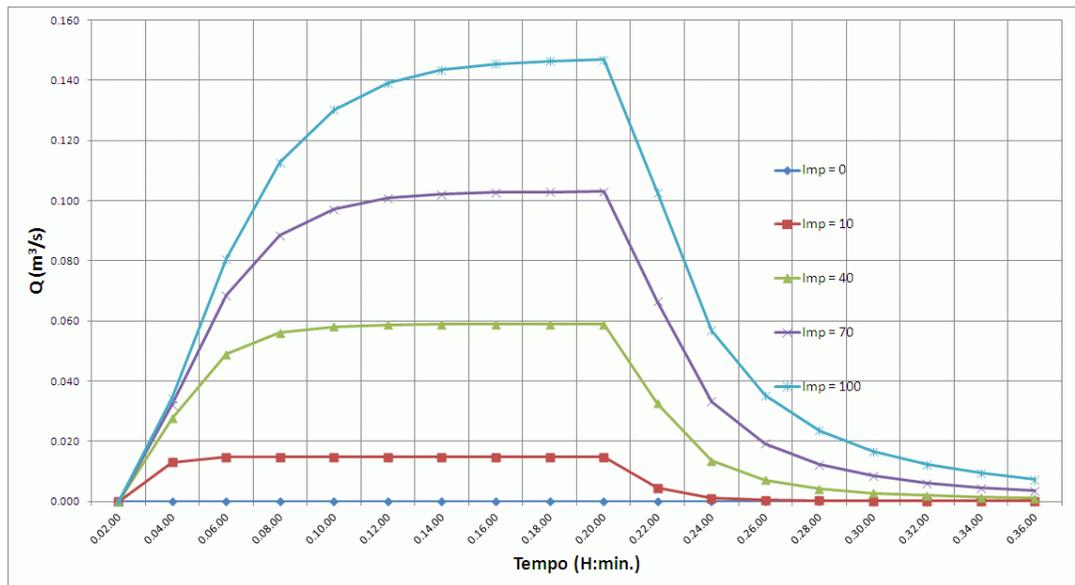


Figura 30 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) – Terreno argilloso. T = 5 anni

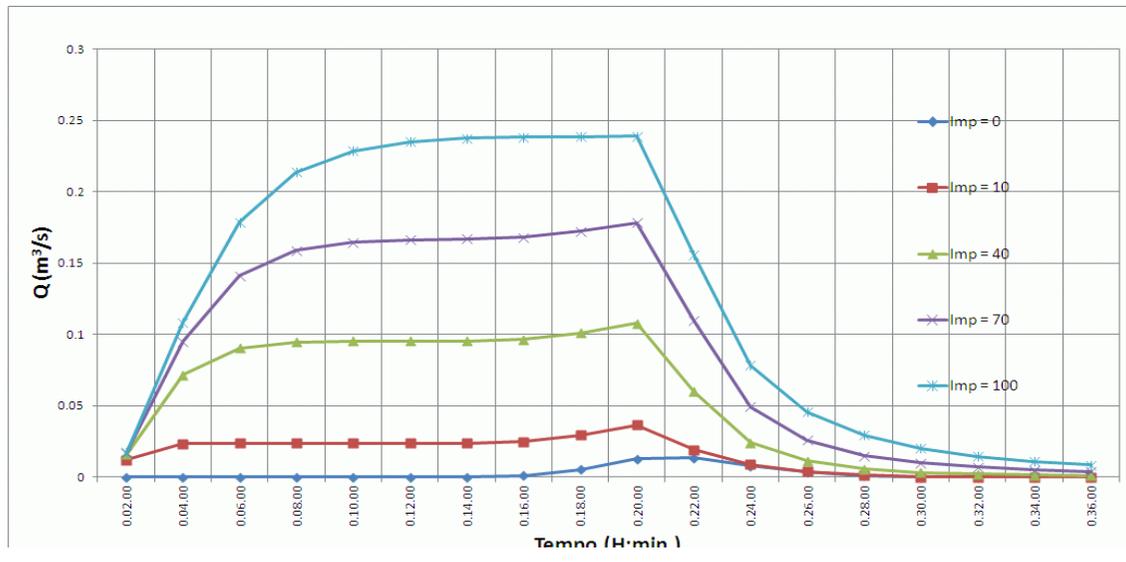


Figura 31 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) - Terreno sabbioso (T = 10 anno)

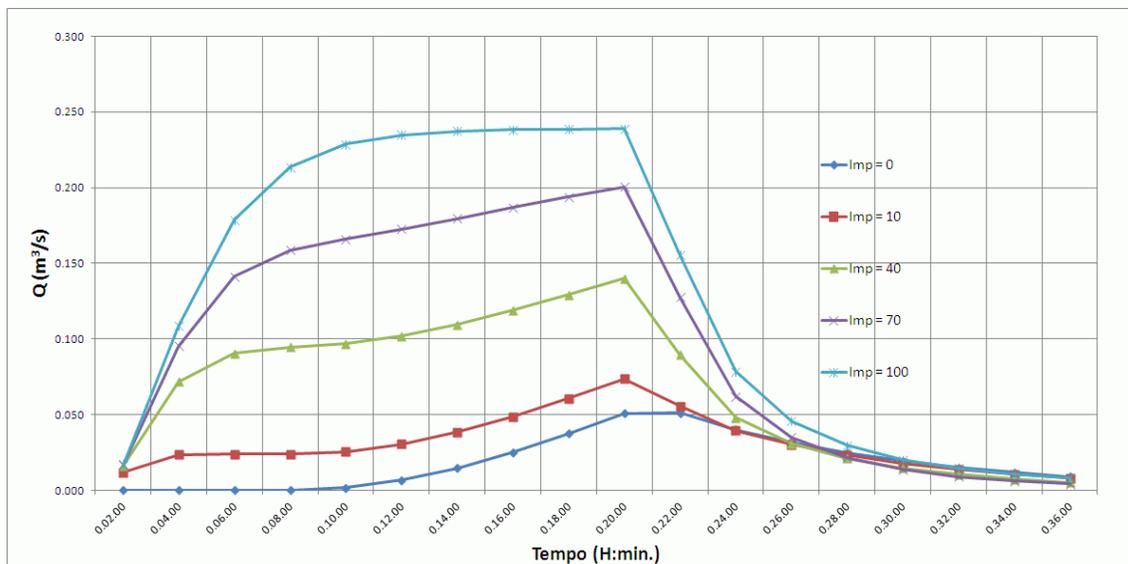


Figura 32 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) - Terreno argilloso (T = 10 anno)

I grafici di figura 27 e di figura 30 evidenziano come per un tempo di ritorno basso come 5 anni ed in corrispondenza a eventi piovosi brevi come quello rappresentato dallo ietogramma di riferimento per $T = 5$ anni, il comportamento di bacini con terreni aventi permeabilità differenti risulti analogo. Ciò perché, nelle condizioni rappresentate, anche il terreno meno permeabile (argilla) risulta in grado di consentire l'infiltrazione dell'intero volume di pioggia caduto su di esso. Ciò comporta che l'incremento di deflusso a valle del bacino al variare della percentuale di superficie impermeabile è interamente da addebitarsi (per $T = 5$ anni) alla sola percentuale di superficie impermeabile presente nel bacino, indipendentemente dal terreno pre-costruzione.

Ciò non avviene, invece, nel caso di evento con tempo di ritorno di 10 anni, come verificabile dall'osservazione della di figura 29, figura 31 e figura 32 che evidenziano la differente risposta del bacino al variare della tipologia di terreno in superficie.

Dall'osservazione dei grafici di figura 28, figura 29, figura 31 e figura 32 si evidenzia come il fronte dell'idrogramma di piena risulta sempre più ripido al crescere della percentuale di impermeabilizzazione giungendo, per tutti e tre i terreni, alla medesima configurazione in corrispondenza a una percentuale di superficie impermeabile del 100%. Questo appare ragionevole visto che con un livello di impermeabilizzazione del 100% i tre bacini sono identici. Sempre dagli stessi grafici si evince che il picco di portata risulta più pronunciato per il bacino in terreno argilloso riducendosi, a parità di % di impermeabilizzazione, via via che si passa dal bacino argilloso a quello sabbioso. Inoltre, le differenze di comportamento fra i bacini si riducono, al crescere della impermeabilizzazione, fino a giungere al medesimo idrogramma.

I grafici presenti in figura 28 e figura 29 mostrano un andamento sostanzialmente lineare sia di ΔQ_{\max} che di ΔU al crescere della percentuale di impermeabilizzazione del bacino. Gli incrementi sia nel picco di portata (rappresentati da ΔQ_{\max}) che nel coefficiente udometrico (rappresentati da ΔU) sono crescenti con la percentuale di superficie impermeabile (come da attendersi) ed aumentano passando dal bacino con terreno argilloso al bacino con loam e poi a quello con terreno sabbioso.

6.5. Risposta del bacino e introduzione di BMP

6.5.1. Metodo seguito

Si è determinata la risposta del bacino di riferimento all'introduzione dei LID control in precedenza menzionati: in particolare, mediante essi si è mirato a simulare l'inserimento di una trincea di configurazione 1, di una pavimentazione permeabile in asfalto poroso e di un tetto verde semi-intensivo. Le BMP sopra citate sono state inserite nel bacino variandone le dimensioni. Si è considerata la variazione di tale risposta rispetto al bacino impermeabile per il 10%. Si è scelto per rappresentare tale variazione mediante un parametro appositamente costruito, indicato come ΔU^* .

ΔU^* quantifica il contributo che l'inserimento di una determinata BMP fornisce al raggiungimento dell'invarianza idraulica.

Il valore di ΔU^* è determinato, in percentuale, come rapporto fra la variazione di deflusso conseguente all'inserimento della BMP nel bacino post-costruzione e la variazione che ci sarebbe stata (riferita alle condizioni pre-costruzione³⁵) costruendo in assenza di BMP. In tal senso esso costituisce un indice dell'efficacia dell'inserimento della BMP al fine di garantire l'invarianza idraulica.

Alla luce della definizione fornita sopra, il denominatore rappresenta il massimo valore che il numeratore può assumere, col risultato che ΔU^* può assumere valori fra 0 ed 1 (ovvero fra 0 ed il 100%, se espresso in percentuale). Operativamente ΔU^* è calcolato come segue:

$$\Delta U^* = \frac{U_{max} - U}{U_{max} - U_{10}} \quad [\text{Eq. 7}]$$

³⁵ cioè con superficie impermeabile del 10%

Dove:

- U è il coefficiente udometrico in una determinata condizione (funzione dello istogramma, delle caratteristiche del bacino e della LID), espresso in $l/(s \cdot ha)$;
- U_{max} è il valore di U in condizioni post-costruzione; è il valore massimo che il coefficiente udometrico medio può raggiungere in un determinato bacino, per effetto del livello di urbanizzazione scelto;
- U_{10} è il valore di riferimento per il coefficiente udometrico (deflusso con percentuale di impermeabilizzazione del 10%); rappresenta le condizioni pre-costruzione.

U_{max} dipende dal livello di urbanizzazione raggiunto in condizioni post-costruzione dal bacino. In particolare, U_{max} corrisponde a:

$$U_{max} = \begin{cases} U(Imp. = 100\%) \rightarrow \text{totale urb. ne} \\ U(Imp. = 70\%) \rightarrow \text{urb. ne medio - alta} \\ U(Imp. = 40\%) \rightarrow \text{urb. ne bassa} \end{cases} \quad [\text{Eq. 8}]$$

Dove $U(Imp=xx\%)$ ³⁶ è il deflusso corrispondente al bacino considerato con superficie impermeabile pari al xx%.

Per ottenere una visione più chiara del significato del parametro ΔU^* si osserva quanto segue:

- quando $U = U_{max}$ allora $\Delta U^* = 0$ (contributo della BMP all'invarianza idraulica nullo),
- quando $U = U_{10}$ allora $\Delta U^* = 1$ (l'inserimento della BMP ha portato all'invarianza idraulica).

Mentre va notato che U_{max} è effettivamente il massimo valore che il coefficiente udometrico U può raggiungere, va anche osservato che U può raggiungere valori inferiori ad U_{10} , tale possibilità, però, non viene, per i fini di questo studio, ritenuta di interesse in quanto comporterebbe lo spingere l'utilizzo delle BMP fino a garantire un deflusso post-costruzione inferiore alle condizioni ex ante, il che va oltre gli obiettivi di invarianza idraulica.

Da quanto sopra segue che per ogni scelta di tempo di ritorno, (e a parità di tutte le altre caratteristiche del bacino) si ottengono 9 valori di ΔU^* derivanti dall'incrocio delle tre condizioni iniziali del bacino (in corrispondenza di ognuno dei tre terreni)³⁷ e tre

³⁶ con "xx" rappresentante, caso per caso, il valore 100, 70 o 40.

situazioni post-costruzione (urbanizzazione totale, urbanizzazione medio alta e urbanizzazione bassa)³⁸.

Più nel dettaglio, la determinazione della variazione della risposta ha richiesto il confronto fra il deflusso in assenza di BMP³⁹ e quello in presenza di BMP⁴⁰. A tal proposito, per quanto riguarda le trincee, risulta rilevante la quantità di area limite drenabile da parte di una determinata trincea sotto la sollecitazione di un determinato ietogramma. Il comportamento del bacino, espresso come deflusso (rappresentato dal coefficiente idrometrico U), al variare dell'area drenata da parte di una determinata trincea può essere desunto dalla lettura del grafico in figura 33. In essa è riportato, a sinistra, come varia il deflusso a valle di un bacino totalmente impermeabilizzato per effetto di un incremento dell'area del bacino drenata (espressa come percentuale dell'area di bacino non appartenente alla trincea) da parte della trincea stessa⁴¹. A destra, in figura 33 è riportata l'area massima drenabile da una trincea di configurazione 1 espressa come m² di area impermeabile drenata per m di lunghezza della trincea. Le curve riportate nella figura rappresentano i risultati ottenuti con ietogrammi rettangolari relativi ad un tempo di ritorno di 5, 10 e 50 anni.

³⁷ sabbioso, con loam ed argilloso

³⁸ corrispondenti, rispettivamente, al 100%, 70% e 40% di superficie impermeabile nella situazione post costruzione

³⁹ determinato in precedenza, e trattato nella sezione precedente

⁴⁰ Cioè, rispettivamente in assenza ed in presenza dei *LID control*

⁴¹ In figura è riportato, a titolo di esempio, il caso di una trincea di configurazione 1 lunga 100 m ma con trincee differenti il comportamento è risultato del tutto analogo

6.5.2. Analisi dei risultati ottenuti

Di seguito si riportano, commentandoli, alcuni diagrammi che esemplificano i risultati ottenuti.

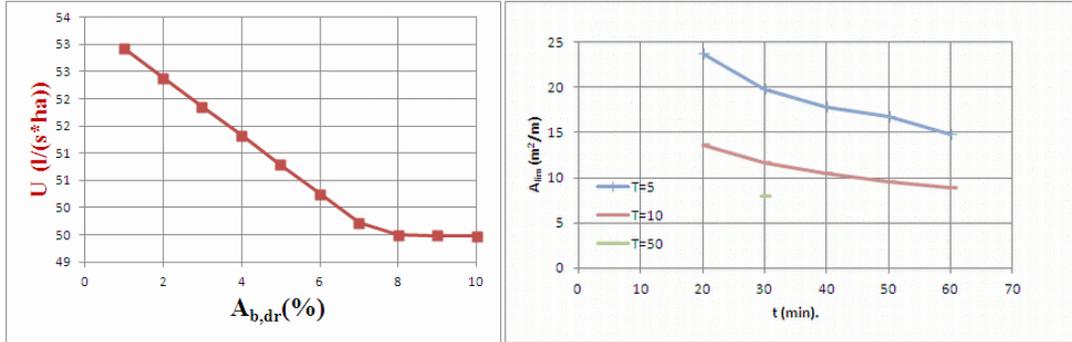


Figura 33 - Variazione del deflusso a valle del bacino per effetto di un incremento dell'area drenata da parte di una trincea. (a sin.). Aree limite drenabili da parte di una trincea di Configurazione 1 al variare della durata della pioggia (t), espressa in minuti, e del tempo di ritorno (T), espresso in anni.

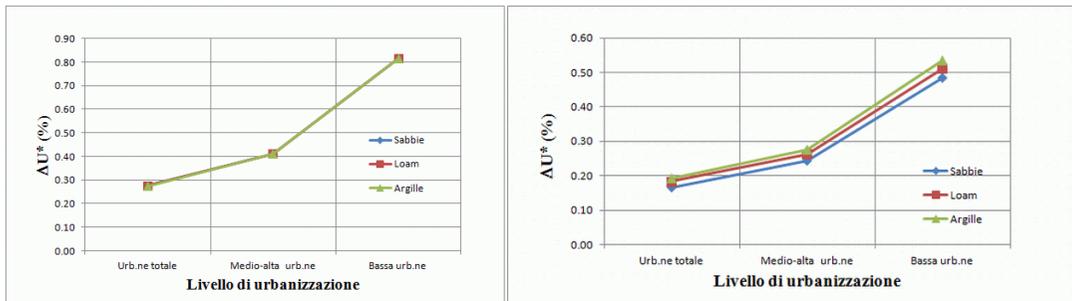


Figura 34 - ΔU^* per una trincea di 1 m in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).

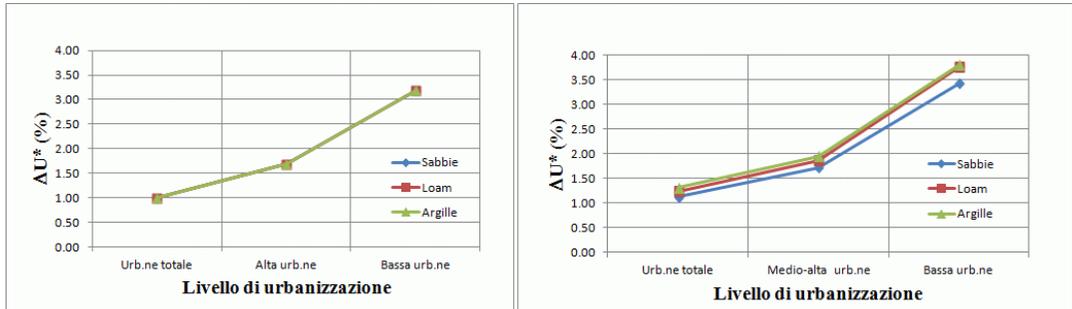


Figura 35 - ΔU^* per una pavimentazione permeabile di 100 m² in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).

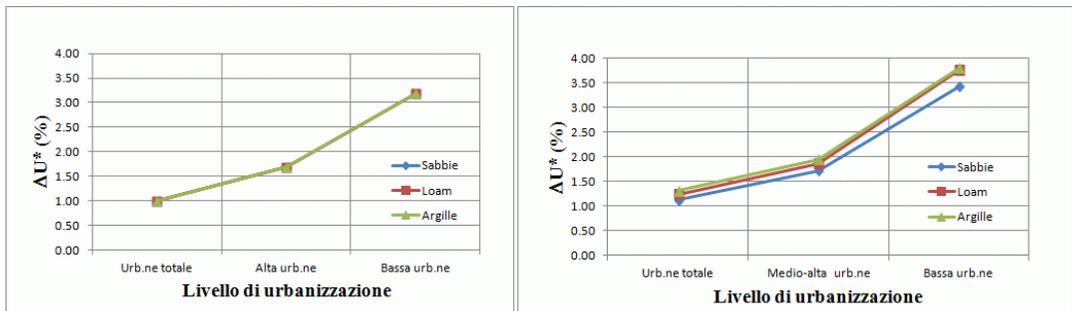


Figura 36 - ΔU^* per tetti verdi di 100 m² in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).

L'osservazione della figura 33 (a sin.)⁴² evidenzia il funzionamento del fenomeno di sovraccarico della trincea, che si verifica, per fissato ietogramma e condizioni di bacino (cioè per fissati terreno e livello di urbanizzazione) in dipendenza dalla quantità di area impermeabile del bacino drenata dalla trincea. Il deflusso si riduce pressoché linearmente fin quando (punto con ascissa 8 in figura) la trincea non risulta sovraccaricata. Da quel punto in poi la curva esprime il deflusso al crescere dell'area drenata prosegue praticamente orizzontale. Ciò deriva dal fatto che dal punto di sovraccarico in poi la trincea non fornisce contributo aggiuntivo, al crescere dell'area drenata, in termini di ulteriore riduzione di deflusso. Ne consegue che non ha utilità pratica fissare un'area drenata dalla trincea maggiore del valore di sovraccarico. Tale area è stata indicata, nel seguito, come "area limite" della trincea.

Tale punto, e l'"area limite drenabile" ad esso relativa, risultano, quindi, per fissato bacino, parametri dipendenti dallo ietogramma di riferimento. Le curve di figura 33 a dx.), costruite mediante successive applicazioni del modello SWMM con differenti ietogrammi⁴³ e aree drenate, forniscono i valori di area limite drenabile per metro di lunghezza di una trincea sotto ietogrammi differenti. In particolare, il grafico di figura 33 a dx.) evidenzia come l'area limite cresca al decrescere del tempo di ritorno e, in maniera meno pronunciata, della durata dell'evento piovoso.

I grafici di figura 34, figura 35 e figura 36 mostrano i valori ricavati per ΔU^* in corrispondenza con i differenti terreni pre-costruzione e differenti livelli di urbanizzazione finale considerati, rispettivamente per trincee di infiltrazione, pavimentazioni drenanti in asfalto poroso e tetti verdi.

Essi mostrano il comportamento di ΔU^* per differenti livelli di urbanizzazione: il parametro risulta maggiore, a parità di altre condizioni, laddove più basso è il livello finale di urbanizzazione, ciò evidenzia la necessità dell'inserimento di BMP di maggiore estensione per bilanciare un'urbanizzazione più marcata. Alla luce del significato di ΔU^* (contributo dell'inserimento di una determinata BMP all'invarianza idraulica, rapportato alle condizioni finali di urbanizzazione), le figure indicate evidenziano come l'utilizzo del parametro ΔU^* consenta di tener conto in maniera sintetica, quantificandolo, del reale effetto di bilanciamento dell'impermeabilizzazione da parte di una BMP in un contesto di progressiva urbanizzazione. Inoltre, essi evidenziano come il contributo all'invarianza idraulica ΔU^* cresca più che linearmente all'abbassarsi del livello di urbanizzazione finale del bacino⁴⁴. In figura 34, figura 35 e figura 36 si può, infine, notare come ΔU^* sia

⁴² la figura, riportata a solo titolo esemplificativo, è relativa ad uno ietogramma differente dai due cui in genere si fa riferimento in questo capitolo

⁴³ Tutti ietogrammi rettangolari ma con differenti durate e relativi a differenti tempi di ritorno

⁴⁴ si ricorda la corrispondenza fra livelli di urbanizzazione e impermeabilizzazione post-costruzione:

- Urb.ne totale: Imp.= 100%;
- Urb.ne medio-alta: Imp. = 70%
- Urb.ne bassa: Imp. = 40%.

maggiore, a parità di altre condizioni, in bacini originariamente argillosi piuttosto che sabbiosi o con loam. Ciò, riconoscibile anche dall'osservazione della struttura dell'Eq. 7, che definisce ΔU^* , è commentabile qualitativamente osservando che il contributo di una data BMP di infiltrazione è tanto più rilevante quanto meno permeabile è originariamente il bacino visto che la variazione di permeabilità determinata dalla BMP sarà tanto più significativa quanto minore era la permeabilità originaria. ΔU^* esprime quantitativamente questo fenomeno.

Dall'osservazione di figura 34, figura 35 e figura 36 (a sin.) si evince il comportamento delle BMP per tempo di ritorno di 5 anni. I valori di ΔU^* sono sovrapposti: ciò è un'altra conseguenza del fatto (osservabile, con altri dati ad esempio in figura 27) che, per tempi di ritorno contenuti la differenza nei tipi di terreno originariamente presenti nel bacino non influenza il deflusso.

7. Costi e scenari di BMP

7.1. Metodo seguito

Questo capitolo parte dalle conclusioni in precedenza raggiunte (e descritte, in particolar modo nei capitoli 5 e 6) per giungere alla stima del costo dell'invarianza idraulica ottenuta mediante schemi di drenaggio realizzati con l'utilizzo contemporaneo di più BMP.

I costi dell'adozione di singole BMP sono stati valutati utilizzando la metodologia, (Caltabiano, La Loggia, Oliveri, 2011) già descritta nel capitolo 5 di questo testo, che consente di determinare in maniera flessibile e ragionevolmente accurata il costo (espresso sia come WLC sia come costo di costruzione) sia di singole BMP sia di interi scenari di drenaggio mediante BMP.

È stata determinata, mediante l'applicazione al bacino di riferimento⁴⁵ di BMP aventi estensioni differenti, una corrispondenza fra l'estensione di queste BMP e il parametro ΔU^* , di cui scritto in precedenza, che rappresenta il contributo di tali BMP all'invarianza idraulica. L'utilizzo di tale relazione, diversa, in generale, per ogni terreno pre costruzione e livello di urbanizzazione, ha consentito di determinare l'estensione di BMP necessaria a garantire l'invarianza idraulica.

Nota questa estensione si è calcolato il costo dell'inserimento nel bacino (sia espresso come WLC che come solo costo di costruzione) di una BMP di pari dimensioni facendo uso della procedura già descritta di stima dei costi di BMP (Caltabiano, La Loggia, Oliveri, 2011).

L' applicazione ha richiesto una serie di ipotesi riguardo a:

- periodo di tempo complessivo di valutazione (fissato in 15 anni)
- vita utile della pratica (stimata per tutte in 15 anni),
- dimensioni geometriche, materiali utilizzati e criterio costruttivo della BMP (corrispondenti alla trincea di configurazione 1, alle pavimentazioni in asfalto poroso ed ai tetti verdi semi-intensivi descritti in precedenza in questo testo),
- tasso di attualizzazione (3%).

E', inoltre, stato possibile determinare il WLC (e il costo di costruzione) per punto percentuale di ΔU^* , che costituisce un indicatore dell'efficienza dell'inserimento di una determinata BMP al fine di garantire l'invarianza idraulica⁴⁶.

Inoltre, con l'obiettivo di suggerire riferimenti (criteri, parametri e relativi valori) per la determinazione del "costo dell'invarianza idraulica" in caso di adozione di schemi di più BMP per tempi di ritorno relativamente contenuti (5 ÷ 10 anni), si è operato il calcolo

⁴⁵ Sempre utilizzando il modello SWMM

⁴⁶ A rigore l'indicatore costituito dal rapporto fra un costo e l'effetto (punto % di ΔU^*) costituisce una misura dell'"inefficienza"

del *whole life cost* (nonché del solo costo di costruzione) di scenari di drenaggio che vedono l'adozione di più BMP. Tali scenari rappresentano l'applicazione congiunta al bacino sintetico di 1 ha di differenti combinazioni delle BMP per le quali era stato in precedenza determinato singolarmente il WLC⁴⁷.

In tal senso, si è proceduto come segue. Sono stati considerati più scenari. Ognuno di essi è stato definito in funzione di tre parametri: tempo di ritorno (5 o 10 anni), terreno del bacino (sabbioso, con loam o argilloso) e livello di urbanizzazione (urbanizzazione totale, medio-alta o bassa, corrispondenti, rispettivamente, allo 0%, 30% e 60% di superficie permeabile residua in condizioni post costruzione). Visto il numero di valori che ognuno di questi parametri può assumere, sono stati, quindi, generati 18 differenti scenari, ognuno caratterizzato da un differente valore di ΔU^* corrispondente all'applicazione di una BMP "unitaria"⁴⁸.

All'interno di ogni scenario sono state considerate come variabili l'area occupata da ogni BMP e la superficie impermeabile "aggiuntiva" (intesa, cioè, in aggiunta all'"area limite della trincea"⁴⁹).

Poste solo queste condizioni ogni scenario può essere rappresentato da infinite combinazioni delle BMP scelte; tra di esse sono state considerate solo quelle comportanti il minimo WLC complessivo (in una seconda fase è stato, invece, considerato il minimo costo di costruzione complessivo). L'individuazione degli scenari di minimo costo è stata concretamente effettuata con l'utilizzo di una apposita macro insieme al "risolutore" del software Microsoft Excel.

Sono stati posti i seguenti vincoli:

- la somma dei ΔU^* , espressi in percentuale, dovuti all'applicazione delle BMP deve essere di 100 (ottenimento invarianza idraulica);
- la somma delle estensioni delle BMP, inclusa l'area impermeabile totale (somma di quella relativa alla area limite della trincea con la superficie impermeabile aggiuntiva) deve essere di 10000 m² (area del bacino, pari ad un ettaro);
- l'area occupata dai tetti verdi non può scendere al di sotto di 150 m².

Quest'ultimo vincolo è stato imposto semplicemente per garantire una certa presenza dei tetti verdi nella soluzione all'ottimo, visto che il loro maggiore costo rispetto alle pavimentazioni drenanti, a parità di ΔU^* (sia inteso come WLC che come solo costo di costruzione) avrebbe altrimenti portato a zero la loro presenza. E' stato, inoltre,

⁴⁷ E cioè trincee di infiltrazione (schema costruttivo con Configurazione 1), pavimentazioni permeabili in asfalto poroso, tetti verdi semi-intensivi

⁴⁸ 1 m² di trincea di configurazione 1, 1 m² di pavimentazione in asfalto poroso e 1 m² di tetto verde semi-intensivo

⁴⁹ si ricorda che tutte le BMP, ad eccezione delle sole trincee di infiltrazione, sono state rappresentate, in questo studio, come capaci di drenare solo le acque zenitali

considerato per le trincee drenanti soltanto il valore di 100 m² (corrispondente ad una lunghezza di 100 m per la trincea “standard” adottata).

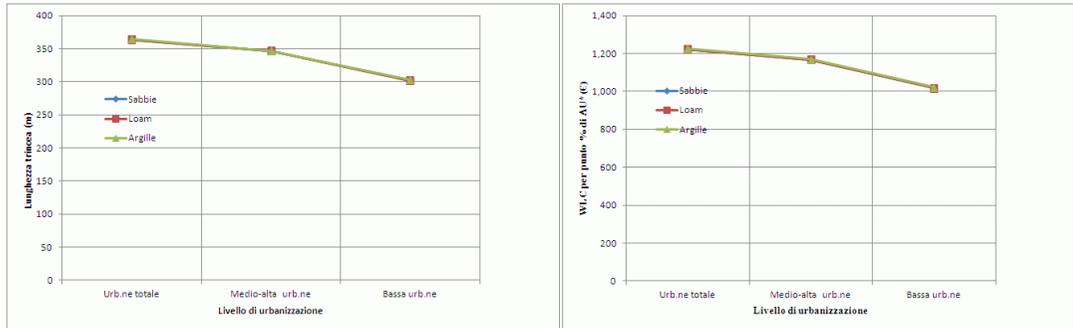
L'obiettivo dell'operazione di ottimizzazione è stato la determinazione della combinazione di BMP comportante il minimo WLC complessivo. La figura 43 riporta l'occupazione delle BMP nei differenti scenari. Gli scenari sono indicati in figura mediante tre numeri: il primo rappresenta il tempo di ritorno (5 o 10 anni), il secondo il terreno (1 per sabbioso, 2 per bacino con loam, 3 per bacino argilloso) mentre il terzo numero rappresenta il livello finale di urbanizzazione (1 per totale, 2 per medio-alto, 3 per basso).

La figura 44 riporta, a titolo di esempio, il WLC relativo agli scenari considerati per tempo di ritorno di 10 anni.

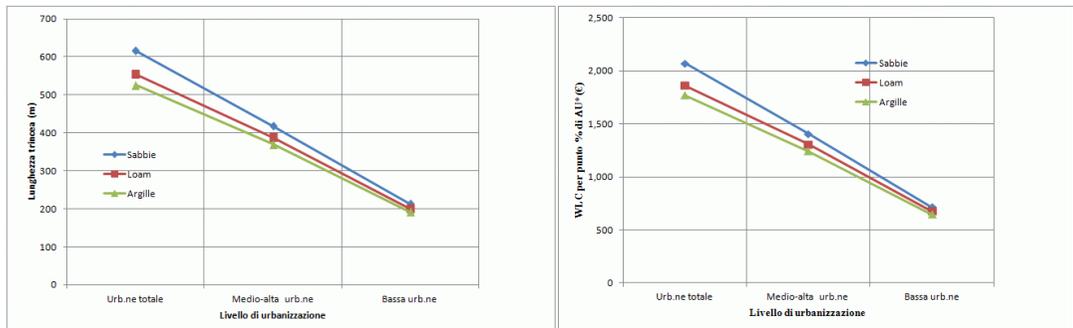
E' stato effettuato, infine, un confronto fra i costi ottenuti a seguito di applicazione della procedura, gli oneri di urbanizzazione di un comune italiano di medie dimensioni (per costruzione nuova in aree residenziali) ed il costo di realizzazione di un "dry pond", utilizzando dati forniti dall'agenzia per la protezione ambientale degli Stati Uniti (Brown e Schueler., 1997; US EPA, 2006a), previa conversione in euro e riporto al valore presente considerando la variazione del costo medio della vita (ISTAT, 2011) rispetto alla data considerata nello studio citato.

7.2. Analisi dei risultati ottenuti

Di seguito si riportano e commentano, a titolo di esempio, alcuni risultati relativi all'inserimento nel bacino simulato di una BMP.



**Figura 37 - Estensione delle trincee per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.).
WLC delle trincee per punto percentuale di ΔU^* per T = 5 anni (a dx.).**



**Figura 38 - Estensione delle trincee per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.).
WLC delle trincee per punto percentuale di ΔU^* per T = 10 anni (a dx.).**

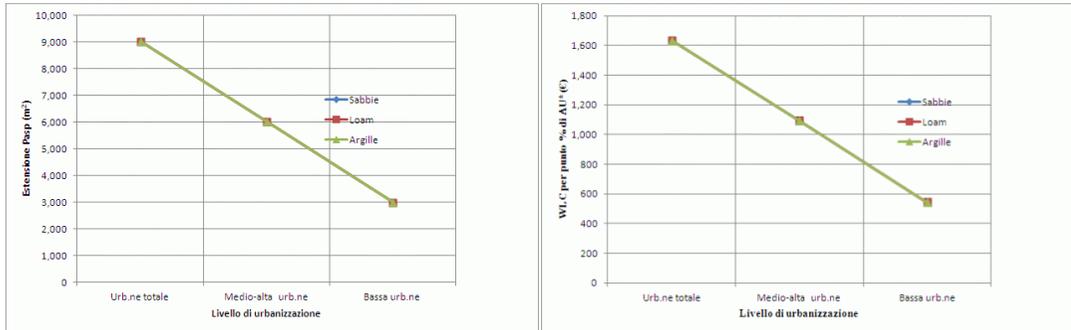


Figura 39 - Estensione delle Pasp per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.). WLC delle Pasp per punto percentuale di ΔU* per T = 5 anni (a dx.).

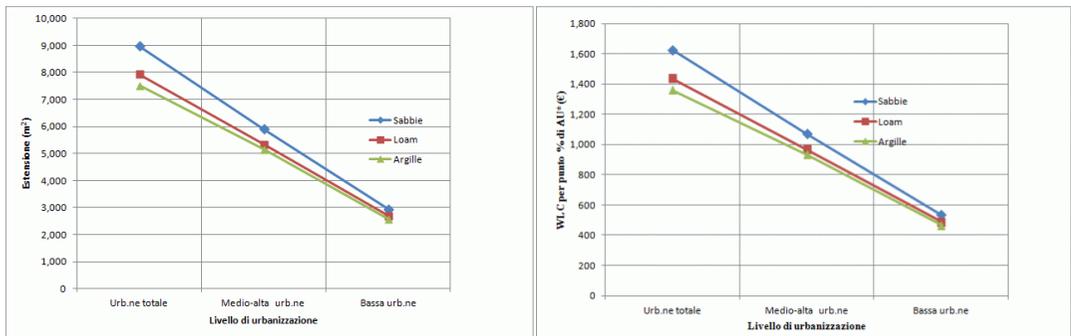


Figura 40 - Estensione delle pavimentazioni permeabili in asfalto poroso (Pasp) per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.). WLC delle Pasp per punto percentuale di ΔU* per T = 10 anni (a dx.).

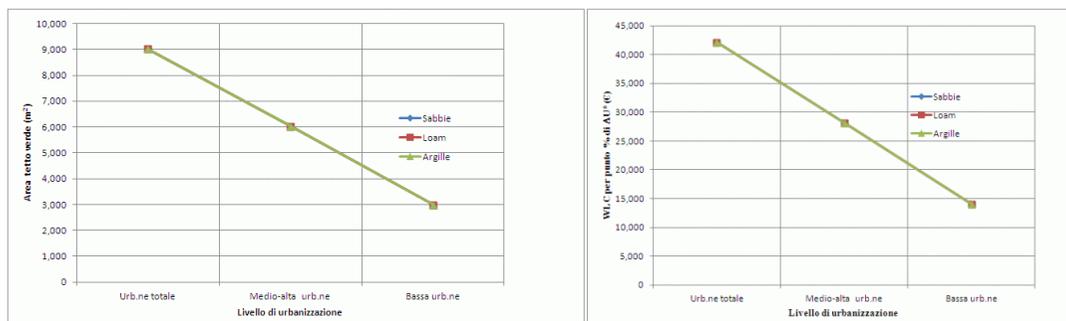


Figura 41 - Estensione tetti verdi per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.). WLC dei tetti verdi per punto percentuale di ΔU^* per T = 5 anni (a dx.).

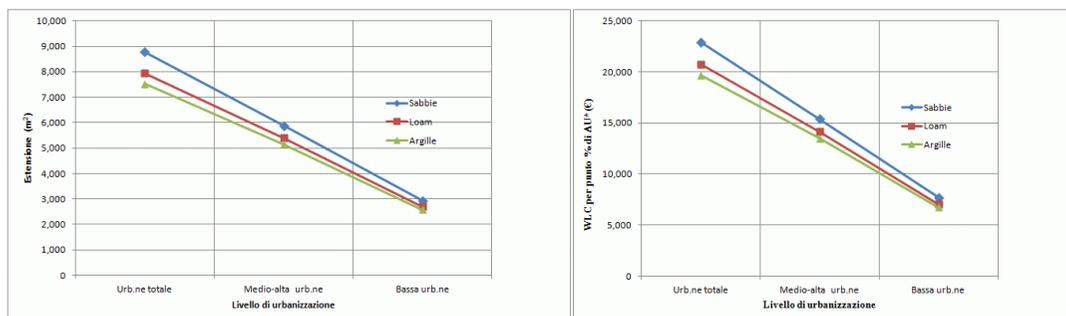


Figura 42 - Estensione tetti verdi per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.). WLC dei tetti verdi per punto percentuale di ΔU^* per T = 10 anni (a dx.).

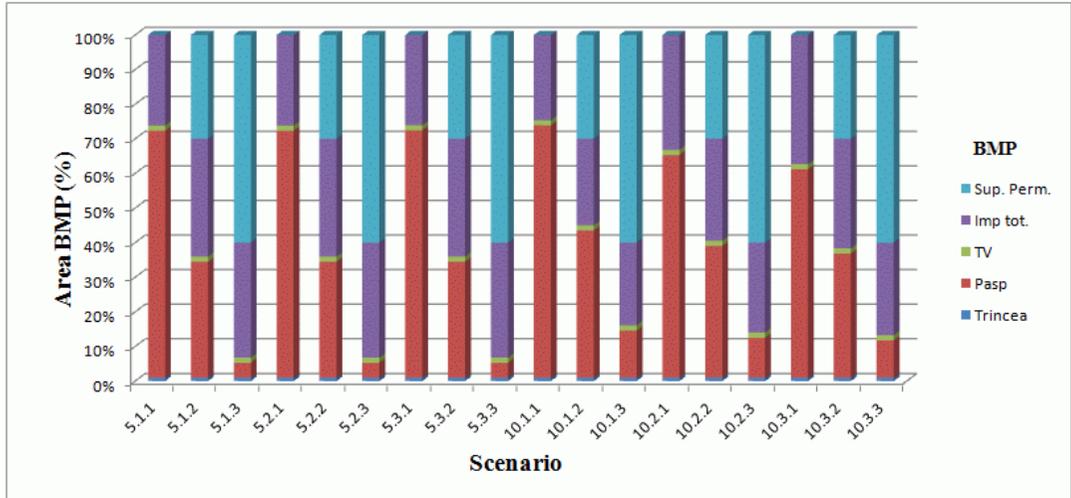


Figura 43 Occupazione BMP negli scenari di minimo WLC

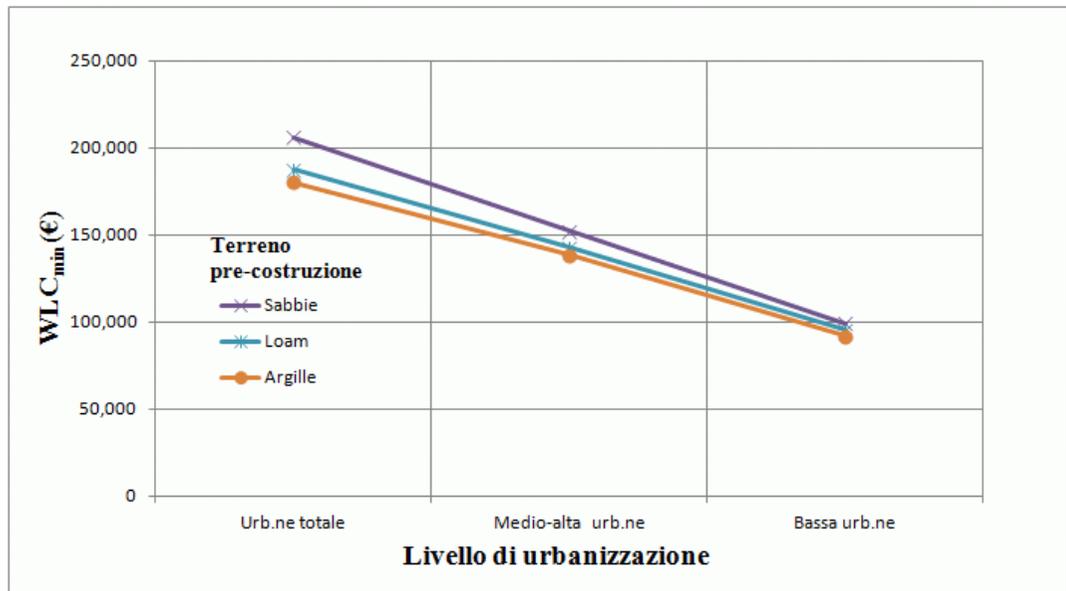


Figura 44 WLC scenari con tempo di ritorno di 10 anni

Il grafico in figura 38 (a sin.) consente di quantificare la lunghezza di trincea necessaria a garantire l'invarianza idraulica per differenti livelli finali di urbanizzazione. Esso evidenzia come l'inserimento di una trincea a bilanciare l'attività di progressiva urbanizzazione di un bacino sia più efficiente, a parità di altre condizioni, in un bacino argilloso che in uno con loam o sabbioso. Analoga osservazione può farsi per i grafici in figura 40, figura 42. In figura 37, figura 39 e in figura 41 invece, si evidenzia il comportamento, già notato in paragrafi precedenti, di sovrapposizione dei dati corrispondenti a terreni differenti relativi al tempo di ritorno di 5 anni.

I grafici a destra da figura 37 a figura 42 rappresentano il WLC per punto percentuale di ΔU^* nelle medesime condizioni di terreno e livello di urbanizzazione finale valutate a sinistra. La forma dei grafici risulta la medesima a causa della dipendenza lineare che lega, nella procedura utilizzata per il calcolo del WLC, il WLC stesso all'estensione della BMP. Da essi si deduce in che misura il costo dell'invarianza idraulica decresca al decrescere del livello finale di urbanizzazione.

Dall'osservazione di figura 44 si nota come anche nei risultati aggregati permanga, con l'approccio adottato, la capacità di quantificare come il mantenimento dell'invarianza idraulica a seguito di urbanizzazione nel caso di terreni sabbiosi sia economicamente più impegnativo di un analogo intervento in terreni con loam o argillosi. Tale differenza risulta crescente al crescere del livello finale di urbanizzazione pianificato.

La tabella 40 presenta i risultati di un confronto realizzato fra i costi di costruzione valutati con la procedura descritta in questo testo, riferiti ad un bacino di un ettaro, ai livelli di urbanizzazione ed allo ietogramma (per tempo di ritorno di 10 anni) già considerati insieme ai valori utilizzati da Pistocchi in Pistocchi e Zani (2004) per fornire una idea di primissima approssimazione circa il rapporto fra i costi delle due diverse applicazioni. I risultati sono affetti da fattori che ne rendono piuttosto critico l'utilizzo per un confronto: influisce, in particolare, la diversa quantificazione di alcuni parametri connessa al differente approccio adottato alla base di talune valutazioni. Dai risultati ottenuti appare prevalere l'effetto di economia di scala che le vasche di laminazione consentono in maggior misura rispetto a pratiche distribuite. Si desidera, tuttavia, evidenziare come anche nell'eventualità di una più diffusa conferma di questi rapporti di costo l'opportunità della scelta di pratiche distribuite rispetto a soluzioni concentrate viene fortemente influenzata dalla effettiva disponibilità di spazi e dal valore aggiunto ambientale e ricreativo che le pratiche distribuite possono vantare.

<i>Sistema di gestione deflussi</i>	Livello di urbanizzazione		
	Urb.ne totale	Medio-alta urb.ne	Bassa urb.ne
<i>Vasca di laminazione</i>	26	20	14
<i>Scenario BMP costo di costruzione minimo</i>	54	46	37

Tabella 40 - Confronto dei costi di costruzione fra schemi di BMP e vasche di laminazione (valori in migliaia di € per T = 10 anni)

8. Conclusioni

Il presente studio ha inteso suggerire un approccio al tema dell'invarianza idraulica nelle trasformazioni urbanistiche. Tale approccio include, di fatto, un percorso che viene proposto di seguire a livello di pianificazione territoriale o di progettazione di massima nell'effettuazione di scelte relative a sistemi di drenaggio urbano, con particolare riguardo a piani di espansione edilizia. Questo al fine da orientarle verso sistemi di drenaggio che possano essere sostenibili sia sotto il profilo ambientale come sotto quello economico.

Con questo lavoro si è mirato ad offrire criteri, parametri e relativi valori per la determinazione del "costo dell'invarianza idraulica", esplorando la possibilità che, almeno per tempi di ritorno sufficientemente contenuti, si minimizzi la variazione del coefficiente idrometrico determinata dalla edificazione. Si punta ad ottenere ciò attraverso l'uso di pratiche di gestione dei deflussi di tipo distribuito, quali quelle analizzate nel presente lavoro, presentanti molteplici vantaggi non solo sotto l'aspetto ambientale ma anche della facilità di inserimento in aree nelle quali la disponibilità di spazio libero costituisce un fattore critico.

Per giungere a questo sono state effettuate considerazioni economiche sui costi di implementazione di soluzioni di drenaggio basate su BMP, soffermandosi sui loro aspetti monetari (in particolare su costi di costruzione e manutenzione). È stato messo a punto uno strumento concreto di calcolo basato su fogli di calcolo e macro, che si ritiene ragionevolmente flessibile ed accurato ma soprattutto capace di supportare comportamenti trasparenti e "ripetibili" nell'effettuazione di scelte su tali sistemi. Ciò si reputa di particolare importanza alla luce della necessità che i beneficiari finali di queste scelte (ad esempio i cittadini) siano messi in condizione di verificare mediante il ricorso a parametri oggettivi l'opportunità delle stesse e quindi la bontà del lavoro di chi le effettua (municipalità, enti gestori del servizio idrico integrato ...).

Si è partiti dall'analisi della normativa vigente, allo scopo di identificare quelli che sono stati indicati come i possibili "scenari di adozione" delle BMP considerate: ogni BMP è stata correlata alle localizzazioni e alle situazioni in cui la normativa ne rende possibile la concreta applicazione, indicando anche le eventuali prescrizioni per l'efficace implementazione nelle situazioni consentite. Attraverso la classificazione, la descrizione e l'analisi di svariate tipologie di BMP è stato possibile identificare, per ciascuna di esse, uno schema costruttivo di riferimento che racchiude tutte le caratteristiche e le prescrizioni progettuali necessarie al corretto funzionamento dell'intervento. Tali schemi sono i termini di paragone per una valutazione oggettiva dei costi delle BMP.

Il percorso suggerito utilizza la procedura di calcolo prima ricordata associandola ad un modello a base fisica (EPA SWMM) per determinare parametri e relativi valori che consentono di orientare scelte secondo i principi sopra descritti.

In particolare il parametro ΔU^* può rappresentare l'effetto (in termini di deflusso a valle di un bacino) dell'adozione di un determinato schema di drenaggio basato su BMP, connettendo le condizioni di partenza del bacino (area impermeabile iniziale, tipologia di terreno) con il suo livello finale di urbanizzazione. Esso, associato al WLC può costituire un fattore oggettivo di scelta.

In questo testo è, infine, riportata un'applicazione ad un bacino sintetico che ha consentito di avere un esempio completo del funzionamento del percorso descritto (accrescendo la consapevolezza sugli aspetti idrologici ed economici delle BMP analizzate) nonché di determinare primi valori di riferimento per i parametri adottati.

9. Ringraziamenti

Ringrazio il professore La Loggia per avere creduto in me ed avermi supportato in questi anni e l'ing. Elisa Oliveri per i preziosi consigli che spero di aver utilizzato al meglio in questo lavoro.

Ringraziamenti non possono non andare al personale tecnico-amministrativo del DICA, sempre disponibile a dare supporto in modo amichevole oltre che professionale.

Un saluto particolare va, infine, ai miei compagni di corso ed a tutti i ragazzi del "soppalco", con cui ho condiviso questa esperienza di crescita personale e lavorativa.

10. Indice delle tabelle

Tabella 1– Esempi di BMP e processi fisici caratterizzanti (Legenda: + processo principale; O possibile, in dipendenza dalla progettazione).....	16
Tabella 2 - Classificazione e definizioni delle forme di accumulo dei deflussi	17
Tabella 3- Classificazione delle BMP strutturali (modificata da Butler and Davies, 2000).....	18
Tabella 4- Simboli utilizzati per indicare l’opportunità di adozione	31
Tabella 5 - Tecniche di gestione utilizzabili per acque non inquinate.....	32
Tabella 6 -Tecniche di gestione utilizzabili per acque moderatamente inquinate ..	33
Tabella 7 -Tecniche di gestione utilizzabili per acque inquinate.....	34
Tabella 8 -Tecniche di gestione utilizzabili per acque sistematicamente inquinate	35
Tabella 9 - Dati di rimozione inquinanti (modificata da Winer, 2000).	46
Tabella 10- Rimozione inquinanti a varie distanze dall’estremo di monte (modif. da Kuo, 1999)	47
Tabella 11 - - Rendimento delle cunette erbose in funzione della lunghezza del canale (US EPA, 2000).....	47
Tabella 12 - Tipiche attività di manutenzione per le trincee di infiltrazione (US EPA, 2010a)	59
Tabella 13 - Tasso di rimozione di alcuni inquinanti per le trincee di infiltrazione	59
Tabella 14 - Note descrittive per gli schemi delle trincee di infiltrazione.....	64
Tabella 15 - Coefficiente di permeabilità di alcuni terreni	70
Tabella 16 - Tasso di rimozione riscontrato per alcuni inquinanti e nutrienti in varie applicazioni di pavimentazioni porose	78
Tabella 17 - Note descrittive - schema pavimentazioni con elementi interbloccanti	82
Tabella 18 - Note descrittive - schema pavimentazioni in cls. poroso	82
Tabella 19 - Note descrittive - schema pavimentazioni in asfalto poroso	82
Tabella 20- Costi unitari di costruzione dei tetti verdi (sono esclusi: fornitura di piante, impianto irriguo e accessori - chiusini, caditoie, guaine speciali, etc).....	98

Tabella 21 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi delle cunette erbose (CErb = canali erbosi; CS = cunette secche)	105
Tabella 22 - Sintesi del computo metrico per canale erboso (CErb) e cunetta secca (CS) in assenza di check dam (NP= nuovo prezzo)	106
Tabella 23 - Sintesi dei costi di manutenzione annui per unità di lunghezza. Cunette erbose (M=mensilmente, QN=quando necessario, A=annualmente, S=semestralmente, (1)=in ottemporanea con l'attività precedente)	107
Tabella 24 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi delle trincee drenanti	108
Tabella 25 - Sintesi dei costi di manutenzione annui per unità di lunghezza. Trincee drenanti	110
Tabella 26 - Parametri utilizzati nella determinazione dei costi. Pavimentazioni permeabili	111
Tabella 27 - Costi di manutenzione annui per unità di superficie. Pavimentazioni permeabili	113
Tabella 28 – Costi di costruzione dei tetti verdi (€/m ²)	114
Tabella 29 – Analisi dei costi di manutenzione annui per unità di superficie. Tetti verdi	116
Tabella 30 - Corrispondenza fra stratigrafia della rappresentazione generale delle LID e singole pratiche (X= presente; O= opzionale)	120
Tabella 31- Parametri caratterizzanti lo strato superficiale delle LID	121
Tabella 32- Parametri dello strato di pavimentazione delle LID	122
Tabella 33- Parametri dello strato di terreno delle LID	122
Tabella 34- Parametri dello strato di accumulo (i parametric <i>Void Ratio</i> , <i>Infiltration Rate</i> e <i>Clogging Factor</i> non si applicano alle cisterne).	123
Tabella 35- Valori dei principali parametri caratterizzanti il bacino di riferimento	124
Tabella 36- Valori adottati per la funzione di infiltrazione di Horton (f_0 è la permeabilità massima del terreno; f_∞ è la permeabilità minima del terreno (terreno saturo); k è la costante di decadimento).....	125
Tabella 37 - Parametri dei LID Controls: pavimentazioni permeabili	126
Tabella 38 - Parametri dei LID Controls: tetti verdi.....	126

Tabella 39 - Parametri dei LID Controls: trincee drenanti	127
Tabella 40 - Confronto dei costi di costruzione fra schemi di BMP e vasche di laminazione (valori in migliaia di € per T = 10 ani).....	151

11. Indice delle figure

Figura 1 - Confronto fra approccio tradizionale ed alla "gestione" delle acque di pioggia.....	8
Figura 2 - Esempi di cunetta erbosa	40
Figura 3 - Cunette erbose con “check dams”	40
Figura 4 - Sezione trasversale e profilo longitudinale di un canale erboso	49
Figura 5 – Pianta delle cunette erbose	50
Figura 6 - Sezione trasversale di una cunetta secca.....	51
Figura 7- Sezione trasversale di un canale erboso con check dam in terra.....	51
Figura 8 - Schema costruttivo di un check dam in terra	51
Figura 9 - Sezione trasversale di un canale erboso con check dam in calcestruzzo	52
Figura 10 - Schema costruttivo di un check dam in calcestruzzo.....	52
Figura 11 - Esempi di trincea di infiltrazione	54
Figura 12 - Trincea di infiltrazione – Configurazione 1	62
Figura 13 - Trincea di infiltrazione – configurazione 2.....	63
Figura 14 - Pavimentazione in cls. poroso (a sin.) e ad elementi interbloccanti (a dx.).....	66
Figura 15 – Esempi di pavimentazione in asfalto poroso confrontate con asfalto tradizionale	67
Figura 16 - Pavimentazione ad elementi interbloccanti.....	79
Figura 17 - Pavimentazione in calcestruzzo poroso	80
Figura 18 -Pavimentazione in asfalto poroso	81
Figura 19 - Esempi di tetto verde in ambiente urbano.....	84
Figura 20 - Schema costruttivo di riferimento per la valutazione dei costi di un tetto verde estensivo ($H_c < 15$ cm) o intensivo ($H_c > 15$ cm)	98
Figura 21 – I due approcci possibili al WLC (HR Wallingford, 2005).....	101
Figura 22 - Costi di costruzione unitari al variare del livello H della piena con Tr 10 anni (sx); costi di costruzione relativi ad una cunetta erbosa con larghezza di base ...1.8 m, lunghezza 90 m (con 1 check dam ogni 30 m) e spessore strato di base 0.9 m (dx)....	106

Figura 23 - Costi unitari delle trincee di infiltrazione (Config. 1 e 2) al variare della profondità efficace H (a sin.). Costi di costruzione delle Config. 1 e 2 con caratteristiche geometriche differenti (a dx.).....	109
Figura 24 - Costi di costruzione unitari delle pavimentazioni permeabili al variare dello spessore H dello strato di base (a sx) e costi di costruzione per pavimentazioni in asfalto poroso (lunghezza 1000 m) (a dx).....	112
Figura 25 – Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale dal subcatchment (Rossman, 2010).....	118
Figura 26 - Modello generale di rappresentazione per strati delle LID.....	120
Figura 27 – Deflusso (Q_{max} ed U) al variare della % di superficie impermeabile del bacino (Imp.).....	132
Figura 28 - ΔQ_{max} al variare della percentuale di area impermeabile del bacino Imp. (T = 10 anni). Confronto fra terreno sabbioso, con loam e argilloso.....	132
Figura 29 - ΔU al variare di Imp. (T = 10 anni). Confronto fra terreno sabbioso, con loam e argilloso.....	133
Figura 30 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) –.....	133
Figura 31 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) - Terreno sabbioso (T = 10 anno).....	134
Figura 32 - Idrogramma in uscita dal bacino al variare della % di area impermeabile (Imp) - Terreno argilloso (T = 10 anno).....	134
Figura 33 - Variazione del deflusso a valle del bacino per effetto di un incremento dell'area drenata da parte di una trincea. (a sin.). Aree limite drenabili da parte di una trincea di Configurazione 1 al variare della durata della pioggia (t), espressa in minuti, e del tempo di ritorno (T), espresso in anni.....	139
Figura 34 - ΔU^* per una trincea di 1 m in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).....	139
Figura 35 - ΔU^* per una pavimentazione permeabile di 100 m ² in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).....	140
Figura 36 - ΔU^* per tetti verdi di 100 m ² in bacini con diverso livello di urbanizzazione. Valori per tempo di ritorno di 5 anni (a sin.) e 10 anni (a dx.).....	140
Figura 37 - Estensione delle trincee per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.).....	146

Figura 38 - Estensione delle trincee per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.).....	146
Figura 39 - Estensione delle Pasp per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.). WLC delle Pasp per punto percentuale di ΔU^* per T = 5 anni (a dx.).....	147
Figura 40 - Estensione delle pavimentazioni permeabili in asfalto poroso (Pasp) per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.). WLC delle Pasp per punto percentuale di ΔU^* per T = 10 anni (a dx.).....	147
Figura 41 - Estensione tetti verdi per garantire l'invarianza idraulica per T= 5 anni (a sin.). WLC dei tetti verdi per punto percentuale di ΔU^* per T = 5 anni (a dx.).....	148
Figura 42 - Estensione tetti verdi per garantire l'invarianza idraulica per T= 10 anni (a sin.). WLC dei tetti verdi per punto percentuale di ΔU^* per T = 10 anni (a dx.).....	148
Figura 43 Occupazione BMP negli scenari di minimo WLC.....	149
Figura 44 WLC scenari con tempo di ritorno di 10 anni.....	149

12. Riferimenti bibliografici

- AA.VV. *Life Cycle Costing Guideline*. Total Asset Management. Sydney, New South Wales Treasury.2004
- ANCE Palermo. *Costo del salario orario nella provincia di Palermo*, ANCE Palermo.2010
- Anderson, B. C., Watt, W. E. e Marsalek, J. *Critical issues for stormwater ponds: Learning from a decade of research*. **45**: 277-283.2002
- Artina, S., Becciu, G., Bottazzi, et al. *Efficiency analysis of urban drainage systems by means of performance indicators*. NOVATECH Conference, Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management, Lyon. 2004
- ASCE. *Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*. New York, NY. 1992
- Associazione italiana bitume asfalto strade *SITEB*. 2011. www.siteb.it.
- Barrett, M. E., Kearfott, P. e Malina, J. F., Jr. *Stormwater quality benefits of a porous friction course and its effect on pollutant removal by roadside shoulders*. *Water Environ Res* **78**(11): 2177-2185. 2006
- Bean, E. Z., Hunt, W. F. e Bidelspach, D. A. *Field Survey of Permeable Pavement Surface Infiltration Rates*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **133**(3): 249-255. 2007
- Beattie, D. J., Berghage, R. D., Jarrett, A. R., et al. *Green Roof Can Detain and Remove Pollutants From Storm Water Runoff*. T. P. S. University, The Great Lakes Commission.2007
- Brattebo, B. O. e Booth, D. B. *Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems*. *Water Research* **37**(18): 4369-4376. 2003
- Brown, W. e Schueler., T. *The Economics of Stormwater BMPs in the Mid-Atlantic Region*. Edgewater, Chesapeake Research Consortium.1997
- Butler, D. e Davies, J. W. *Urban Drainage*. London, E&FN Spon. 2000
- Caltabiano, F., La Loggia, G. e Oliveri, E. *Analisi economica degli interventi distribuiti di gestione dei deflussi urbani*. 4° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana - Acqua e città. Pianificazione, protezione e gestione Venezia, CSDU. 2011
- Center for Watershed Protection Inc. *The Stormwater Manager's Resource Center (SMRC)*. 2010. <http://www.stormwatercenter.net/>.
- CIRIA. *The SUDS Manual*. London.2007
- Croke, J., Mockler, S., Fogarty, P., et al. *Sediment concentration changes in runoff pathways from a forest road network and the resultant spatial pattern of catchment connectivity*. *Geomorphology* **68**(3-4): 257-268. 2005
- Ellis, J. B. *Urban discharges and receiving water quality impacts*, Pergamon Press. 1989
- Ellis, J. B. *The design and operation of vegetation systems for urban runoff quality control*. 3rd standing Conference on storm water science control, Coventry, Coventry Polytechnic. 1991
- Ellis, J. B. *Risk assessment approaches for ecosystem responses to transient pollution events in urban receiving waters*. *Chemosphere* **41**(1-2): 85-91. 2000

- Ellis, J. B., Deutsch, J. C., Mouchel, J. M., et al. *Multicriteria decision approaches to support sustainable drainage options for the treatment of highway and urban runoff*. *Science of the Total Environment* **334**: 251-260. 2004
- Esty, Levy, Srebotnjak, et al., Eds. *Environmental Sustainability Index: Benchmarking National Environmental Stewardship*. New Haven, CT, USA, Yale University. 2005
- EU. *Pollutants in urban waste water and sewage sludge*, Office for Official Publications of the European Communities.2001
- Ferreri, G. B. e Ferro, V. *Un'espressione monomia della curva di probabilità pluviometrica, per durate inferiori all'ora, valida nel territorio siciliano*. Bollettino dell'ordine degli ingegneri della provincia di Palermo(1-2). 1989
- Gilbert, J. K. e Clausen, J. C. *Stormwater runoff quality and quantity from asphalt, paver, and crushed stone driveways in Connecticut*. *Water Research* **40**(4): 826-832. 2006
- Giorgi, L. *Il sistema di invarianza idraulica*. 2006
- Gironás, J., Roesner, L. A. e Davis, J. *Storm water management model applications manual*. Cincinnati, OH, US EPA 2006
- Grigolin. *Superbeton Spa - Calcestruzzi e asfalti*. 2011. <http://www.superbeton.it/>.
- Hathaway, J. e Hunt, W. F. *Stormwater BMP Costs - Division of Soil & Water Conservation Community Conservation Assistance Program*, Department of Biological and Agricultural Engineering - North Carolina State University.2006
- HR Wallingford. *Whole Life Costing For Sustainable Drainage*. DTI and CIRIA. Wallingford, Oxfordshire, OX10 8BA, UK., HR Wallingford.2005
- Hunt, D. V. L. e Rogers, C. D. F. *Barriers to sustainable infrastructure in urban regeneration*. *Engineering Sustainability* **158**(ES2). 2005
- ISTAT. *Sito web dell'Istituto nazionale di statistica*. 2011.
- Kuo, J.-T., Yu, S. L., Fassman, E. A., et al. *Field Test of Grassed Swale Performance in Removing Runoff Pollution*, ASCE. 1999
- Lai, F.-h., Dai, T., Zhen, J., et al. *SUSTAIN - An EPA BMP process and placement tool for urban watersheds*. TMDL 2007 Specialty Conference, Bellevue, Washington, Water Environment Federation. 2007
- Lakesuperiorstreams. *LakeSuperiorStreams: Community Partnerships For Understanding Water Quality and Stormwater Impacts at the Head of the Great Lakes*. 2009. <http://lakesuperiorstreams.org>.
- Leonard, O. J. e Sherrif, J. D. F. *Scope for control of Urban runoff*. London, CIRIA. **3**.1992
- Maidment, D. R., Ed. *Handbook of hydrology* McGraw-Hill. 1993
- Marsalek, J. *Evolution of urban drainage from cloaca maxima to environmental sustainability*. Water and City. 1st National Italian conference on Urban Hydraulics Sant'Agello (NA), Italy.2005
- Martin, C., Ruperd, Y. e Legret, M. *Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices*. *European Journal of Operational Research* **181**(1): 338-349. 2007
- Mitchell, V. G. e Diaper, C. *Simulating the urban water and contaminant cycle*. *Environmental Modelling & Software* **21**(1): 129-134. 2006
- NAPA. *National Asphalt Pavement Association* 2011. http://www.hotmix.org/index.php?option=com_content&task=view&id=359&Itemid=863.

- Nascimento, N., Seidl, M., Silva, A., et al. *Infiltration and detention systems for stormwater control in Belo Horizonte: assessment of demo performance and perspectives for use*. 4th SWITCH Scientific Meeting. Delft, Netherlands.2009
- OGC. *Achieving Excellence in Construction Procurement Guide - 07 Whole-life costing and cost management*. Achieving Excellence in Construction Procurement Guide. London, The UK Office of Government Commerce.2007
- Oliveri, E. *Una guida teorico-pratica al modello EPASWMM. - Consulenza del Dipartimento di Ingegneria idraulica ed Applicazioni Ambientali sui "Piani Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana"* Palermo.2006
- Pistocchi, A. *La valutazione idrologica dei piani urbanistici – un metodo semplificato per l'invarianza idraulica nei piani regolatori generali*. Ingegneria Ambientale XXX(7/8). 2001
- Pistocchi, A. e Zani, O. *L'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche: il metodo dell'Autorità dei bacini regionali romagnoli*. XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento 2004
- Provincia di Bolzano. *Legge Provinciale n. 8 del 18 giugno 2002*. Disposizioni sulle acque.2002
- Provincia di Bolzano. *Decreto del presidente della provincia 21 gennaio 2008, n. 6*. Regolamento di esecuzione alla legge provinciale del 18 giugno 2002, n. 8 recante «Disposizioni sulle acque» in materia di tutela delle acque.2008
- Record S.r.l. *Permeabilità delle pavimentazioni modulari in cls*. 2010. <http://www.edilio.it/media/edilio/prodotti/file/2008/SchedaPERMEABILIT A.pdf>.
- Regione Lombardia. *Deliberazione n. 1083 del 16 novembre 2005*. Adozione del Programma di tutela e uso delle acque, ai sensi dell'articolo 44 del d.lgs 152/99 e dell'articolo 22, comma 19 della l.r. 26/2003.2005
- Regione Lombardia. *Regolamento regionale 24 marzo 2006, n.4* Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.2006
- Regione Piemonte. *Decreto del Presidente della Giunta regionale del Piemonte del 20 febbraio 2006 n. 1/R*. Regolamento regionale recante: «Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di lavaggio di aree esterne. (Legge regionale 29 dicembre 2000, n. 61.2006
- Rossmann, L. A. *Storm Water Management Model user's manual. Version 5.0*, US EPA - Water Supply and Water Resources Division - National Risk Management Research Laboratory.2010
- Sartor, J. D. e Boyd, G. B. *Water pollution aspects of street surface contaminants.*, US EPA.1972
- Schueler, T. *Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*. Washington, DC., Metropolitan Washington Council of Governments.1987
- Shoemaker, L., Riverson, J. J., Alvi, K., et al. *SUSTAIN—A Framework for Placement of Best Management Practices in Urban Watersheds to Protect Water Quality*. Cincinnati, U.S. Environmental Protection Agency. 2009

- Shutes, B. e Raggatt, L. *Development of generic Best Management Practice (BMP) Principles for the management of stormwater as part of an integrated urban water resource management strategy.*, Middlesex University.2010
- SNIFFER (Scotland and Northern Ireland Forum For Environmental Research) *Retrofitting sustainable urban water solutions.* 2006.
[http://www.sniffer.org.uk/Webcontrol/Secure/ClientSpecific/ResourceManagement/UploadedFiles/UE3\(05\)UW5_Finalreport.pdf](http://www.sniffer.org.uk/Webcontrol/Secure/ClientSpecific/ResourceManagement/UploadedFiles/UE3(05)UW5_Finalreport.pdf).
- Sriyaraj, K. e Shutes, R. B. E. *An assessment of the impact of motorway runoff on a pond, wetland and stream.* Environment International **26**(5-6): 433-439. 2001
- Taylor, L., Woods-Ballard, B. e Garden, M. *The Development of SUDS Whole Life Cost Models for UKWIR/WERF. Research and their Application for Scottish Water.* 2005
- Thévenot, D. e Förster, M. *Hydropolis - DayWater project web interface.* 2005.
<http://daywater.in2p3.fr/EN/>.
- UNI. *Norma UNI 11235:2007. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione, il controllo e la manutenzione di coperture a verde*, UNI - Ente Nazionale Italiano di Unificazione.2007
- US Army Corps of Engineers *BMP 10 - BMP: RIPRAP.* 2010
- US EPA. *Storm Water Technology Fact Sheet - Infiltration trenches.* Washington D.C 1999
- US EPA. *Low Impact Development (LID): A Literature Review.*2000
- US EPA. *Green Roofs.* Stormwater Menu of BMPs 2005.
<http://cfpub.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps/>.
- US EPA. *Dry detention ponds.* Stormwater Menu of BMPs 2006a.
- US EPA. *Infiltration trenches.* Stormwater Menu of BMPs 2006b.
<http://cfpub.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps/index.cfm>.
- US EPA. *Permeable Interlocking Concrete Pavement.* Stormwater Menu of BMPs 2009a. <http://cfpub.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps/>.
- US EPA. *Pervious concrete pavement.* Stormwater Menu of BMPs 2009b.
- US EPA. *Porous Asphalt Pavement.* Stormwater Menu of BMPs 2009c.
- US EPA. *EPA - Stormwater Menu of BMPs - Infiltration Trench.* National Pollutant Discharge Elimination System (NPDES) 2010a.
- US EPA. *Grassed Swales.* Stormwater Menu of BMPs 2010b.
<http://cfpub.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps/>.
- US EPA e ASCE. *International stormwater BMP database.* 2010.
- Van Seters, T. *Performance Evaluation of Permeable Pavement and a Bioretention Swale.* King City, Ontario, Toronto and Region Conservation Authority, Downsview, Ontario.2007
- Villarreal, E. L., Semadeni-Davies, A. e Bengtsson, L. *Inner city stormwater control using a combination of best management practices.* Ecological Engineering **22**(4-5): 279-298. 2004
- Virginia Department of Conservation and Recreation. *Virginia Erosion and Sediment Control Handbook (VESCH).* Richmond, Virginia.1992
- Virginia Dept. of Conservation and Recreation. *Virginia Department of Conservation and Recreation's website.* 2010.
<http://www.dcr.virginia.gov/>.
- Woods-Ballard, B., Kellagher, R., Martin, P., et al. *The SUDS Manual: Updated guidance on technical design and construction. Report C679.* London Construction Industry Research and Information Association (CIRIA),.2007

- WSP UK. *SUDS for roads*, The Sustainable Urban Drainage Scottish Working Party, SEPA, Society of Chief Officers of Transportation in Scotland. 2010
- Yang, J., Yu, Q. e Gong, P. *Quantifying air pollution removal by green roofs in Chicago*. *Atmospheric Environment* **42**(31): 7266-7273. 2008
- Yong-qiang Xu, Takeshi Oshita e Shoichi Tsutsumi *Experimental study of infiltration trench for highway drainage*. 2006