

# Utformning och dimensionering av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten

*Thomas Larm*  
*Godecke Blecken*





## Svenskt Vatten Utveckling

Svenskt Vatten Utveckling (SVU) är kommunernas eget FoU-program om kommunal VA-teknik. Programmet finansieras i sin helhet av kommunerna. Programmet lägger tonvikten på tillämpad forskning och utveckling inom det kommunala VA-området.

Författaren är ensam ansvarig för rapportens innehåll, varför detta ej kan åberopas såsom representerande Svenskt Vattens ståndpunkt.

Svenskt Vatten Utveckling  
Svenskt Vatten AB  
Box 14057  
167 14 Bromma  
Tfn 08-506 002 00  
Fax 08-506 002 10  
svensktvatten@svensktvatten.se  
www.svensktvatten.se  
*Svenskt Vatten AB är servicebolag till föreningen Svenskt Vatten.*

<b>Rapportens titel:</b>	Utformning och dimensionering av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten
<b>Title of the report:</b>	Design and dimensioning of facilities for treatment and flow detention of stormwater
<b>Författare:</b>	Thomas Larm, StormTac AB och Godecke Blecken, Luleå tekniska universitet
<b>Rapportnummer:</b>	2019-20
<b>Antal sidor:</b>	116
<b>Sammandrag:</b>	I dag utreds och projekteras allt fler typer av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten. Det gäller att välja rätt typ av anläggning på rätt plats, och att välja utformning och storlek så att funktionen säkerställs. Rapporten sammanställer förslag till rekommendationer för vanligt förekommande anläggningstyper för rening och fördröjning av dagvatten.
<b>Abstract:</b>	The report compiles general recommendations regarding the choice, function and design of different types of facilities for stormwater treatment and/or flow detention. Different recommended design criteria are presented, and values of included parameters are suggested.
<b>Sökord:</b>	Dagvatten, utformning, dimensionering, anläggningar, rening, flödesutjämning
<b>Keywords:</b>	Stormwater, design, dimensioning, facilities, treatment, flow detention
<b>Målgrupper:</b>	Konsulter, kommuner, forskare, VA-tekniker, stadsplanerare, entreprenörer, projektörer
<b>Omslagsbild:</b>	Thomas Larm, StormTac och Godecke Blecken, Luleå tekniska universitet
<b>Rapport:</b>	Finns att hämta hem som PDF-fil från Svenskt Vattens webbplats <a href="http://www.svenskvatten.se">www.svenskvatten.se</a>
<b>Utgivningsår:</b>	2019
<b>Utgivare:</b>	Svenskt Vatten AB © Svenskt Vatten AB
<b>Om projektet</b>	
<b>Projektnummer:</b>	18-118
<b>Projektets namn:</b>	Utformning och dimensionering av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten
<b>Projektets finansiering:</b>	Svenskt Vatten Utveckling, StormTac och Luleå tekniska universitet

# Förord

Denna rapport presenterar förslag till rekommendationer avseende utformningen och dimensioneringen av följande anläggningar för rening av flödesutjämning av dagvatten: torra dammar, kassettmagasin, betongmagasin, diken, svackdiken, översilningsytor, biofilter, permeabla beläggningar, skelettkonstruktioner, makadamdiken, sedimentationsmagasin, magasin med filterkassett, makadammagasin, magasin med vertikalt filter, våta dammar, våtmarker och skärmbassänger.

Rekommendationerna baseras på våra erfarenheter och vårt eget arbete samt på litteraturstudier. Förhoppningen är att vissa av dessa rekommendationer framöver kommer att tillämpas, jämföras, granskas och diskuteras under seminarier m.m.

I projektet har följande referensgrupp medverkat:

<i>Namn</i>	<i>Organisation</i>	<i>Säte</i>
Annelie Hedström	Luleå tekniska universitet	Luleå
Magnus Bäckström	Svenskt Vatten	Stockholm
Joakim Pramsten	Stockholm Vatten	Stockholm
Anders Rydberg	WSP	Stockholm
Olof Jonasson	Tyrens	Stockholm
Johanna Ardland-Bojvall	Ramböll	Stockholm
Linnea Mothander	HEMAB	Härnösand
Jonas Andersson	WRS	Uppsala
Hannes Öckerman	WRS	Uppsala
Kristin Karlsson	Örebro kommun	Örebro
Gilbert Svensson	GS Vattenforum AB	Göteborg
Karin Björklund	Chalmers	Göteborg
Malin Engström	Växjö kommun	Växjö
Kent Fridell	Edge	Malmö
Irina Persson	Uppsala Vatten	Uppsala
Henrik Alm	Sweco Environment	Stockholm
Gustaf Josefsson Köhler	Sweco Environment	Luleå

Projektet har finansierats av Svenskt Vatten Utveckling. Den huvudsakliga finansieringen kommer från SVU projekt 18-118 ”Utformning och dimensionering av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten”, huvudsökande: StormTac och medsökande Luleå tekniska universitet. I kapitlet om dagvattenbiofilter har resultat och erfarenheter från det parallella SVU-projektet 16-116 ”Dagvattenbiofilter. Från standardlösningar till avancerade tekniklösningar som är anpassade till svenska förhållanden” inkluderats.

Stort tack för finansieringen och till alla som medverkat! Stort tack till Daniel Hellström på Norrvatten som tidigare arbetade på Svenskt Vatten och då var med och formulerade projektet i samarbete med oss! Även tack till Ida Nyberg, Cecilia Larm och Anna Wahlsten på StormTac för granskning av rapporten.

Stockholm och Luleå, 2019-10-25

*Thomas Larm*, StormTac

*Godecke Blecken*, Luleå tekniska universitet



# Innehåll

Förord.....	3
Innehåll .....	5
Sammanfattning .....	8
Summary.....	9
<b>1 Inledning.....</b>	<b>10</b>
1.1 Bakgrund.....	10
1.2 Syfte.....	11
1.3 Metodik.....	13
1.4 Avgränsningar.....	14
1.5 Notationer .....	15
<b>2 Utformnings- och dimensioneringsprocess.....</b>	<b>18</b>
<b>3 Val av anläggningstyp.....</b>	<b>21</b>
3.1 Potential för fördröjning och/eller trög avledning .....	21
3.2 Reningspotential.....	22
3.3 Underhållsbehov, placering och tillgänglig yta.....	24
3.4 Systemlösningar .....	26
<b>4 Dimensionerande flöden, regndjup, återkomsttider och varaktigheter .....</b>	<b>28</b>
4.1 Dimensionerande flöde, rinntid eller varaktighet för avledning eller fördröjning.....	28
4.2 Dimensionerande flöde för rening.....	29
4.3 Dimensionerande volym och regndjup för rening.....	30
4.4 Extrema flöden.....	32
<b>5 Flödesutjämning och varaktigheter.....</b>	<b>33</b>
5.1 Beräkning utan hänsyn till rinntiden.....	33
5.2 Beräkning med hänsyn till rinntiden .....	35
5.3 Modellerings med långtidsregnserier.....	36
<b>6 Fördröjningsanläggningar.....</b>	<b>38</b>
6.1 Torra (fördröjnings)dammar .....	38
6.2 Underjordiska modulsystem (kassetmagasin och rörmagasin).....	39
6.3 Betongmagasin.....	41
<b>7 Diken och svackdiken .....</b>	<b>43</b>
<b>8 Översilningsytor.....</b>	<b>48</b>
<b>9 Biofilter.....</b>	<b>52</b>



<b>10</b>	<b>Infiltrationsanläggningar .....</b>	<b>68</b>
10.1	Permeabla beläggningar (permeabel asfalt, rasterytor).....	68
10.2	Skelettkonstruktioner .....	72
10.3	Makadamdiken (krossdiken) .....	76
<b>11</b>	<b>Underjordiska anläggningar .....</b>	<b>79</b>
11.1	Sedimentationsmagasin .....	79
11.2	Magasin med filterkassett.....	82
11.3	Makadammagasin (perkolationsmagasin, stenkistor).....	83
11.4	Magasin med vertikalt filter .....	86
<b>12</b>	<b>Öppna sedimentationsanläggningar .....</b>	<b>88</b>
12.1	Våta dammar .....	88
12.2	Skärmbassänger .....	96
<b>13</b>	<b>Våtmarker.....</b>	<b>99</b>
<b>14</b>	<b>Fortsatta studier .....</b>	<b>102</b>
<b>15</b>	<b>Referenser .....</b>	<b>104</b>

# Sammanfattning

I dag utreds och projekteras allt fler typer av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten. Det gäller att välja rätt typ av anläggning på rätt plats, och att välja utformning och storlek så att funktionen säkerställs.

Rapporten sammanställer förslag till rekommendationer för följande anläggningstyper: torra dammar, underjordiska modulsystem (kassettmagasin och rörmagasin), betongmagasin, diken, svackdiken, över-silningsytor, biofilter, permeabla beläggningar, skelettkonstruktioner, makadamdiken, sedimentationsmagasin, magasin med filterkassett, makadammagasin, magasin med vertikalt filter, våta dammar, våtmarker och skärmbassänger.

Rapporten fokuserar på dimensionering av anläggningar, inte på hela dagvattensystemet som anläggningarna är en del av. Den kompletterar därför Svenskt Vattens publikationer P105 och P110 som tar upp dagvattensystemet som helhet. Den kompletterar också SVU-rapporterna 2016-05 och 2019-02 som är kunskapssammanställningar om dagvattenrening och dagvattenkvalitet.

I rapporten diskuteras vilka dimensionerande flöden som ska väljas för olika typer av dagvattenanläggningar och olika syften. Forskningsresultat har visat att det är de mindre och ofta förekommande regnen som bidrar till den största delen av föroreningsmängderna. Därför bör man dimensionera anläggningar för dagvattenrening utifrån de här mindre regnen. För anläggningar där fördröjning av dagvattenflöden är huvudsyftet gäller motsatsen, nämligen att dimensionera efter mindre frekventa och större mer ihållande regn.

I rapporten sammanställs förslag till rekommendationer för val av anläggningstyp utifrån dagvattenhanterings syften och för olika dimensioneringskriterier, och det föreslås värden på olika parametrar som används för dimensioneringen. Den här studien har identifierat några viktiga dimensioneringsparametrar, bland annat anläggningsyta i förhållande till reducerad avrinningsyta och dimensionerande regndjup som inkluderar en viss procent av nederbörden. Värdena på de här parametrarna är platsspecifika och spelar stor roll för vilka areor och volymer som behövs för anläggningarna.

Det behövs enkla men samtidigt tillförlitliga metoder för uppskattning av nödvändiga areor och volymer för dagvattenreningsanläggningar. Ingen förenklad metod kan dock ersätta detaljerade och platsspecifika undersökningar. Dimensioneringsmetoderna behöver användas, utvärderas och vidareutvecklas.

## Summary

The report compiles general recommendations regarding the design of different types of facilities for stormwater treatment and/or retention/detention. The following facilities have been studied: *dry ponds, sub-surface detention basins, concrete basins, ditches and swales, filter strips, biofilters, permeable pavements, structural soil, infiltration trenches, underground sediment basins, underground basins with filter cassettes, underground macadam basins, underground basins with vertical filter, wet ponds, wetlands and floating curtains.*

Choice of design flows for different facilities and purposes are discussed. Recommendations for the choice of type of facility depending on the stormwater management targets are provided. The report compiles different recommended design criteria for the mentioned facilities along with suggested values and designations on the considered parameters.

This study has identified some important design parameters, for instance facility area in relation to reduced watershed area and design *rain depth* that includes a certain percentage of the precipitation. The values on these parameters are site-specific and play an important role regarding which areas and volumes of the facilities that are needed. Continued studies of precipitation statistics and design parameters may lead to changed values.

Research results have shown that it is the smaller and more frequent rain events that contribute to the largest part of yearly pollutant loads. Therefore, stormwater treatment facilities should be designed for these rain events.

For facilities for which in contrast detention of stormwater flows is the main objective the design should be performed for less frequent and larger rain events.

Simple and reliable methods for estimating required areas and volumes for stormwater treatment facilities are needed. However, no simple method can replace more detailed and site-specific investigations. Continued evaluations and applications of the design methods are needed.

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

I Sverige utreds och projekteras i ökande takt allt fler och olika typer av anläggningar för både rening och flödesutjämning av dagvatten. Detta är även ett resultat av att antalet dagvattenutredningar för detaljplaner har ökat kraftigt på sistone och att det finns ett större behov av att dimensionera mer lokalt placerade lösningar. Många nya typer av anläggningar har projekterats på sistone för bättre integration inom mindre områden, såsom olika former av makadamdiken, biofilter, skelettkonstruktioner, magasin med filter m.m.

I VA-FORSK-rapport 2000-10 (T Larm, Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar) beskrivs dimensionering av våta dammar, våtmarker, diken, svackdiken och översilningsytor, men vid den tiden var erfarenheterna från projektering inte alls så stor som idag och det fanns inte alls så många anläggningar byggda. I takt med den ökade byggnationen av olika typer av anläggningar på olika platser har behovet av en mer platsspecifik design ökat. I nämnd rapport tas inte tillräcklig hänsyn till detta varmed det kan bli stora skillnader i dimensionering och beräknade reningseffekter om den används. Dessutom finns fler tekniker som används idag som inte finns med i den gamla rapporten.

Sedan 2000 har metodiken för dimensionering av dagvattenhantering uppdaterats och kompletterats löpande i takt med mer platsspecifik design av fler anläggningstyper. Det finns ett stort behov av att förbättra dimensioneringsmetoderna så att fler platsspecifika parametrar tas hänsyn till med ökad tillförlitlighet. Det finns även ett behov av att beskriva dessa dimensioneringsmetoder och hur anläggningarna bäst kan utformas med hänsyn till olika förutsättningar.

Svensk Vattens publikationer P104, P105 och P110 behandlar nederbördsdata för dimensionering av transportsystem (P104), planering och utformning av dag- och dränvattenhantering (P105) samt hydraulisk dimensionering och utformning av allmänna dagvatten- och avloppssystem, inkluderande fördröjningsmagasin (P110). Dessa publikationer ger bakgrundsinformation till denna rapport och vi hänvisar frekvent till dessa. Föreliggande rapport kompletterar dessa publikationer eftersom de inte innehåller detaljerade dimensioneringsrekommendationer för de flesta dagvattenanläggningstyperna utan fokuserar mer på systemet som helhet.

Föreliggande rapport inkluderar dessutom dimensionering av reningsanläggningar som inte behandlas i större utsträckning av nämnda publikationer. Här kompletterar rapporten SVU-rapporterna 2016-05 och 2019-02 (kunskapssammanställningar om dagvattenrening och dagvattenkvalité). I SVU-rapport 2016-05 (G Blecken, Kunskapssammanställning Dagvattenrening) har funktionen av olika dagvatten(renings)anläggningar beskrivits. Den tekniska funktionen bl. a. med hänsyn till det svenska klimatet, för-

och nackdelar, drift- och underhållsrekommendationer av olika anläggningar har sammanställts i den rapporten. Dimensioneringskriterier berörs dock bara i mindre utsträckning, d.v.s. den rapporten ersätter ingen utförlig dimensioneringsmanual. SVU-rapport 2019-02 (M Viklander m.fl., Kunskapssammanställning dagvattenkvalité) behandlar frågor rörande dagvattnets kvalité, dagvattenprovtagning och modellering.

Det finns alltså ett behov av en uppdaterad och kompletterad samlad dimensioneringsrapport för att ta hänsyn till fler platsspecifika förutsättningar samt både rening och flödesutjämning, och i vilken det finns många fler typer av anläggningar att välja bland. Dimensionering bör beakta vilka förutsättningar som gäller på platsen och vilka riktlinjer för rening och flödesutjämning som gäller i det specifika fallet.

Exempel på platsspecifika förutsättningar är tillgänglig anläggningsarea, markanvändning och därmed föroreningshalt i inkommande dagvatten, växter, behov av strypt utlopp för flödesutjämning, bräddning (bypass) eller inte, reningskrav med hänsyn till recipienten nedströms, minsta möjliga utloppshalt för olika anläggningstyper, grundvattennivå, markens permeabilitet, olika dimensionerande återkomsttider och varaktigheter på regnet m.m.

Ekoteknologiska dagvattenanläggningar, t.ex. *våta dammar, våtmarker, diken, svackdiken, översilningsytor, skärmbassänger, makadamdiken, torra dammar, permeabla beläggningar, biofilter, skelettkonstruktion, magasin med filterkassett, sedimentationsmagasin, magasin med vertikalt filter och makadammagasin* utnyttjar naturliga reningsprocesser för avskiljning av föroreningar och näringsämnen i dagvatten. I Sverige pågår en snabbt ökande trend av byggandet av sådana anläggningar, men vi har endast begränsad kunskap om deras funktion, reningseffekt, utformning och dimensionering. Det finns ett behov av användarvänliga dimensioneringsanvisningar som är anpassade för svenska klimatförhållanden.

## 1.2 Syfte

Denna rapport har som generell målsättning att bidra med ökad förståelse för olika typer av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten med fokus på deras dimensionering och utformning. Med hjälp av de presenterade dimensioneringsmetoderna och föreslagen utformning är förhoppningen att förbättra möjligheterna att välja rätt typ av anläggning på rätt plats samt att man väljer en utformning och bestämmer en storlek så att anläggningens funktion säkerställs. Detta innebär i sin tur en effektivare rening och/eller flödesutjämning av dagvattnet, samtidigt som estetiska fördelar kan erhållas. Detta förväntas också leda till ökad kostnadseffektivitet.

Det övergripande syftet med denna studie är att ta fram en uppdaterad rapport med dimensioneringsanvisningar enligt de senaste erfarenheterna från projekterade och byggda anläggningar. Den ska omfatta i princip alla typer av dagvattenanläggningar som projekteras i Sverige idag; vilka dessa är framgår under kapitel 1.3 nedan. Den skall behandla både rening

och flödesutjämning i separata eller kombinerade anläggningar med båda funktionerna.

Målet är att rapporten skall kunna användas av en bred målgrupp som hjälp att både dimensionera anläggningar och utforma dessa för tillräckligt bra funktion. Särskilt användbar bedöms den vara för de som arbetar med dagvattenutredningar och de som projekterar dagvattenanläggningar.

Val av anläggningstyp och behov av seriekopplade anläggningar skall också kunna göras med stöd av rapporten (kapitel 2-4). Rapporten redovisar ekvationer för dimensionering liksom data och rekommendationer för utformning (fr.o.m. kapitel 5).

Det skall vara lätt att hitta relevant information som rör utformning och dimensionering för en specifik anläggningstyp. Informationen skall vara kondenserad och för övrig information såsom exempelvis nederbördsstatistik och avrinningskoefficienter sker hänvisning till referenser.

Den specifika målsättningen är att:

- Ge översiktliga rekommendationer för val av anläggning utifrån olika syften med dagvattenhantering
- Ge rekommendationer för val av dimensionerande regn för olika syften
- Sammanställa översiktliga rekommendationer avseende utformning av olika typer av anläggningar för rening och flödesutjämning av dagvatten utifrån både praktiska projekteringserfarenheter och litteraturstudier.
- Öka kunskapen om dimensionering och utformning av dagvattenanläggningar genom att redovisa vanligt förekommande dimensioneringskriterier samt genom att föreslå värden och beteckningar på de parametrar som beaktas.

För att med hjälp av rapporten kunna dimensionera och utforma anläggningarna bedöms att det erfordras en förkunskap, som kan inhämtas från annan dokumentation såsom Svensk Vattens publikationer P104, P105 och P110 som behandlar nederbörd och dagvattenhantering (med fokus på dagvattenkvantitet och fördröjning) mer från ett systemperspektiv samt från SVU-rapporterna 2016-05 och 2019-02 som fokuserar på dagvattenkvalité och dagvattenreningsanläggningar.

Rekommendationerna i denna rapport baseras på författarnas arbete och erfarenheter samt litteraturstudier (se metodkapitlet nedan). Dessutom har kommentarer från referensgruppen samlats och integrerats i rapporten. Som vanligt för SVU-rapporter speglar dessa rekommendationer författarnas åsikter.

Förhoppningen är att de olika metoderna skall tillämpas, jämföras och granskas vilket sannolikt kommer att leda till framtida revideringar och kompletteringar av ekvationer.

### 1.3 Metodik

För att uppnå uppställda mål utgår vi från att uppdatera, revidera och komplettera dimensioneringsrapporten *Larm T. Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar*. VA-FORSK rapport 2000-10.

Den rapporten har skrivits om och uppdateras samt utökats med betydligt fler anläggningar, så att samtliga anläggningstyper som normalt används finns beskrivna.

I denna rapport har de senaste erfarenheterna sammanställts kring dimensionering av de typer av dagvattenanläggningar som regelbundet används idag, liksom praktiskt användbara resultat från pågående forskning och utveckling, inte minst från de projekt som genomförts och genomförs av Luleå Tekniska Universitet (LTU) inom Forskningsklustret Dag&Nät samt i pågående SVU-projekt 16-116 *Dagvattenbiofilter. Från standardlösningar till avancerade tekniklösningar som är anpassade till svenska förhållanden*. Praktiska erfarenheter, data och ekvationer från dagvatten- och recipient-modellen StormTac Web har också arbetats in i rapporten. För att bättre lyckas med detta har dimensioneringsmetoderna utretts och rapporten skrivits i ett nära samarbete mellan StormTac och LTU.

För att uppnå målsättningen har nationell och internationell litteratur inom området granskats. Referenserna till dessa redovisas under Referenser. Litteratursökningen inkluderar även en genomgång och granskning av internationella dimensioneringsmanualer. De metoder som använts fram till idag har granskats kritiskt och har vid behov uppdaterats, reviderats och kompletterats. Inom denna studie har olika dimensioneringskriterier som används i Sverige och utomlands utvärderats. Ett urvalskriterium som gällt för att ta med en dimensioneringsmetod i denna rapport har varit att metoden skall ha kunnat direkt användas eller omformas till ekvationer som uttrycker anläggningars yt- och volymbehov. Ett annat kriterium har varit att metoden ej skall kräva för mycket indata, särskilt om metoden inkluderar parametrar som är svåra (eller kräver mycket arbetsinsats) att bestämma platsspecifika värden på.

Vad gäller utformningen av anläggningarna så har en eller flera sådana föreslagits för varje anläggningstyp, som ett resultat av ovan nämnda litteraturstudier och erfarenheter. Detta avser översiktliga rekommendationer om släntlutning och vattendjup, kommentarer kring anläggningarnas form (för att uppnå god reningseffekt och säkerhet), samt rekommendationer avseende in- och utloppsanordningar. Detta har presenterats mycket kortfattat i tabellform. För diskussioner kring utformningen hänvisas till andra nämnda referenser. Tabellerna kan användas som checklistor.

Samtliga ekvationer i denna rapport består av unika beteckningar som tagits fram under projektet för att ge ett mer enhetligt intryck.

Metoderna som studerats är av översiktlig natur, d.v.s. de kräver relativt få indata och är relativt användarvänliga. Detta för att kunna användas av det svenska VA-kollektivet, samt för att det vanligtvis finns relativt få indata tillgängligt. Olika faktorer (t.ex. vattnets uppehållstid i anläggningen)

förhållanden till reningsprocesser och förväntade reningseffekter har översiktligt beaktats och diskuterats för vissa metoder.

Att använda sig av modeller för beräkningarna rekommenderas också eftersom detta möjliggör jämförelser mellan metoder och kontrollberäkningar (känslighetsanalyser) av hur stor betydelse olika parametervärden har. Modellernas osäkerhet behöver beaktas vid tolkning av resultaten.

Det bör observeras att samma dimensioneringskriterier som används för fördröjningsanläggningar (med huvudsyftet att utjämna toppflöden) inte kan användas för att dimensionera anläggningar vars huvudsyfte är föroreningsreduktion.

Denna metodstudie gör ej anspråk att vara fullständig utan snarare skall sammanställningen ses som en exempelsamling över metoder som kan användas. Ett urval har dock skett och metoderna har i viss mån prioriterats och utvärderats. Ekvationer har rekommenderats även om alternativa ekvationer också redovisas. Fortsatta/framtida utvärderingar och användning av metoderna erfordras. Studiens värde ligger framförallt just i att utgöra en bas för fortsatt arbete att ta fram de mest relevanta ekvationer som kan användas under olika förhållanden och för olika dagvattenanläggningar.

## 1.4 Avgränsningar

I denna rapport redovisas 17 typer av dagvattenanläggningar (*torra dammar, kassettmagasin, betongmagasin, diken, svackdiken, översilningsytor, biofilter, permeabla beläggningar, skelettkonstruktioner, makadamdiken, sedimentationsmagasin, magasin med filterkassett, makadammagasin, magasin med vertikalt filter, våta dammar, våtmarker och skärmbassänger*). Dessa anläggningar hör till de vanligaste använda i Sverige om man avser anläggningar med syftet att rena och flödesutjämna dagvatten.

Avseende utformning så ges endast förslag avseende principutformning och huvuddelarna av anläggningarna. Detta har utförts översiktligt i tabellform med hänvisningar till annan litteratur för diskussioner kring de olika delarna av utformningen. Detaljutformning avseende in- och utloppsanordningar presenteras inte i tabellerna.

Rapporten innehåller ingen detaljerad beskrivning och diskussion av funktionen av de olika anläggningarna. För en sådan hänvisas till SVU rapport 2016-05, Blecken (2016), *Kunskapssammanställning dagvattenrening*.

Rapporten innehåller inte heller detaljerade rekommendationer för underhåll av anläggningarna. Även här hänvisas till SVU rapport 2016-05, Blecken (2016), *Kunskapssammanställning dagvattenrening* men också till artikeln Blecken m.fl. (2017). Stormwater control measure (SCM) maintenance considerations to ensure designed functionality. *Urban Water Journal*, 14(3), 278-290.



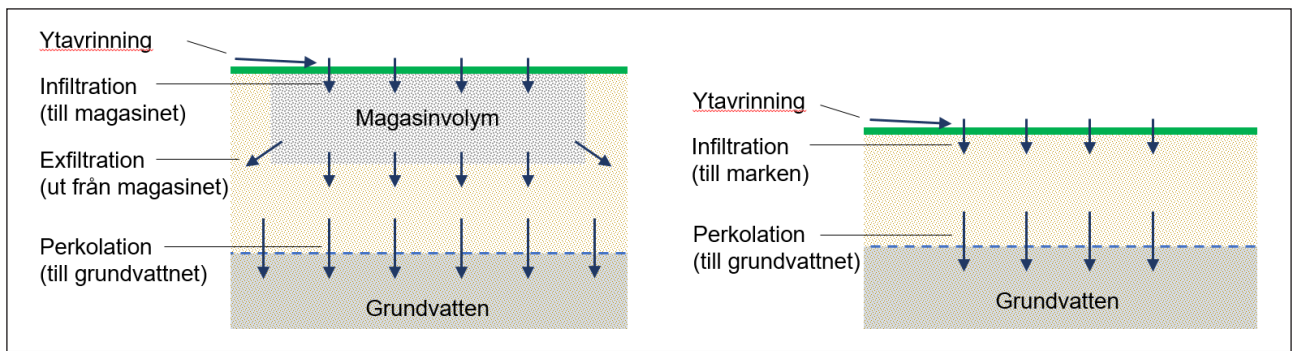
## 1.5 Notationer

I Tabell 1.1 sammanställs notationerna som används i denna rapport.  
Figur 1.1 illustrerar begreppen infiltration, exfiltration och perkolation.

Tabell 1.1 Notationer

Beteckning	Beskrivning	Enhet	Kommentarer
$\varphi_V$	Volymavrinningskoefficient	-	
$\varphi_d$	Dimensionerande avrinningskoefficient	-	
A	Area, avrinningsområde	ha	1 ha = 10 000 m <sup>2</sup>
$A_b$	Anläggningens bottenarea	m <sup>2</sup>	
$A_{bs}$	Anläggningens botten- och sidoyta	m <sup>2</sup>	
$A_s$	Anläggningens sidoyta	m <sup>2</sup>	
$A_p$	Area permanent vattenyta	m <sup>2</sup>	
$A_d$	Dimensionerande avrinningsyta	ha	
$A_{sf}$	Anläggningens area	m <sup>2</sup>	
$A_{cross}$	Våt tvärsnittsarea	m <sup>2</sup>	
$\rho$	Sedimentets densitet	kg/m <sup>3</sup>	Normalt 1 350 (1 100-1 700) kg/m <sup>3</sup>
$\Delta L_{SS}$	Avskild mängd Suspenderad Substans, SS	kg/år	
$e_h$	Hydraulisk effektivitet	-	
$f_c$	Klimatfaktor	-	
$f_{Q_{red}}$	Faktor för minskning av dimensionerande utflöde med hänsyn till att utloppsflödet inte är maximalt annat än vid max reglerhöjd.	-	Normalt: 2/3 om flödesregulator: 0,95 om pumpat utflöde: 1,0
$h_1$	Tjocklek, reglervolym	mm	
$h_2$	Tjocklek, filtermaterial	mm	Exkl. djup på underliggande material.
$h_3$	Tjocklek, materialavskiljande lager	mm	T.ex. grov sand
$h_4$	Tjocklek, makadamlager	mm	
$h_5$	Tjocklek, skelettjord	mm	
$h_6$	Tjocklek, undergrund	mm	
$h_7$	Avstånd vattengång dräneringsrör till undergrunden	mm	
$h_8$	Avstånd inlopp bräddbrunn till filtermaterialets yta	mm	
$h_m$	Medelvattendjup	m	
$h_{max}$	Maximalt vattendjup	m	
$h_r$	Högsta vattendjup för regleringsvolymen i en damm	m	
$h_s$	Dimensionerande max sedimentdjup före borttagning av sediment	mm	
I	Regnintensitet (l/s/ha) vid visst $t_c$ och återkomsttid	l/s ha	
$k_2$	Hydraulisk konduktivitet, filtermaterial	mm/h	
$K_p$	Regressionskonstant	%	0,50-80
$K_{A_{qp}}$	Regressionskonstant	m <sup>2</sup> /ha <sub>red</sub>	70-800
$K_{exf}$	Exfiltrationshastighet	m/s	Se Figur 1.1
L	Längd, anläggning	m	
$L_p$	Längd, våt perimeter	m	Längden på kontakten mellan vatten och botten i tvärsektionen
M	Mannings skrovlighetskoefficient	m <sup>1/3</sup> /s	M = 1/n
N	Antal år till borttagning av sediment, tömningsfrekvens	år	
n	Mannings skrovlighetskoefficient	s/m <sup>1/3</sup>	n = 1/M
p	Porositet	-	
$Q_{exf}$	Utflöde genom exfiltration	l/s	Se Figur 1.1
$Q_{dim}$	Dimensionerande flöde till anläggning	l/s	

Beteckning	Beskrivning	Enhet	Kommentarer
$Q_{out}$	Maximalt utflöde	l/s	
$Q_{out,m}$	Dimensionerande utflöde, medelutflöde enligt Svenskt Vatten P104 och P90	l/s	
$Q_{cap}$	Flödeskapacitet	l/s	
R	Hydraulisk radie	m	
$r_d$	Regndjup	mm	
$r_{da}$	Årligt medelnederbördsdjup	mm	3-8 mm i Stockholm. Nytt regn när tid mellan regn >6 h. Endast regn >1,0 mm (0,5-2,5 mm) bidrar till avrinning.
$RE_{SS}$	Anläggningens reningseffekt av Suspenderad Substans, SS	%	
S	Längslutning, dike, svackdike eller översilningsyta	m/m %	
$t_c$	Dimensionerande rinntid (koncentrationstid)	min	
$t_r$	Regnvaraktighet	min	
TS	Andel torrsubstans	%	
v	Vattenhastighet	m/s	Ca 1,5 m/s i ledning Ca 0,5 m/s i gräsdike Max 0,3 m/s på översilningsyta
$v_s$	Sedimentets tillväxthastighet	mm/år	
$V_{AN}$	Sedimentfrakt från avrinningsområdet	m <sup>3</sup> /ha/år	
$V_{eff}$	Effektiv vattenvolym, anläggning	m <sup>3</sup>	
$V_{tot}$	Total vattenvolym, anläggning	m <sup>3</sup>	
$V_c$	Den utjämnande effekten på erforderlig fördröjningsvolym som tillrinningsförloppet innebär, $V_c \leq 0$	m <sup>3</sup>	
$V_d$	Fördröjningsvolym (maxnivå-nivå permanent vattenyta)	m <sup>3</sup>	
$V_{d,max}$	Maximalt erforderlig fördröjningsvolym	m <sup>3</sup>	
$V_{d1}$	Nedre fördröjningsvolym	m <sup>3</sup>	
$V_{d2}$	Övre fördröjningsvolym	m <sup>3</sup>	
$V_{in}$	Tillrinningsvolym	m <sup>3</sup>	
$V_{out}$	Avtappningsvolym	m <sup>3</sup>	
$v_{max}$	Maximalt tillåten vattenhastighet (t.ex. för att förhindra erosion)	m/s	
$V_p$	Permanent vattenvolym, anläggning	m <sup>3</sup>	
$v_p$	Sjunkhastighet, partiklar (SS) i vatten	m/h	
$V_Q$	Vattenkvalitetsvolym	m <sup>3</sup>	Inkluderar avrinning upp till dimensionerande regndjup och en dimensionerande andel av årlig avrinningsvolym, normalt 90 %.
$V_r$	Vattenvolym, avrinning vid medelavrinningstillfälle	m <sup>3</sup>	
VS	Nödvändig sedimentlagringsvolym	m <sup>3</sup>	
$W_{tot}$	Anläggningens totala bredd	m	
$W_b$	Anläggningens bottenbredd	m	
z	Släntlutning, 1:z	-	1-10



Figur 1.1 Infiltration, exfiltration och perkolatation

## 2 Utformnings- och dimensioneringsprocess

Detta kapitel ger en överblick över utformnings- och dimensioneringsprocessen av dagvattenanläggningar. Det är dock viktigt att komma ihåg att vanligtvis är många aktörer inblandade i dagvattenprojekt som i regel inte enbart är kopplade till VA utan även till miljöskydd, samhällsplanering, gestaltning med mera. Dessa olika krav och syften måste naturligtvis beaktas under hela processen och innebär samarbete över förvaltningsgränser, mellan olika discipliner, och mellan offentliga och privata aktörer. En avvägning och prioritering av olika syften och krav behöver göras i samråd med berörda aktörer under hela utrednings-, plan-, dimensionerings- och gestaltungsprocessen.

Fokus för denna rapport ligger på den tekniska funktionen för dagvattenhantering och respektive anläggningstyp. Dock hoppas vi att den (och då främst kapitel 3) även kan vara behjälplig vid diskussion med ovan nämnda andra aktörer om dagvattenhanterings krav.

### **Funktionskrav och syfte(n)**

Innan en anläggning väljs och utformas/dimensioneras behöver syftet eller syftena för dagvattenhantering bestämmas och prioriteras. Utifrån detta väljs en enskild eller en kombination av flera lämpliga anläggningar.

En anläggning kan ha fler än ett syfte som ska beaktas vid val av typ av anläggning, till exempel rening, flödesutjämning, rekreativvärden, arkitektoniska värden eller biodiversitet (biologisk mångfald). Det kan också bli frågan om att välja en kombination av anläggningar, d.v.s. lägga dem i serie för att uppnå tillräcklig funktion. I vissa fall kan olika syften krocka med varandra. För sådana fall är en tydlig prioritering viktig.

### **Platsspecifika förhållanden**

Följande parametrar behöver utredas och beaktas innan dimensioneringen påbörjas:

- Tillgänglig area för anläggningen
- Grundvattennivå
- Topografiska förhållanden (nivåer på mark och anslutande ledningar)
- Geotekniska förhållanden (behövs hårdgjord botten/tätskikt? Är infiltration möjlig?)
- Anslutande ledningsnät
- Tillgänglighet (både under byggnation och för underhåll)
- Avrinningsområdets karaktär (dimensionerande flöden, föroreningar, föroreningshalter, m.m.)
- Annan infrastruktur som påverkar eller påverkas
- Recipient (reningskrav för vilka ämnen, fördröjningskrav, m.m.)

Vald anläggning behöver byggas med hänsyn till platsspecifika förhållanden, t.ex. mark med låg permeabilitet (lera), mark med hög permeabilitet (sand), hög grundvattennivå, höga inloppshalter med partiklar och liten partikelstorlek samt för att rena även lösta andelar. Det kan i vissa fall bli frågan om att täta anläggningar för att förhindra vidare transport av föroreningar till grundvattnet. Det kan i andra bli frågan om att inte täta för att minska behovet av fördröjning eller för att upprätthålla grundvattennivån.

Valet av anläggning påverkas av dagvattnets föroreningsinnehåll. Dagvatten från ”renare” ytor såsom vissa takytor kan det räcka att rena med enklare typer av anläggningar såsom svackdiken, eller så behövs det inte renas alls, vilket beror på recipientens tillstånd. Det kan dock behövas flödesutjämning beroende på kapaciteten i transportsystemet nedströms eller i själva recipienten. I fall med extremt höga föroreningshalter är det inte alltid lämpligt att leda dagvattnet direkt utan förbehandling till en öppen dagvattenanläggning, med hänsyn till biologisk mångfald (CIRIA, 2015). Mycket förorenat dagvatten kan alltså vara olämpligt för djur och växter i en öppen anläggning som en damm eller våtmark. Då kan ett magasin före vara en lösning.

#### **Utformnings- och dimensioneringssteg för vald anläggning**

Viktiga steg vid utformning och dimensionering samt redovisning anges nedan, där ordningen mellan stegen kan skilja från fall till fall:

1. Utred/beräkna tillgänglig plats (yta, volym, bredd och/eller längd).
2. Beräkna dimensionerande flöden.
3. Beräkna dimensionerande utloppsflöde efter kapacitetskrav nedströms.
4. Utred behov av flödesutjämning och dimensionerande maximalt utloppsflöde.
5. Dimensionera anläggningen för erforderlig fördröjningsvolym.
6. Dimensionera eventuellt bräddsystem (dike/ledning).
7. Utred behov av rening. Detta kan innebära t.ex. maximal utloppshalt, maximal utloppsmängd, erforderlig avskiljd mängd eller att man har målet att rena en viss andel av årlig avrinningsvolym. Utred vilka ämnen som prioriteras.
8. Dimensionera anläggningen för reningsbehovet inkl. fördröjningsvolym för förbättrad rening, vilken normalt inte är densamma som volymen för fördröjning av dimensionerande flöden.
9. Kontrollera dimensionerade fördröjningsvolym och area för rening så att det finns tillgänglig plats, kontrollera reglerhöjder så att de inte blir för djupa och kan orsaka problem med uppdämning och översvämning. Kontrollera maximala hastigheter m.h.t. erosionsrisk.
10. Dimensionera inlopp och/eller tvärsnitt utifrån beräknat dimensionerande flöde.
11. Utformning: Val av växter, gestaltning, säkerhetsåtgärder (staket, skyltning), mm.

12. Upprätta ritning med plan och sektioner, med angivande av botten-nivå, normal och maximal vattennivå, släntlutningar och dimensionerande in- och utflöden, inkl. ev. bräddflöde.
13. Upprätta en Teknisk beskrivning.
14. Upprätta en skötselplan inkl. åtkomst för skötsel (t.ex. skötselväg).

Designprocessen för vald typ av anläggning innebär i första hand att dimensionera inloppet och/eller flödeskapaciteten i anläggningen för att uppfylla kraven för flödestransport, utefter dimensionerande flöden. Dessa kan vara olika för olika syften och/eller olika anläggningsdelar, t.ex. är flödet för rening i regel betydligt lägre än för avledning (se kapitel 4).

Behovet av flödesutjämning måste fastställas, om det föreligger behov eller inte. Om dagvattnet behöver flödesutjämnas i anläggningen skall inte toppflödena bräddas förbi innan anläggningen, om det inte behöver flödesutjämnas skall det beslutas om toppflödena skall bräddas förbi eller inte.

Behovet av rening och i så fall vilka reningskrav som föreligger för vilka ämnen måste också fastställas.

Vissa av stegen ovan kan utgå beroende på syftet med anläggningen och i vilket skede man är i designprocessen; utredning, förprojektering eller detaljprojektering.

## 3 Val av anläggningstyp

Detta avsnitt kan vara till hjälp vid val av anläggning. Tabellerna visar vilken potential respektive typ av anläggning generellt bedöms kunna ha avseende olika egenskaper, vilket ger en indikation på deras potential att uppfylla olika krav. Det betyder dock inte per automatik att anläggningen blir effektiv avseende en viss egenskap utan att den behöver utformas, dimensioneras, utföras och underhållas rätt för att kunna nå potentialen.

Generellt syfte och funktion för de anläggningstyper som anges i detta avsnitt beskrivs var och en i senare kapitel i inledningen för respektive typ av anläggning, se tabell 2 och 3.

Tabell 2 och 3 visar potentialen för flödesutjämning respektive rening. Om både effektiv rening och effektiv flödesutjämning erfordras behöver bägge dessa vara noterade som större ”++” eller mindre ”+” potential, men om endast en av dessa behövs så räcker det med en notering på den parameter som behövs.

### 3.1 *Potential för fördröjning och/eller trög avledning*

Tabell 3.1 visar fördröjningspotentialen av dagvattenanläggningar. Avseende fördröjning så är det viktigt att särskilja att det både kan finnas ett behov att fördröja kraftiga flöden och att fördröja mer normalstora flöden för att förbättra reningen. Bägge dessa typer kan behövas om anläggningen skall utformas för både rening och flödesutjämning av dimensionerande flöden. Om anläggningen inte behöver fördröja dimensionerande flöden är det en fördel att den utformas för att fördröja normalstora flöden för att förbättra dess reningseffekt.

Tabell 3.1 Potential av dagvattenanläggningar för flödesutjämning,  
 - = liten eller ingen potential, + = mindre potential, ++ = större potential

Kapitelnummer och anläggning	Flödesutjämning/trög avledning		
	Låga flöden	Dim. flöden enligt P110	Extrema flöden
6 FÖRDRÖJNINGSANLÄGGNINGAR	++	++	-
7 DIKEN OCH SVACKDIKEN	+ <sup>1</sup>	+ <sup>2</sup>	+ <sup>3</sup>
8 ÖVERSILNINGSYTOR	+ <sup>2</sup>	-	-
9 BIOFILTER (REGNBÄDDAR, RAIN GARDENS)	++	- <sup>4</sup> + <sup>5</sup>	-
10 INFILTRATIONSANLÄGGNINGAR			
10.1 Permeabla beläggningar (permeabel asfalt, rasterytor)	++	+	- <sup>6</sup>
10.2 Skelettkonstruktion	++	- <sup>7</sup>	-
10.3 Makadamdiken (krossdiken)	++	+	- <sup>6</sup>
11 UNDERJORDISKA RENINGSMAGASIN			
11.1 Sedimentationsmagasin	++	+ <sup>8</sup>	-
11.2 Magasin med filterkasset	++	- <sup>8</sup>	-
11.3 Makadammagasin (perkollationsmagasin, stenkistor)	++	+ <sup>8</sup>	-
11.4 Magasin med vertikalt filter	++	- <sup>4</sup>	-
12 ÖPPNA SEDIMENTATIONSANLÄGGNINGAR			
12.1 Våta dammar	++	+ <sup>8</sup>	-
12.2 Våtmarker	++	+ <sup>8</sup>	-
12.3 Skärmbassänger	++	+ <sup>8</sup>	-

<sup>1</sup> trög avledning eller infiltration beroende på jordförhållanden

<sup>2</sup> trög avledning

<sup>3</sup> avledning möjlig om tillräcklig yta tillgänglig

<sup>4</sup> ”-” och de dim. flödena bräddas då

<sup>5</sup> ”+” förutsätter strypt utlopp från bräddbrunn med anslutning mellan bräddbrunn och utloppet, inte för högt belägen bräddbrunn samt tillräckligt stora dimensioner (area och fördröjningsvolym), denna magasinering krävs dock inte för att uppnå tillräcklig rening (se kapitel 4.3)

<sup>6</sup> ytinfiltrationskapaciteten kan vara mycket hög och klara extrema flöden, avledning kan dock vara problematisk

<sup>7</sup> själva konstruktionen har potential, men inloppskapacitet motsvarar inte dimensionerande flöde för ledningssystem

<sup>8</sup> kan fördröjas om tillräcklig volym kan skapas, krävs dock inte för att uppnå rening (se kapitel 4.3)

### 3.2 Reningspotential

Tabell 3.2 visar reningspotentialen av dagvattenanläggningar. Det som bör observeras och bara finns beaktat för vissa dimensioneringsmetoder är att avskiljning av lösta föroreningar (exempelvis näringsämnen eller lösta metaller) kan kräva större anläggningsdimensioner än avskiljning av t.ex. starkt partikelbundna föroreningar. Reningsprocesserna för olika föroreningar kan vara olika även i samma anläggning; till exempel kan sediment och partikulära föroreningar sedimentera, lösta metaller behöver adsorberas och löst kväve omvandlas. Eftersom reningsprocesserna är olika för olika föroreningar kan exempelvis helt olika utformningar av en våtmark eller ett biofilter krävas för rening av lösta metaller eller löst kväve, trots att det i Tabell 3.2 indikeras att dessa anläggningar har en hög reningspotential för lösta föroreningar. Den förorening som är viktigast att avskilja beror på recipientens tillstånd och befintliga källor i avrinningsområdet.



Tabell 3.2 Reningspotential av dagvattenanläggningar,  
 - = liten eller ingen potential, + = mindre potential, ++ = större potential

Kapitelnummer och anläggning	Reningspotential		
	Låg	Medel	Hög
	Fastläggning av grövre partiklar, eventuell risk för re-suspension	dessutom säker avskiljning och fastläggning av finare sediment och därmed bundna föroreningar	dessutom potential för rening/adsorption av lösta föroreningar
6 FÖRDRÖJNINGSANLÄGGNINGAR	+ <sup>1</sup>	-	-
7 DIKEN OCH SVACKDIKEN	+	- <sup>2</sup> + <sup>3</sup>	-
8 ÖVERSILNINGSYTOR	+	+ <sup>4</sup>	-
9 BIOFILTER (REGNBÄDDAR, RAIN GARDENS)	+	++ <sup>5</sup>	++ <sup>5</sup>
10 INFILTRATIONSANLÄGGNINGAR			
10.1 Permeabla beläggningar (permeabel asfalt, rasterytor)	++	+ <sup>6,7</sup>	- <sup>8</sup>
10.2 Skelettkonstruktion	++	+ <sup>6,7</sup>	+ <sup>5,7</sup>
10.3 Makadamdiken (krossdiken)	++	+ <sup>6,7</sup>	-
11 UNDERJORDISKA RENINGSMAGASIN			
11.1 Sedimentationsmagasin	++	- <sup>9</sup>	-
11.2 Magasin med filterkassett	+	++ <sup>4</sup>	+ <sup>4</sup>
11.3 Makadammagasin (perkolationsmagasin, stenkistor)	++	++ <sup>4,7</sup>	- <sup>8</sup>
11.4 Magasin med vertikalt filter	++	++ <sup>6</sup>	+ <sup>5</sup>
12 ÖPPNA SEDIMENTATIONSANLÄGGNINGAR			
12.1 Våta dammar	++	++	-
12.2 Våtmarker	++	++	++
12.3 Skärmbassänger	++	++	-

<sup>1</sup> fokus på fördröjningsfunktion

<sup>2</sup> om vanligt svackdike med kortklippt gräs

<sup>3</sup> om reningskrav beaktas vid utformning (t.ex. "biodike")

<sup>4</sup> beroende på utformning

<sup>5</sup> reningspotential mycket beroende på utformning (t.ex. val av filtermaterial och skötsel)

<sup>6</sup> dock risk för igensättning

<sup>7</sup> att genomföra skötsel (sedimentborttagning) kan vara svår

<sup>8</sup> kan i vissa fall även avskilja lösta föroreningar. Dock avancerad rening i regel inte prioriterad och ofta svårt att underhålla, därför "-"

<sup>9</sup> kan beroende på storlek och utformning också vara "+"

Uppskattad reningseffekt för en dimensionerad dagvattenanläggning skall inte tas direkt från denna eller liknande tabeller utan beräknas/uppskattas från olika plats- och utformningsspecifika parametrar. Vilka av dessa som bedöms viktigast skiljer sig åt mellan olika anläggningstyper och redovisas för respektive anläggning.

Reningen i de flesta dagvattenreningsanläggningar är en kombination av ett flertal processer. Den kan ske genom mekanisk, kemisk och/eller biologisk avskiljning. Generella reningsprocesser är t.ex. sedimentation, adsorption, växtupptag, nitrifikation/denitrifikation med flera. Mer detaljer kring reningsprocesser som är specifika för respektive typ av anläggning redovisas under respektive anläggningstyp.

Det är ytterst viktigt att vid dimensionering av en reningsanläggning ta hänsyn till reningsprocesserna som krävs för de ämnen som ska renas och att skapa förhållanden som gynnar dessa processer. Val av parametrar vid dimensionering kan påverka reningsfunktionen avsevärt. Till exempel kan samma biofilterkonstruktion rena fosfor mycket effektivt med ett filtermaterial medan den lakar mycket höga fosforhalter med ett annat material. Att endast anta generella schablonvärden för reningseffekt är därför inte tillräckligt.

Det är viktigt att beakta att reningsprocesserna är långvariga och irreversibla. Om t.ex. växtupptag ska vara långvarig behöver växterna skördas eftersom de ackumulerade föroreningarna annars frigörs igen vid nedbrytning av växterna. Samma gäller adsorption av metaller och andra föroreningar på organiskt material i filteranläggningar (t.ex. kompost i biofilter). Även här frigörs föroreningarna på sikt.

Drift och underhåll av anläggningen är viktigt för att bibehålla en effektiv avskiljning.

En viktig parameter som påverkar reningseffekten för en dagvattenanläggning är storleksförhållandet mellan anläggningen och reducerad avrinningsyta (area  $\times$  avrinningskoefficient), vilken även kan uttryckas som flödes- eller volymsbelastningen på anläggningen (Larm och Alm, 2014; Vikström m.fl., 2004). I denna rapport anges detta genom olika retentionskoefficienter för respektive anläggningstyp. Dessa anges som rekommenderade värden och ett intervallvärde. Intervallet ger en generell rekommendation/vägledning utifrån vad som oftast används, men det kan finnas platsspecifika förhållanden och krav som gör att andra värden kan behövas användas. Ett lägre värde ger lägre reningseffekt än ett högre värde. Ett lägre värde (mindre storlek) ger också mindre kapacitet att ta emot avrinning medan ett högre ger större kapacitet.

Inkommande koncentrationer är en parameter som påverkar reningseffekten (i procent) för alla anläggningar. Högre inloppshalt medför t.ex. en högre procentuell reningsgrad jämfört med lägre inkommande koncentrationer (men kan ändå ge högre utloppshalt). Övriga viktiga påverkande parametrar är flödesutjämnings effekter (reglerat utlopp), maximalt inflöde (bräddning) och anläggningens geometri, s.k. ”hydraulisk effektivitet” (Larm och Alm, 2014; Vikström m.fl., 2004). Ytterligare en viktig parameter som påverkar reningseffekten är Minsta möjliga utloppshalt, en halt som normalt inte kan underskridas p.g.a. interna processer i anläggningarna och som kan stoppa reningseffekten vid viss ämnesspecifik utloppshalt. Exempel är frigörelse av ämnen från växter vid deras nedbrytning och att material såsom filter och biofilter innehåller ämnen som kan läcka ut, t.ex. fosfor från jorden i biofilter (Larm och Wahlsten, 2018; Larm och Wahlsten, 2019).

### **3.3 Underhållsbehov, placering och tillgänglig yta**

Tabell 3.3 visar val avseende underhållsbehov, placering och tillgänglig yta för anläggning. Avseende underhållsbehovet ger tabellen endast en

överslagsmässig bedömning om det är mindre eller mer behov av skötsel i jämförelse med andra liknande anläggningstyper. För mer specifika typer av skötsel som erfordras hänvisas till senare kapitel där respektive anläggningstyp beskrivs. Exempel på skötselinsatser är borttagning av sediment, slamsugning, byte av filter eller filtermaterial, klippning av gräs, rensning av ogräs och borttagning av skräp. Ett generellt bedömt lågt skötselbehov kan ändå innebära frekvent skötsel men att mer omfattande skötselinsatser såsom borttagning av sediment och byte av filtermaterial sker mindre frekvent.

Tabell 3.3 Underhållsbehov och placering i avrinningsområde samt erforderlig tillgänglig yta (ytbehov). En anläggning som erfordrar mindre tillgänglig yta (har ett litet ytbehov) i sista kolumnen ger "+/++" (stor/större potential) och vice versa.

Kapitelnummer och anläggning		Underhållsbehov	Placering		Erforderlig tillgänglig yta (ytbehov)
		Låg (L) Medel (M) Hög (H)	Lokal	End of pipe	Liten (+/++) = stor/ större potential. Stor (-) = liten potential
6	FÖRDRÖJNINGSANLÄGGNINGAR	L	x	x	<sup>1</sup>
7	DIKEN OCH SVACKDIKEN	L	x	(x)	+
8	ÖVERSILNINGSYTOR	L	x		+
9	BIOFILTER (REGNBÄDDAR, RAIN GARDENS)	H	x	(x)	++
10	INFILTRATIONSANLÄGGNINGAR				
10.1	Permeabla beläggningar (permeabel asfalt, rasterytor)	H	x		++
10.2	Skelettkonstruktion	H	x		++
10.3	Makadamdiken (krossdiken)	H	x		+
11	UNDERJORDISKA RENINGSMAGASIN				
11.1	Sedimentationsmagasin	M	x	x	++
11.2	Magasin med filterkassett	H <sup>2</sup>	x		++
11.3	Makadammagasin (perkulationsmagasin, stenkistor)	H <sup>2,3</sup>	x	x	++
11.4	Magasin med vertikalt filter	H <sup>2</sup>	x		++
12	ÖPPNA SEDIMENTATIONSANLÄGGNINGAR				
12.1	Våta dammar	L	(x)	x	-
12.2	Våtmarker	L		x	-
12.3	Skärmbassänger	L		x	++ <sup>4</sup>

<sup>1</sup> volymen är avgörande och kan inte minskas

<sup>2</sup> underjordiska anläggningar kan vara mycket svåra att underhålla

<sup>3</sup> sedimenttömning av makadammagasin kan vara omöjligt utan att gräva upp hela anläggningen

<sup>4</sup> anläggning i recipienten, därför ingen erforderlig yta i avrinningsområdet

Dessutom har det tagits hänsyn till antalet anläggningar som krävs: ett biofilter och en våtmark kräver båda ungefär lika mycket underhåll; en enda större "end-of-pipe"-anläggning (damm, våtmark) kan exempelvis rena vattnet från ett stort avrinningsområde medan det behövs ett mycket stort antal små lokala anläggningar (t.ex. mindre biofilter eller brunnsfilter) för att uppnå samma effekt. Det stora antalet små anläggningar kräver sammantaget betydligt mer underhåll än den enda "end-of-pipe"-anläggningen.

Placeringen avser om anläggningstypen normalt lokaliseras uppströms eller lokalt inom området, vilket ofta erfordrar fler utspridda anläggningar, eller

nedströms som en s.k. ”end of pipe”-lösning för att omhänderta dagvatten från större områden på en plats närmare eller i recipienten.

Det bör noteras att avseende Erforderlig tillgänglig yta så kan en liten tillgänglig yta, vilket skulle ge ”+” (större potential), innebära att anläggningen dimensioneras för ett litet delavrinningsområde. Sett totalt till ett större avrinningsområde kan summan bli att en större tillgänglig yta erfordras, vilket skulle ge ”-” (mindre potential). Många små biofilteranläggningar kan t.ex. dimensioneras för samma storleksförhållande mot reducerat avrinningsområde (area x avrinningskoefficient) som en damm eller våtmark.

### 3.4 Systemlösningar

Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3 kompletterar varandra. Ofta behöver flera anläggningar vid olika ställen i ett avrinningsområde kombineras för att uppnå olika syften. De olika anläggningstyperna kan fungera i ett system där man kan seriekoppla olika typer av anläggningar för att få bättre funktion för rening och/eller flödesutjämning vid olika punkter.

En kombination av rening och flödesutjämning i en och samma anläggning kan spara plats och utgöra en kostnadseffektiv systemlösning. Rekommenderade metoder för att dimensionera erforderlig area och/eller volym för rening anges under avsnitten för respektive reningsanläggning i rapporten. Detsamma för att dimensionera erforderlig volym för flödesutjämning anges i kapitel 4.2. Om t.ex. en damm eller ett biofilter har dimensionerats för rening, vilket ger en viss anläggningsarea, så kan beräknad fördröjningsvolym för fördröjning av kraftiga flöden resultera i en för hög reglerhöjd, med risk för uppdämning i systemet uppströms eller översvämning av den mark som omger anläggningen. Detta kan lösas genom systemlösningen att öka arean för rening varmed reglerhöjden kommer att minska. Alternativt kan detta lösas genom att ange ett högre utflöde, men det beror på flödeskapaciteten nedströms.

Reningseffekten efter två eller fler anläggningar i serie med en viss area eller volym beräknas bli högre än motsvarande effekt för en enskild anläggning med samma area eller volym. Detta fås efter beräkning med de logaritmiska empiriska samband som finns mellan areaförhållandet (permanent vattenarea dividerat med avrinningsområdets reducerade area) och reningseffekten eller mellan volymförhållandet (anläggningens permanenta vattenvolym och medelavrinningsvolymen) och reningseffekten (Larm och Alm, 2014; Larm och Alm, 2016). Det kan i fallet av en damm eller våtmark även förklaras av ökad hydraulisk effektivitet med effektivare sedimentering i första anläggningen, strypning av utflödet från denna och lugnare förhållanden i den efterföljande anläggningen. Det senare resulterar i ökad sedimenteringseffekt av mindre partiklar och därpå bundna föroreningar.

Att anlägga någon typ av sedimenteringsåtgärd som försteg till en anläggning med vegetation eller filter minskar risken för igensättning och

minskar därmed skötselbehovet i denna. Detta kan också integreras inom anläggningen, t.ex. en fördamm med efterföljande huvuddamm.

Dagvattnet ska fördröjas så långt som möjligt för att reducera både toppflöden och utsläpp av föroreningar (Svenskt Vatten, 2016). Att anlägga en fördröjningsanläggning innan en reningsanläggning minskar toppflödena in till reningsanläggningen vilket kan ge högre rening p.g.a. minskad risk för erosion samt uppvirvling (resuspension) från reningsanläggningens sediment. Fördröjningsvolymen föreslås dimensioneras enligt Ekvation 5.4 (Svenskt Vatten, 2016), eller omformulerad som Ekvation 5.5. En sådan föregående fördröjning minskar också reglerhöjden i reningsanläggningen varmed den kanske kan anläggas närmare marknivån, beroende på vilken typ av reningsanläggning det gäller. Denna typ av systemlösning kan också minska behovet av bräddning.

## 4 Dimensionerande flöden, regndjup, återkomsttider och varaktigheter

För dimensionering av dagvattenanläggningar behöver olika dimensionerande flöden användas beroende på anläggningens syfte och anläggningsdelarnas funktion. Olika delar i en anläggning kan behöva dimensioneras för olika flöden,  $Q_{dim}$ . Till exempel dimensioneras filtret i ett biofilter för ett lägre flöde för rening (kapitel 4.2) och bräddbrunnen samt inloppet för ett högre flöde för avledning (kapitel 4.1). Sedan kontrolleras vattenhastigheten genom filtret för mer extrema flöden (kapitel 4.4) för att t.ex. kunna bedöma erosionsrisken. En dagvattendamm där endast rening prioriteras dimensioneras för lägre flöden för rening (kapitel 4.2), medan högre flöden (kapitel 4.1) kan ledas förbi eller bräddas över utloppsskibord. Om syftet är både rening och flödesfördröjning behöver anläggningens fördröjningsvolym dimensioneras för högre flöden.

Dimensionering efter extrema skyfall kan medföra stora schaktkostnader men man kan schakta för ett dimensionerande regn med kortare återkomsttid, t.ex. 2–10 år, och beräkna översvämningens volym och reglerhöjd vid extrema skyfall, t.ex. 100-årsregn, samt säkerställa att inte uppdämning sker så att viktiga ytor översvämmas.

### 4.1 Dimensionerande flöde, rinntid eller varaktighet för avledning eller fördröjning

Traditionellt har det dimensionerande flödet baserats på intensiva regn med återkomsttider på 1–10 år och olika dimensionerade rinntider. Det rekommenderas att flöden från intensiva regn används när huvudsyftet är flödestransport och/eller flödesutjämning samt för kontroll av högsta vattennivåer och för dimensionering av nödutlopp för att förhindra översvämning. För dagvattenrening rekommenderas betydligt kortare återkomsttider, se kapitel 4.2. För dagvattenavledning eller flödesutjämning används de minimikrav på dimensionerande flöden som rekommenderas i P110 (Svenskt Vatten, 2016). Dessa beror på bebyggelse (gles bostadsbebyggelse, tät bostadsbebyggelse och centrum-/affärsområden). Rekommenderad återkomsttid för trycklinje i marknivå är mellan 10 och 30 år.

För avledning (flödestransport i ledningar, diken eller rännor) blir dimensionerande rinntid dimensionerande, vilken är 10 minuter eller längre beroende på dimensionerande rinnsträcka och vattenhastighet, d.v.s. dimensionerande rinntid (P110).

För flödesutjämning blir den regnvaraktighet som ger maximal fördröjningsvolym dimensionerande (P110), vilken blir längre ju lägre utflöde (l/s) som blir dimensionerande, se Kapitel 5. Vid dimensionering av fördröjningsvolym är det därför oftast inte samma korta varaktighet som för avledning som är dimensionerande.

## 4.2 Dimensionerande flöde för rening

Reningsanläggningar måste dimensioneras baserat på att behandla flöden från mindre avrinningstillfällen (WEF och ASCE, 2012). Den största delen av årligt transporterad föroreningsmängd kommer under mindre regn och deras avrinning. Därför ligger det dimensionerande flödet för reningen i regel betydligt lägre än för avledning och/eller fördröjning. Genom detta kan man begränsa anläggningarnas ytbehov avsevärt vilket möjliggör kostnadseffektiva anläggningar. Kortare återkomsttider medför att mer vatten leds förbi anläggningen (bräddas) vilket dock accepteras för reningsanläggningar eftersom den avgörande faktorn för funktionen *inte är maxflödet utan andel omhändertagen årsvolym*. Om alla ”vanliga” regn omhändertas och renas kan en mycket stor andel av den årliga nederbördsvolymen (och därmed föroreningar) tas omhand på årsbasis, trots att några kraftiga skyfall bräddas.

Man kan dimensionera efter ett inflöde som motsvarar 80–90 % av årsnederbördens volym (Andersson m.fl., 2016; New York State, 2015; Urbanas, Roesner och Guo, 1996; WEF och ASCE, 2012). Storleken på detta flöde (l/s) eller den intensitet det motsvarar (l/s/ha) varierar efter plats-specifika regnförhållanden. I Svenskt Vatten publikation P104 (Svenskt Vatten, 2011a) finns diagram som anger regnintensitet (l/s/ha) som funktion av nederbördsvolym, med vilkas hjälp man kan välja inflöde och ange hur stor del av årsvolymen som passerar. Resterande andel av flödet leds förbi anläggningen i dessa fall genom att bräddas inom eller innan anläggningen. Detta förutsätter att det inte finns ett krav på flödesutjämning av kraftiga flöden i samma reningsanläggning.

Vid bräddning innan anläggningen minskas toppflödena som passerar anläggningen och därmed eventuell risk för erosionskador och uppvirvling av sediment och därpå partikelbundna föroreningar. Denna risk bör utredas och bedömas från fall till fall. Alternativet att leda in allt dagvattenflöde ger behandling av större andel av årsvolymen och minskar risken för obehandlat dagvatten till recipienten, t.ex. i fall med olyckor med farligt gods om dessa skulle ske under kraftiga regn.

Ibland kan det finnas krav på att leda in allt dagvatten vid dimensionerande återkomsttid; att inte få leda förbi dimensionerande flöden. Det kan t.ex. vara när recipienten nedströms är känslig för större flöden eller när det finns risk att utsläpp sker vid höga flöden som skulle kunna ge akuttoxiska effekter i recipienten om dessa utsläpp inte behandlas. Det kan röra sig om utsläpp vid olyckor med farligt gods från en motorväg. I sådana fall där det alltså finns krav på rening och flödesutjämning av höga flöden så behöver allt dagvatten, upp till dimensionerande flöden för avledning enligt kapitel 4.1, ledas in och renas samt fördröjas i den kombinerade renings- och fördröjningsvolymen.

### 4.3 Dimensionerande volym och regndjup för rening

Även om man kan leda in dimensionerande flöden rekommenderas att inte dimensionera reningsvolymen efter dessa flöden, utan istället dimensionera efter dimensionerande regndjup för att säkerställa tillräcklig volym för bra rening och sedimentering inte minst mellan regnen. I dammar och våtmarker sker t.ex. en stor del av den årliga reningen genom sedimentering under torra perioder mellan avrinningstillfällen.

En dimensioneringsmetod som särskilt rekommenderas för reningsanläggningar är att dimensionera efter en angiven årlig avrinningsvolym som ska behandlas i anläggningen. Vilken volym (dvs. vilket regndjup) som motsvarar vilken andel av årsnederbörden skiljer sig mellan olika regioner eller städer. Vilket regndjup ( $r_d$ ) som reningsanläggningar dimensioneras för beror utöver dessa lokala/regionala regnförhållanden även på plats-specifika förhållanden, och särskilt vilka platsspecifika krav på rening och/eller fördröjning som gäller. Rimliga generella antaganden för svenska förhållanden uppskattas vara att dimensionera efter ett regndjup mellan 10 och 20 mm (Andersson m.fl., 2016; Stockholms stad, 2017; Larm 2000b; Larm, 2000c; Urbonas, Roesner och Guo, 1996), men kraven kan medföra att regndjup utanför detta intervall blir dimensionerande. Beroende på anläggningstyp och utformning kan hänsyn tas till avtappning under det pågående regnet och därmed kan det erforderliga regndjupet minskas.

Ett exempel där regndjupet används för dimensionering av reningsanläggningar är Stockholm stads så kallade åtgärdsnivå på 20 mm vilken i Stockholm beräknats motsvara cirka 90 % av årsnederbördsvolymen, d.v.s. den totala årliga avrinningsvolymen (10 mm motsvarar där ca. 76 % och 15 mm ca. 86 %) (Andersson m.fl., 2016; Stockholms stad, 2017).

Det är också vanligt internationellt (New York State, 2015; WEF och ASCE, 2012) att dimensionera reningsanläggningar för dagvatten så att de behandlar en s.k. vattenkvalitetsvolym,  $V_Q$  (Water Quality Volume, WQV) som skall tömmas efter en angiven tömningstid (tout). Vattenkvalitetskriterier definierar storleken och tömningstiden på reningsanläggningen som behövs för att fånga och rena en viss andel av årlig avrinningsvolym (WEF och ASCE, 2012). Denna volym väljs också så att en stor procent av årlig avrinningsvolym behandlas. En tillräckligt stor volym skall alltså dimensioneras för att tömmas under tillräckligt lång tid för att ge effektiv rening (WEF och ASCE, 2012). Det finns även en maximal tömningstid som kan bestämmas baserat på statistik på torrperioder mellan regntillfällen så att anläggningen har tillräcklig kapacitet tillgänglig när ett nytt regn kommer (WEF och ASCE, 2013; Stockholms stad, 2017).  $V_Q$  beräknas ur Ekvation 4.1 (New York State, 2015; WEF och ASCE, 2012; Larm, 2000b; Larm, 2000c; Urbonas, Roesner och Guo, 1996), där enhetsomvandlaren 10 används för att få för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.



$$V_Q = 10 \cdot r_d \cdot \varphi_V \cdot A \quad 4.1$$

$V_Q$  Vattenkvalitetsvolym ( $m^3$ )

$r_d$  Regndjup (mm)

$\varphi_V$  Volymavrinningskoefficient (-)

A Avrinningsområdets area (ha)

$V_Q$  inkluderar avrinning upp till dimensionerande regndjup och en dimensionerande andel av årlig avrinningsvolym, normalt 90 % (New York State, 2015) men som kan variera mellan 80–90 % vilket i USA bedöms ge en  $V_Q$  som är 30–60 % större än avrinningsvolymen från ett medelregn (WEF och ASCE, 2012). I Ekvation 4.1 används uppskattad årlig volymavrinningskoefficient ( $\varphi_V$ ). Schablonvärden för  $\varphi_V$  per markanvändning rekommenderas användas (Larm, 2000c) och att de anpassas inom intervall för platsspecifika förhållanden såsom marklutning och markens infiltrationskapacitet. Valt regndjup i ekvationen kan anpassas till hur stor del av årsvolymen som ska behandlas och till erforderlig reningseffekt (WEF och ASCE, 2012; Larm, 2000c). Tillkommande avrinning som överskrider detta regndjup förekommer sällan och innehåller en liten del av årsvolymen och av årlig föroreningsmängd (WEF och ASCE, 2012). Utifrån beräknad anläggningsvolym kan man sedan beräkna vilken reningseffekt den volymen eller motsvarande area ger, genom att använda empiriska samband (mätdata) mellan data i ekvationen och empiriska reningseffekter baserade på flödesproportionell provtagning (Larm och Alm, 2016). Dessa effekter ger beräknade halter och mängder föroreningar i utflödet från anläggningen, vilka kan jämföras med specifika krav med hänsyn till recipienten. Man kan ändra dimensionerande regndjup och beräkna ändrad reningseffekt tills kraven uppfylls. Vilka parametrar som framförallt bedöms påverka reningseffekten är olika för olika anläggningstyper (Larm och Wahlsten, 2019; Larm och Alm, 2016). Dessa redovisas i kapitel 7–13 om dimensionering av respektive anläggningstyp.

Dessa svenska respektive internationella dimensioneringsmetoder har alltså gemensamt att de använder ett dimensionerande regndjup som motsvarar en viss andel av årlig avrinningsvolym, normalt 80–90 %. För underjordiska magasin rekommenderas denna metod, för vilken Ekvation 4.1 används, men det finns även ett diagram i Svenskt Vatten publikation P104 (Svenskt Vatten, 2011a: Figur 3.9) som anger årlig volym som funktion av regndjup samt uppehållstid mellan regn. Med hjälp av detta kan man välja dimensionerande regndjup (mm). För övriga anläggningstyper rekommenderas istället att i första hand använda empiriskt framtagna samband mellan erforderlig anläggningsarea i förhållande till avrinningsområdets reducerade area (area  $\times$  avrinningskoefficient). Dessa samband anges under respektive anläggningstyp i denna rapport. Olika areaförhållanden ger olika reningseffekt, men övriga specifika parametrar påverkar också erhållen reningseffekt (Larm och Alm, 2014; Larm och Alm, 2016).

#### **4.4 Extrema flöden**

Om inte särskilda krav föreligger, dimensioneras dagvattenanläggningar inte för mycket extrema regn. Dessa behöver avledas ytligt, t.ex. längs så kallade skyfallsvägar genom anpassad höjdsättning (som diskuteras utförligt i P110). För dagvattenanläggningar bör kontroll däremot även ske för regn med återkomsttiderna 50–100 år beroende på hur allvarliga effekter som en översvämning kan orsaka (t.ex. maximal flödes hastighet genom anläggningen vid ett extremt regn för att kunna bedöma risk för erosion i ett biofilter eller ett svackdike och/eller re-suspendering av sediment från en damm).

## 5 Flödesutjämning och varaktigheter

Detta kapitel redovisar beräkning av erforderlig fördröjningsvolym för dagvattenanläggningar med huvudsyfte eller delsyfte (ihop med rening) att fördröja dimensionerande dagvattenflöden. Samma beräkning används också för dimensionering av magasinvolym av infiltrationsanläggningar. I dimensioneringen av erforderlig fördröjningsvolym i dagvattenanläggningar som redovisas senare i rapporten hänvisas till detta kapitel. Detaljerade beskrivningar av dessa beräkningsmetoder finns i P110 (Svenskt vatten, 2016; kapitel 9).

Först redovisas en förenklad metodik som inte tar hänsyn till rinntiden, framförallt med syfte att enklare beskriva den principiella fördröjningsprocessen. Därefter redovisas den metod som generellt rekommenderas för beräkning av erforderlig fördröjningsvolym. Den senare tar hänsyn till rinntiden i området. Bägge metoderna bygger på att erforderlig fördröjningsvolym beräknas vid den regnvaraktighet som ger maximal volym. Denna varaktighet är i regel betydligt längre än den för dimensionerande flöden.

### 5.1 Beräkning utan hänsyn till rinntiden

Denna enklare beräkningsmetod bygger på intensitets-varaktighets-samband. Denna metod tar inte hänsyn till rinntiden och tenderar därmed till att överskatta magasinvolymen. Den kan användas för dimensionering av magasinvolym för små tillrinningsområden, men det rekommenderas ändå generellt att använda den metod som tar hänsyn till rinntiden, d.v.s. att använda ekvationerna i avsnitt 5.2. De bägge metoderna ger ungefär samma resultat för små tillrinningsområden (mindre än några hektar) och hårt ströpta utflöden (Svenskt Vatten, 2016).

För beräkning av magasinvolym är volymen relevant, inte det maximala flödet. Långa regn (= lång varaktighet) med ganska låg intensitet ger högre volymer än korta, intensiva regn (Figur 5.1, blå linje). Därför måste magasinvolymen enligt ekvation 5.1 (Svenskt Vatten, 2011a) beräknas för olika varaktigheter.

$$V_{d,max} = V_{in} - V_{out} \quad 5.1$$

$V_{d,max}$  Max erforderlig fördröjningsvolym, magasinvolym ( $m^3$ )

$V_{in}$  Tillrinningsvolym ( $m^3$ )

$V_{out}$  Avtappningsvolym ( $m^3$ )

När  $Q_{out} < Q_{in}$  fylls magasinet och när  $Q_{out} > Q_{in}$  töms magasinet.  $V_{in}$  och  $V_{out}$  beräknas med ekvationerna 5.2 och 5.3 (Svenskt Vatten, 2011a), i vilka enhetsomvandlarna 0,06 respektive 60 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_{in} = Q_{dim} \cdot t_r \cdot 0,06 = I \cdot A_d \cdot \varphi_d \cdot t_r \cdot 0,06 \quad 5.2$$

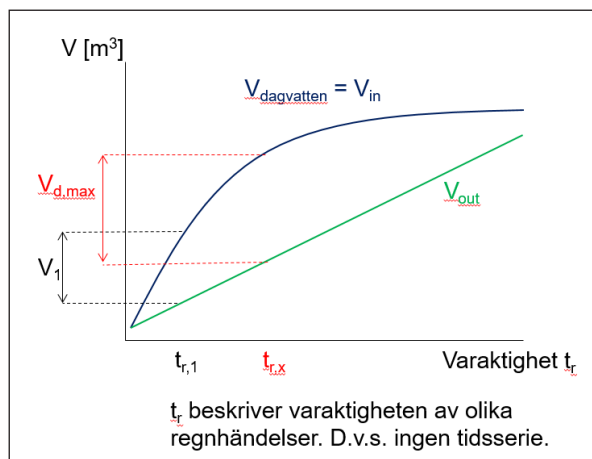
- $Q_{dim}$  Dimensionerande flöde till anläggning, dagvatteninflöde (l/s)  
 $t_r$  Varaktighet (min)  
 $I$  Regnintensitet (l/s/ha) vid viss återkomsttid  
 $A_d$  Dimensionerande avrinningsyta (ha)  
 $\varphi_d$  Dimensionerande avrinningskoefficient (-)

Regnintensiteten  $I$  beräknas med Dahlströms ekvation (Dahlström, 2010) om  $t_r < 24$  timmar. Vid extremt strypta utflöden, t.ex. som kan bli fallet med dikningsföretag nedströms med flödeskrav på t.ex. 1,5 l/s/ha, kan det bli frågan om varaktigheter som är 24 timmar eller längre innan  $V_{d,max}$  erhålls. För sådana långa varaktigheter, från ett till fyra dygn, kan intensiteten beräknas enligt Dahlström (1979) som använder regionala s.k. Z-värden och där  $Z = 12$  avser östkusten,  $Z = 24$  avser västkusten och  $Z = 18$  representerar övriga Sverige enligt P110 (Svenskt Vatten, 2016).

$$V_{out} = Q_{out,m} \cdot t_r \cdot 0,06 \quad 5.3$$

- $V_{out}$  Avtappningsvolym ( $m^3$ )  
 $Q_{out,m}$  Dimensionerande utflöde, medelutflöde enligt Svenskt Vatten P104 och P90 (l/s)  
 $t_r$  Varaktighet (min)

Avtappningen antas vara konstant. Ingen hänsyn tas till fyllnadsgrad mm. Den maximala avtappningen beror på plats specifika faktorer och kan t.ex. vara den maximala kapaciteten i dagvattensystemet nedströms eller i recipienten eller beror på markens infiltrationsförmåga vid dimensionering av infiltrationsanläggningar.



Figur 5.1 Illustration av bestämning av erforderlig magasinvolym utan hänsyn till rinntid. För den varaktigheten där differensen mellan  $V_{in}$  och  $V_{out}$  är störst inträffar  $V_{d,max}$ .

## 5.2 Beräkning med hänsyn till rinntiden

Ekvation 5.4 används för beräkning av specifik magasinsvolym med hänsyn till rinntid (Stahre, 1979; P110, Svenskt Vatten, 2016, men med reviderade notationer enligt rättningslistan). Termen ” $-K \cdot t_r$ ” i Ekvation 5.4 i P110 saknas (tryckfel) i rapporten (personlig kontakt med Gilbert Svensson). Enhetsomvandlaren 0,06 används för att få övriga parametrar i angivna enheter.

$$V_s = 0,06 \cdot [I \cdot t_r - K \cdot t_r - K \cdot t_c + ((K^2 \cdot t_c) / I)] \quad 5.4$$

$V_s$  Specifik magasinsvolym ( $m^3/ha_{red}$ )

$I$  Regnintensitet ( $l/s/ha$ ) vid visst  $t_c$  och återkomsttid ( $I$  enligt Dahlström, 2010 för  $t_r < 24$  timmar, annars  $I$  enligt Dahlström, 1979 (Svenskt Vatten, 2016))

$t_r$  Regnvaraktighet (min)

$t_c$  Dimensionerande rinntid (koncentrationstid) (min)

$K$  Specifik medelavtappning från magasinet ( $l/s/ha_{red}$ )

Erforderlig fördröjningsvolym  $V_{d,max}$  ( $m^3$ ) har härletts från Ekvation 5.4 (vilket resulterat i Ekvation 5.5–5.8 som rekommenderas att användas för att mer direkt beräkna erforderlig fördröjningsvolym ( $m^3$ ) i dagvattenanläggningar utifrån angivet maximalt utflöde:

$$V_{d,max} = 0.06 \cdot t_r \cdot (Q_{dim} - Q_{out,m}) - V_c \quad 5.5$$

$V_{d,max}$  Maximalt erforderlig fördröjningsvolym ( $m^3$ )

$t_r$  Regnvaraktighet (min)

$Q_{dim}$  Dimensionerande flöde till anläggning ( $l/s$ )

$Q_{out,m}$  Dimensionerande utflöde, medelutflöde enligt Svenskt Vatten P104 och P90 ( $l/s$ )

$V_c$  Den utjämnande effekten på erforderlig fördröjningsvolym som tillrinningsförloppet innebär enligt Svenskt Vatten P110 ( $m^3$ )

Enhetsomvandlaren 0,06 i Ekvation 5.5 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

Följande ekvationer 5.6–5.7 (Larm, 2013) rekommenderas användas för att beräkna två av parametrarna i Ekvation 5.6:

$$Q_{dim} = f_c \cdot I \cdot \varphi_d \cdot A_d \quad 5.6$$

$Q_{dim}$  Dimensionerande flöde till anläggning ( $l/s$ )

$f_c$  Klimatfaktor (-)

$I$  Regnintensitet ( $l/s/ha$ ) vid visst  $t_c$  och återkomsttid ( $I$  enligt Dahlström, 2010 för  $t_r < 24$  timmar, annars  $I$  enligt Dahlström, 1979 (Svenskt Vatten, 2016))

$\varphi_d$  Dimensionerande avrinningskoefficient (-)

$A_d$  Dimensionerande avrinningsyta (ha)

$$Q_{\text{out,m}} = Q_{\text{out}} \cdot f_{\text{Qred}} \quad 5.7$$

$Q_{\text{out,m}}$  Dimensionerande utflöde, medelutflöde enligt Svenskt Vatten P104 och P90 (l/s)

$Q_{\text{out}}$  Avtappning (l/s)

$f_{\text{Qred}}$  Faktor för minskning av dimensionerade utflöde med hänsyn till att utloppsförloppet inte är maximalt annat än vid max reglerhöjd. Normalt: 2/3 (Svenskt Vatten P90), om flödesregulator: 0,95, om pumpat utflöde: 1,0.

Ekvation 5.8 (har härletts från Ekvation 5.4 (Svenskt Vatten, 2016):

$$V_c = 0.06 \cdot t_c \cdot Q_{\text{out,m}} \cdot (1 - (((Q_{\text{out,m}} / (\varphi_d \cdot A_d)) / (I \cdot f_c)))) \quad 5.8$$

$V_c$  Den utjämnande effekten på erforderlig fördröjningsvolym som tillrinningsförloppet innebär (Svenskt Vatten, 2016) (m<sup>3</sup>)

$Q_{\text{out,m}}$  Dimensionerande utflöde, medelutflöde enligt Svenskt Vatten P104 och P90 (l/s)

$\varphi_d$  Dimensionerande avrinningskoefficient (-)

$A_d$  Dimensionerande avrinningsyta (ha)

$t_c$  Dimensionerande rinntid (koncentrationstid) (min)

$I$  Regnintensitet (l/s/ha) vid visst  $t_c$  och återkomsttid ( $I$  enligt Dahlström, 2010 för  $t_r < 24$  timmar, annars  $I$  enligt Dahlström, 1979 (Svenskt Vatten, 2016))

$f_c$  Klimatfaktor (-)

Enhetsomvandlaren 0,06 i Ekvation 5.8 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$Q_{\text{dim}}$  beräknas i Ekvation 5.6, men om kapaciteten i transportsystemet uppströms fördröjningsanläggningen är begränsad till ett visst maxvärde så används detta istället för större beräknade flöden, men för längre varaktigheter som ger mindre flöde än detta maxvärde så används det mindre flödet.

Fördröjningsvolymen ( $V_d$ ) dimensioneras för att utjämna flödet vid ett regn med dimensionerande återkomsttid ner till önskat utflöde, med hänsyn till flödeskapaciteten nedströms.

### 5.3 Modellering med långtidsregnserier

En datorstödd modell, t.ex. SWMM eller Mike Urban, kan användas för att beskriva fyllning och tömning av magasin för en längre regnserie och ett specifikt avrinningsområde. Sannolikheten för att magasinets kapacitet överskrids (d.v.s. återkomsttiden) beräknas. Ofta används CDS-regn med olika varaktighet för denna typ av analyser. På detta sätt kan utformningen av fördröjningsmagasin optimeras jämfört med blockregn. Ofta kalibreras modellen mot verkliga regn. Ännu bättre är att använda långtidsregnserier vilket rekommenderas t ex. i Tyskland av DWA (2013). En sådan regnserie täcker också fall där magasinet inte är tomt innan regnet vilket inte är fal-

let med CDS. Regnserien bör vara tillräckligt långa för att undvika extrapolering av resultaten, d.v.s. seriens längd måste överskrida återkomsttiden.

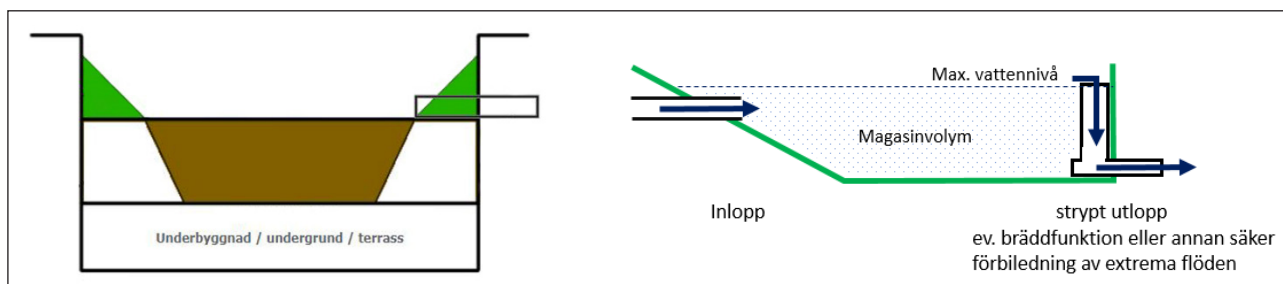
I motsats till ovan beskrivna metoderna behövs mera omfattande indata, en kalibrerad avrinningsmodell och en större tidsåtgång. Detta kan dock vara nödvändigt vid dimensionering av större anläggningar med större tillrinningsområden och/eller när extrema regn riskerar ge så höga reglernivåer att vattnet kan dämna upp i systemet uppströms och riskerar orsaka översvämningsskador. Modellen skall då klara att beakta nivåer, flödesdynamik med tryckförluster i transportsystemet. Det senare ger behov av mycket mer indata. Exempelvis behövs ledningssystemet, dess nivåer och dimensioner samt brunnar m.m. läggas in som indata.

## 6 Fördröjningsanläggningar

### 6.1 Torra (fördröjnings)dammar

#### Inledning: syften och funktion

Torra dammar är nedsänkta gröna ytor som fylls med vatten vid höga dagvattenflöden. Därmed minskar de maximala flödena nedströms. Figur 6.1 visar principskisser på torra (fördröjnings)dammar.



Figur 6.1 Principskisser på torra fördröjningsdammar

De utformas med bottenutlopp som kan strypas, vilket innebär att flödet nedströms regleras. Vid hög avrinning av vatten bildas en tillfällig vattenspegel som sedan försvinner successivt då tillrinningen avtar. Även om huvudsyftet i regel är fördröjning, kan torra dammar ha en viss renings-effekt på dagvattnet, främst genom sedimentation av grövre sediment. Eftersom en lagringsvolym för sediment saknas finns risk för re-suspendering av sediment vid senare tillfälle. Främst vid mindre regn sker infiltration genom botten på den torra dammen (beroende på jordförhållandena).

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar, se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### Utformning: inlopp, utlopp och material



Figur 6.2 Torra dammar med inlopp och ränna (höger)



Inlopp: Inloppet kan vara en dagvattenledning eller ett öppet dike, se exempel i Figur 6.2. Erosionsskydd behöver installeras. Säkerhetsaspekter behöver beaktas (t.ex. galler framför inloppsledning såsom i Figur 6.2). Vid basflöde behövs en bottenränna genom anläggningen för att minska erosionsrisker (Figur 6.2). Själva torrdammen är i regel gräsbevuxen.

Utloppskonstruktionen är avgörande för flödet nedströms. Den behöver dimensioneras hydrauliskt så att flödet inte överstiger det maximalt tillåtna flödet. Konstruktionen kan vara en strypt ledning eller liknande. Risk för ansamling av skräp eller liknande som påverkar funktionen bör redas ut och förebyggas.

Anläggningens tillgänglighet för kontroll och underhåll behöver säkerställas. Säkerhetsåtgärder (staket, livboj och skyltning) behöver installeras om så krävs, t.ex. vid branta slänter. En flack släntlutning är i regel säkrare. Vid flacka släntlutningar och mindre förorenat dagvatten kan anläggningen nyttjas för andra ändamål vid torrväder, se Figur 6.3.



Figur 6.3 Torr damm som används som lekplats under torrväder och/eller har integrerats i gestaltningen av området

### Dimensionering

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. En flödesregulator kan installeras vid utloppet för att minska erforderlig fördröjningsvolym.

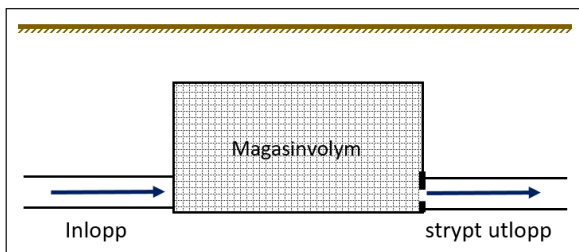
Anläggningens yta för rening rekommenderas beräknas enligt Ekvation 7.1. Regressionskonstanten som rekommenderas generellt för torra dammar är ca 2,5 (0,5–8,0) %.

## 6.2 Underjordiska modulsystem (kassettmagasin och rörmagasin)

### Inledning: syften och funktion

Kassettmagasin är en typ av modulsystem som fungerar som fördröjningsmagasin som anläggs under mark och består av kassetter i polypropen. Kassettmagasin fördröjer dagvatten och tillåter exfiltration (Figur 1.1) till underliggande mark för vidare perkolation (Figur 1.1) till grundvattnet. De är mycket utrymmeseffektiva i förhållande till volymen dagvatten som

kan magasineras p.g.a. deras effektiva volym (andel av den totala volymen som är tillgänglig för fördröjning) på ca 95 % (beroende på fabrikat). Ett annat modulalternativ för underjordiska fördröjningsmagasin är rörmagasin. Dessa är i princip överdimensionerade rör som därmed skapar en fördröjningsvolym. Figur 6.4 visar en principskiss och Figur 6.5 ett exempel över underjordiska modulsystem. Inloppet kan även ligga högre upp i magasinet än vad bilden visar.



Figur 6.4  
Principskiss av underjordiska modulsystem för fördröjning av dagvatten



Figur 6.5  
Kassetmagasin för fördröjning av dagvatten

Beroende på utformningen kan en viss avskiljning av sediment ske i sådana magasin. Om rening är (del)syfte behöver dock underhållsmöjlighet (sedimenttömning) säkerställas. Ofta saknas en volym för sediment eftersom utloppet i regel är på samma nivå som botten.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs de dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### Utformning: inlopp, utlopp och material

Flödesutjämnning sker genom ett strypt bottenutlopp. Magasinen bör anläggas ovan grundvattenytan men kan ligga lägre om grundvatten förhindras att tränga in i magasinet (exempelvis genom att de omges med en vattentät duk). Detta omöjliggör dock exfiltration och vidare perkolation till grundvattnet. Vidare krävs att överliggande fyllnadsmaterial motverkar lyftkraften som grundvattnet ger upphov till.

För att förhindra att smuts och jord kommer in i magasinen kan dessa omges av geotextil eller geomembran.

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. En flödesregulator kan installeras vid utloppet för att minska erforderlig fördröjningsvolym.

Erforderlig fördröjningsvolym i kassetmagasin behöver ökas lite för att kompensera för den volym som upptas av inre material. Den effektiva volymen i kassetmagasin är ca 95 % av dess totala volym, vilket innebär att fördröjningsvolymen kan ökas ungefär med faktorn 1,05.

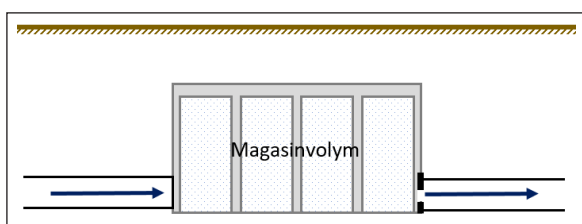
Inloppet och utloppet/flödesstrykning beräknas med vanliga hydrauliska ekvationer.

Kassetmagasin kan vara svåra att underhålla eftersom det är svårt att komma åt och ta bort ackumulerat sediment m.m. som samlats inne bland kassetterna.

## 6.3 Betongmagasin

### Inledning: syften och funktion

Betongmagasin är fördröjningsmagasin som anläggs under mark och består av en betongkonstruktion. Magasinen fördröjer dagvatten. De är mycket utrymmeseffektiva i förhållande till volymen dagvatten som kan magasineras p.g.a. deras höga våtvolum (beroende på konstruktion). Även överdimensionerade betongrör kan användas för magasinering av dagvatten. Figur 6.6 visar en principskiss över underjordiska betongmagasin för fördröjning av dimensionerande flöden av dagvatten. Inloppet kan även ligga högre upp i magasinet än vad bilden visar. Figur 6.7 visar insidan av ett betongmagasin.



Figur 6.6  
Principskiss av underjordiska betongmagasin för fördröjning av dagvatten



Figur 6.7  
Underjordiskt betongmagasin för fördröjning av dagvatten

Betongmagasin kan ha mycket olika storlekar från några kubikmeter till exempelvis en anläggning i Tokyo med en volym på 250 000 m<sup>3</sup>.

Beroende på utformningen kan en viss avskiljning av sediment ske i sådana magasin. Om rening är (del)syfte behöver dock underhållsmöjlighet (sedimenttömning) säkerställas. Det behövs dock underhåll även om det endast dimensioneras för flödesutjämning.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs de dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Magasinen gjorda av betong kan utformas på många olika sätt avseende geometri, in- och utlopp samt med lodräta kanter vilket ger större volym på mindre plats (Stahre och Urbonas, 1990). Bräddning kan ordnas i en inloppsbrunn till magasinet eller integrerat i dess inloppsdela, men bräddas toppflödena vid dimensionerande flöde sker ingen flödesutjämning. Flödesutjämning sker genom ett strypt bottenutlopp.

#### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. En flödesregulator kan installeras vid utloppet för att minska erforderlig fördröjningsvolym.

Det är viktigt att beakta nivåer i systemet uppströms så att man vet om man kan utnyttja hela volymen upp till tak eller bara en del av volymen, med hänsyn till att vid en viss nivå kanske det sker en bräddning (översvämning) före magasinet. Det kan t.ex. finnas brunnar i lägre liggande terräng. Inloppets dimension måste också beaktas vid dimensioneringen, så det kan leda in det flöde som magasinet dimensionerats för. Annars kommer det ske bräddningar uppströms.

Inloppet och utloppet/flödesstrykning beräknas med vanliga hydrauliska ekvationer.

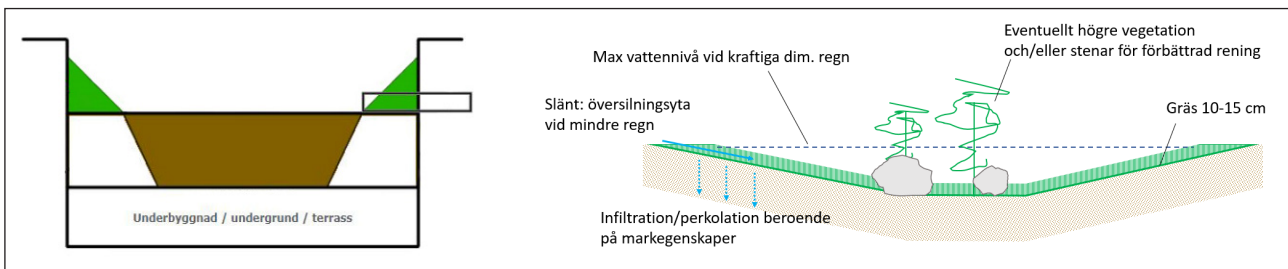
## 7 Diken och svackdiken

### Inledning: syften och funktion

*Diken* är gräsbeklädda öppna diken med brantare släntlutning, t.ex. vägdiken, se vänstra bilden i Figur 7.2. I regel är huvudsyftet transport av dagvatten. En viss rening och fördröjning av dagvatten kan ske trots den branta släntlutningen och relativt hög vattenhastighet. Eftersom sådana diken har en mer renodlad transportfunktion med högre flödeshastigheter sker reningen i första hand i slänterna som fungerar som översilningsytor förutsatt att vattnet kommer in på bred front över slänten.

*Svackdiken* är grunda, breda kanaler/diken med svagt sluttande sidor som är täckta med en tät gräsvegetation, se mittersta och särskilt högra bilden i Figur 7.2. Den flacka släntlutningen ger normalt ett bredare tvärsnitt med lägre hastigheter i svackdiken än i diken, varmed svackdiken har en större potential till att ha högre reningseffekt än diken. Reningen kan ske genom sedimentering och fastläggning samt genom infiltration av vattnet främst vid låga flöden. Det finns dock risk för re-suspension av partiklar vid kraftigare regn.

Figur 7.1 och Figur 7.2 visar principskisser och foton på diken och svackdiken.



Figur 7.1 Principskisser av diken och svackdiken



Figur 7.2 Väg- och svackdiken med olika släntlutningar

Vid mindre intensiva regn fungerar sidoslätten som en översilningsyta där fastläggning av sediment och (beroende på jordarten) infiltration av dagvattnet kan ske (Figur 7.1). Reningseffekten av sidoslätten blir högre om dagvattnets kan ledas över slätten på bred front så att kanalbildning kan undvikas. Föroreningar kan avskiljas genom sedimentering och fastläggning samt genom infiltration. Endast svackdiken är dock i regel inte ett komplett reningssystem för att uppnå god vattenkvalitet. Dock kan t.ex. sedimentation i svackdiken fungera som förbehandling för andra reningssteg.

Vid höga flöden avleds vattnet längs svackdiket. Svackdiken är nog den enklaste och mest grundläggande typen av dagvattenanläggningar som kan minska avrinningen/maximala flöden på grund av de relativt låga flödes-hastigheterna. Maximala flöden kan utjämnas om infiltrationskapaciteten är hög och/eller om man skulle anlägga ett strypt utlopp och på så vis utnyttja ett lägre utflöde och den volym som svackdiket har.

Svackdiken kan vara en effektiv komponent av ett dagvattensystem där de ersätter dagvattenbrunnar och konventionella ledningar.

För en uppskattning av renings- och flödesfördröjningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs de dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

Tabell 7.1 visar generella rekommendationer avseende utformning av diken och svackdiken. Tabell 7.2 visar kompletterande rekommendationer avseende utformning för att gynna reningen.

Tabell 7.1 Utformning av diken och svackdiken (eng. "Swales")

	Storlek/kommentarer	Referenser
Bottenbredd	0,5-3,0 m. Ju bredare desto bättre eftersom stor bredd ger låg vattenhastighet.	Vägverket, 1998. Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 2012.
Släntlutning	<1:3 (diken), <1:4-5 (svackdiken).	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Vägverket, 1998; Novotny, 1995; ; WEF och ASCE, 2012
Längslutning	Beror på områdets lutning. Om >2-4 % används åtgärder för reduktion av vattenhastighet, t.ex. tvärgående vallar.	Urban Drainage and Flood Control District, Vägverket, 1998; SEPA, 1997; WEF och ASCE, 2012.
Form	Trapetsformat eller paraboliskt tvärsnitt rekommenderas (bättre än v-format ur erosionsynpunkt och ger bättre reningseffekt).	Vägverket, 1998
Övrigt	Om stående vatten eller ett basflöde bedöms uppträda och om man vill undvika detta så kan dränering anläggas under dikesbotten.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

I detta avsnitt beskrivs hur diken och svackdiken dimensioneras för rening, kraftiga flöden och fördröjning av dessa flöden.

Inledningsvis fokuseras på dimensionering för rening men erosionsrisken vid för stort flöde kan även påverka reningseffekten. Avseende flödes-transport bör vattenhastigheten vara mindre än 0,3 m/s (0,2–0,5 m/s).

Maximala ( $v_{\max}$ ) 1–1,5 m/s kan tillåtas vid kraftiga regn (SEPA, 1997; Stahre och Urbonas, 1993; Wanielista och Yousef, 1992). Risk för erosion föreligger vid hastigheter  $>0,4-0,5$  m/s.

Det finns mycket få dimensioneringskriterier för diken och svackdiken avseende rening av dagvatten. Generellt dimensioneras svackdiken för att bibehålla en låg vattenhastighet under små nederbördstillfällen och till att transportera bort dagvatten från större avrinningstillfällen, enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999).

Anläggningens yta för rening rekommenderas beräknas enligt Ekvation 7.1 (Larm och Alm, 2016), där enhetsomvandlaren 100 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$A_{sf} = 100 \cdot \varphi_V \cdot A \cdot K_\varphi \quad 7.1$$

$A_{sf}$  Anläggningens area ( $m^2$ )

$\varphi_V$  Volymavrinningskoefficient

$A$  Avrinningsområdet area (ha)

$K_\varphi$  Regressionskonstant, anläggningspecifik (%). Normalt 5,0–12 (2,5–80) för diken och 4,0–12 (2,5–60) för svackdiken enligt Larm och Alm (2016), där de högsta värdena inom parenteserna avser anläggning längs med en väg.

Diken och svackdiken behöver också dimensioneras så de har tillräcklig flödeskapacitet, vilket görs med Mannings ekvation som kan uttryckas på två sätt beroende på hur enheten på Mannings skrovlighetskoefficient anges, se Ekvation 7.2–7.6, där enhetsomvandlaren 1 000 i de två första ekvationerna används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter. För Ekvation 7.2 refereras till WEF och ASCE (2012) och för Ekvation 7.3 och 7.5 refereras till Svenskt Vatten (2016). Ekvation 7.4 och 7.6 utgör övriga generella ekvationer.

$$Q_{cap} = 1\,000 \cdot (A_{cross} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}) / n \quad 7.2$$

$$Q_{cap} = 1\,000 \cdot M \cdot A_{cross} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad 7.3$$

$$M = 1 / n \quad 7.4$$

$$R = A_{cross} / L_p \quad 7.5$$

$$L_p = W_b + 2 \cdot (h_{\max}^2 + z^2 \cdot h_{\max}^2) \quad 7.6$$

$Q_{cap}$  Flödeskapacitet (l/s)

$A_{cross}$  Våt tvärsnittsarea ( $m^2$ )

$R$  Hydraulisk radie (m)

$L_p$  Längd, våt perimeter (m)

$S$  Längslutning (m/m)

$n$  Manning skrovlighetskoefficient ( $s/m^{1/3}$ ). För svackdiken rekommenderas  $n = 0,4$  om vattendjup vid  $Q_{dim} < \text{vegetationshöjd}$  och  $n = 0,03$  om vegetationen är lägre än vattennivå vid  $Q_{dim}$  (Healthy waterways, 2006).

$M$  Mannings skrovlighetskoefficient ( $m^{1/3}/s$ )

$W_b$	Anläggningens bottenbredd (m)
$h_{\max}$	Maximalt vattendjup (m)
$z$	Släntlutning, 1:z

Enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999) bör vattendjupet vid regn med återkomsttid upp till 100 år uppskattas för kontroll över vilka ytor som översvämmas. Dimensioneringsmetoderna bör även utformas med beaktande av markens infiltrationskapacitet. Helt täta diken kan dock även användas, särskilt för grundvattenskydd. Permeabel mark är alltså inget krav (Urban Drainage and Flood Control District, 1999). Figur 7.3 visar ett svackdike som översvämmats efter skyfall.



Figur 7.3 Svackdike efter skyfall

Dimensionering av diken och svackdiken utifrån dimensionerande flöden med kort varaktighet från mindre avrinningsområden, exempelvis några stadskvarter, kan leda till överdimensionerande lösningar då dikesvolymen har stor fördröjningskapacitet. En beräkning av deras kapacitet att fördröja de dimensionerande flödena rekommenderas. Diken och svackdiken kan ges en flödesutjämnande funktion särskilt om de anläggs på en permeabel mark utan tätskikt, men flödesutjämnning kan även erhållas via ett strypt utlopp. Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

### Rening

Vid rätt utformning och dimensionering kan svackdiken avlägsna främst partikelbundna föroreningar. Avskiljningsgraden av föroreningar i (svack) diken påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på anläggningens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).

Eftersom diken endast är vattenfyllda under kraftiga skyfall fungerar slänten vid vanliga regn som en översilnings- och infiltrationsyta som kan bidra till reningen genom att fånga upp sediment och föroreningar. Därför är det viktigt att vattnet leds över hela slänten ner i diken utan att flöden koncentreras.



För att tillgodose reningskraven rekommenderas ett dike med högre vegetation och en mera heterogen utformning som medger en ännu lägre avrinningshastighet och därmed bättre sedimentering och rening. En relativt tät växtlighet bidrar till en väsentlig bättre reningseffekt. Figur 7.4 visar exempel på sådana svackdiken vid parkeringar. Tvärgående vallar förbättrar reningsförmågan ytterligare (Gavric m.fl., 2019).



Figur 7.4 Plantering med svacka vid parkering. Svackdike med högre vegetation som kan bidra till förbättrad rening vid parkering

Genom anpassning av dikenans utformning kan reningspotentialen förbättras. I Tabell 7.2 sammanställs rekommendationer för utformning av svackdiken när rening prioriteras. Tabell 7.1 visar mer generella rekommendationer kring utformningen

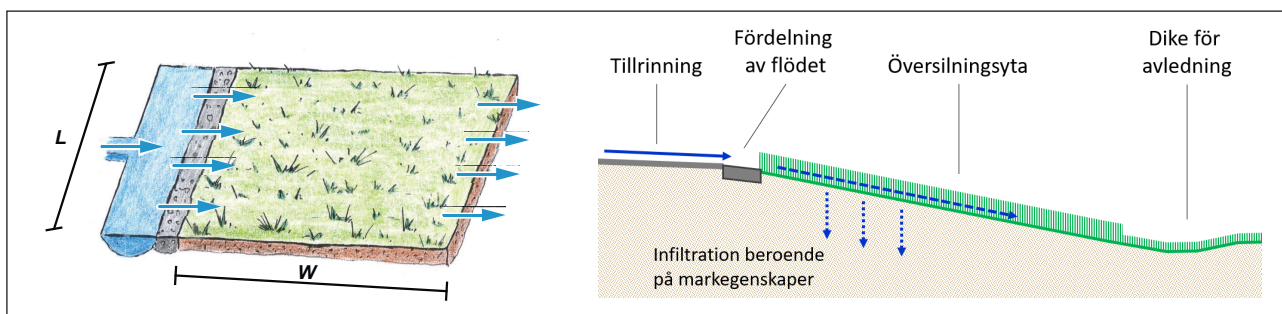
Tabell 7.2 Rekommendationer för utformning av diken för att gynna reningen, baserad på Ekka m.fl. (2019) och Gavric m.fl. (2019)

Utformning	Rekommendation	Syfte/Kommentar
Vegetation	Hela diket jämt bevuxet med gräsarter.	Upprätthåller infiltration genom marken. Fastlägger sediment och partikelbundna föroreningar.
	Klippning av slänten 2 ggr / år.	Oftare klippning medför risk för ursköljning av organiskt material och näringsämnen.
	Gräslängd ca 10-15 cm.	Fastlägger sediment.
	"Stabila" gräsarter som inte viker ner vid högre flöden.	Fastlägger sediment.
	Buskar, mindre träd, stenar eller liknande i diket mitt, se Figur 7.4.	Förbättrar rening genom förlängd uppehållstid.
Sektionering	Tvärgående vallar i t.ex. makadam.	Längre uppehållstid gynnar rening och infiltration. Skapar större magasineringensvolym.
Längslutning	Maximalt 3 % för rening rekommenderas.	Vid för branta diken kan vattenhastighet vara för hög för rening. I så fall rekommenderas sektionering med tvärgående vallar.
Underbyggnad	Sandig växtjord under diket och slänterna.	Gynnar växtlighet. Möjliggör viss infiltration vid mindre regn och därmed rening av näringsämnen.
	Jorden får inte kompakteras.	Gynnar infiltration.
	Ingen gödsling.	Risk för läckage av näringsämnen; dagvattnet försörjer växtligheten med näringsämnen.
Slänt	Låg släntlutning.	Sedimentation, infiltration vid mindre regn.
	Släntnivå under asfaltens yta.	Möjliggör fri avrinning in i diket.

## 8 Översilningsytor

### Inledning: syften och funktion

Översilningsytor är anlagda eller befintliga vegetationsklädda ytor som främst utformas för att ta emot ett jämnt utspritt dagvattenflöde över ytans hela bredd istället för ett koncentrerat inflöde från en punkt. En del av vattnet rinner på ytan och en del infiltrerar genom marken (beroende på jordförhållandena). Figur 8.1 visar principskisser och Figur 8.2 ett foto av översilningsytor med fördelning av flödet över ytan.



Figur 8.1 Principskisser av översilningsyta.  $W$  = bredd,  $L$  = längd



Figur 8.2  
Översilningsyta.  
Foto: Ryan Winston.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

Ett föregående fördelningsdike och makadamvall, skibord med v-utskov eller horisontell överfallskant kan användas för att fördela vattenflödet. Därmed skyddas översilningsytan från erosion samt att det säkerställs att hela ytan används. Annars finns risk för tuv- och kanalbildning. En vanlig utformning av inloppet är rör i en vall för spridning av vatten över ytan, men det kan orsaka kanalbildning.

Gräs och/eller växter ger ett flödesmotstånd för vatten och avskiljer föroreningar, se Figur 8.2. Reningsfunktionen kan förbättras genom att ta hänsyn till rekommendationer i Tabell 8.1 och de relevanta cellerna i Tabell 7.2 för svackdiken. Reningspotentialen kan jämföras med den som Svackdiken kan tillhandahålla (där slänten fungerar som översilningsyta vid de flesta mindre intensiva regn).

Flödeskapaciteten över hela ytan kan beräknas med Mannings ekvation (se kapitel 7). Vid kraftiga regn finns risk för re-suspendering av tidigare ackumulerade föroreningar och/eller för erosion av översilningsytan. Därför behöver vattenhastigheten vid sådana regn kontrollberäknas. Vid vanliga regn rekommenderas en vattenhastighet av 0,18–0,3 m/s för att uppnå sedimentering (Persson m.fl. 2014). Den maximala hastigheten vid skyfall bör inte överstiga 1,0–1,5 m/s för att undvika erosion.

Tabell 8.1 Utformning av översilningsytor

Utformning	Rekommendation	Syfte/Kommentar
Längd/bredd	L>15 (5-45) m och W>5 (3-8) m (se Figur 8.1). Rektangulär form rekommenderas.	En längre rinnväg gynnar fastläggning av sediment.
Inlopp	Någon form av fördelningsanordning erfordras för att sprida vattnet jämnt över ytan (se Figur 8.2).	Koncentrerade rinnvägar bör undvikas.
Vegetation	Hela ytan jämt bevuxen med gräsarter.	Upprätthåller infiltration genom marken. Fastlägger sediment och partikelbundna föroreningar.
	Klippning 2 ggr/år.	Mer frekvent klippning medför risk för ursköljning av organiskt material och näringsämnen.
	Gräslängd ca 10-15 cm; ska vara högre än dim. flödeshöjd.	Fastlägger sediment.
	”Stabila” gräsarter som inte viker ner vid högre flöden.	Fastlägger sediment.
Längslutning	Maximalt 3 % för rening rekommenderas. Maximalt 15 %. <4% enligt Urban Drainage and Flood Control District, 1999. <7 % rekommenderas enligt VAV P46, 1983. Maximalt 5-10 % enligt WEF och ASCE (2012)	Vid för branta diken kan vattenhastighet vara för hög för rening. I så fall rekommenderas sektionering med tvärgående vallar.
	Jämn yta med jämn lutning.	Förhindrar uppkomsten av stående vatten på vissa platser.
Underbyggnad	Under ytan sandig växtjord, annars kan makadam-dränering användas där markens genomsläpplighet är liten och för att hjälpa till att hålla ytan torr.	Gynnar växtlighet.
	Jorden får inte kompakteras.	Möjliggör viss infiltration vid mindre regn och därmed rening av näringsämnen.
	Ingen gödsling.	Gynnar infiltration. Risk för läckage av näringsämnen; dagvattnet försörjer växtligheten med näringsämnen.

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

Översilningsytor dimensioneras främst för rening av sediment och partikelbundna föroreningar, men erosionsrisken vid för stort flöde kan även påverka reningseffekten, varmed de större flödena med fördel kan bräddas förbi. Lämplig vattenhastighet är mindre än 0,04 m/s (Fransson och Larm, 2000; Nordfeldt, 1998). Enligt WEF och ASCE (1998) skall vattenhastigheten under dimensionerande regn vara mindre än 0,3 m/s. Det skall kontrolleras att regndjupet är mindre än 25 mm. Om flödet är stort så delas flödet upp på flera översilningsytor eller så utjämnas flödet uppströms (WEF och ASCE, 1998). Från Ekvation 8.1–8.2 kan längd

och bredd på ytan beräknas (Larm, 2000b). Längden och bredden på ytan kan ändras till värden som passar anläggningsplatsen, medan beräknad area (Ekvation 8.3) är dimensionerande. Figur 8.1 visar vilken sida som är bredd (W) respektive längd (L) utifrån flödets riktning. Enhetsomvandlaren 1000 i Ekvation 8.1 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$L = Q_{\text{dim}} / (1000 \cdot h_{\text{max}} \cdot v) \quad 8.1$$

L Anläggningens längd (m), se Figur 8.1

$Q_{\text{dim}}$  Dimensionerande inflöde (l/s)

$h_{\text{max}}$  Maximalt vattendjup (m)

v Vattenhastighet (m/s)

$$W = A_{\text{sf}} / L \quad 8.2$$

W Anläggningens bredd (m), se Figur 8.1

$A_{\text{sf}}$  Anläggningens area (m<sup>2</sup>)

L Anläggningens längd (m)

Det finns få dimensioneringskriterier för rening i översilningsytor. Översilningsytans area rekommenderas beräknas som en funktion av områdets reducerade area,  $\varphi \cdot A$ , se Ekvation 8.3 (Larm och Alm, 2014). Volymen beräknas ej för översilningsytor.

$$A_{\text{sf}} = \varphi_V \cdot A \cdot K_{A\varphi} \quad 8.3$$

$A_{\text{sf}}$  Anläggningens area (m<sup>2</sup>)

$\varphi_V$  Volymavrinningskoefficient (-)

A Avrinningsområdets area (ha)

$K_{A\varphi}$  Regressionskonstant, del av avrinningsområdets reducerade area (m<sup>2</sup>/ha<sub>red</sub>). 1 150 (800–2 500) m<sup>2</sup>/ha<sub>red</sub> (Larm, 2000c). Detta motsvarar 11,5 (8–25) % av den reducerade arean.

Vattnets flödes hastighet (m/s) på översilningsytan kan beräknas utifrån Ekvation 8.4 (Persson m.fl., 2014)

$$v = h_{\text{max}}^{2/3} \cdot S^{1/2} / n \quad 8.4$$

v Vattnets dimensionerande flödes hastighet (m/s)

$h_{\text{max}}$  Maximalt vattendjup, flödesdjup (m)

S Längslutning, fall i flödesriktning (m/m)

n Mannings skrovlighetskoefficient (s/m<sup>1/3</sup>)

## Rening

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på anläggningens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrin-

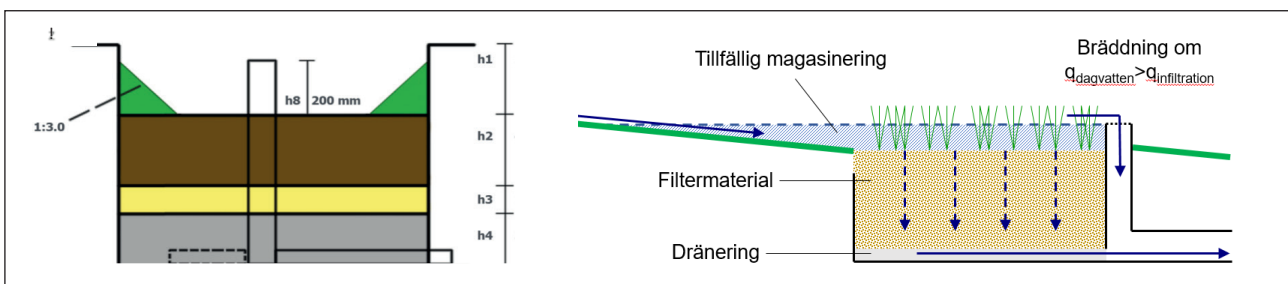
ningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).

Generellt gäller samma rekommendationer som för svackdiken. De relevanta rekommendationerna i Tabell 7.2 kan därför användas.

## 9 Biofilter

### Inledning: syften och funktion

Biofilter är nedsänkta regnbäddar eller växtbevuxna infiltrationsbäddar där vattnet infiltrerar och renas av växter och filtermaterial genom en kombination av mekanisk, kemisk och biologisk avskiljning. Rätt utformning och val av filtermaterial är avgörande för att biofilter ska kunna nyttja sin goda förmåga att rena dagvattnet. Genom att låta dagvattnet filtreras uppnås en avskiljning av partikulära och lösta föroreningar innan dagvattnet transporteras vidare. Figur 9.1 visar principskisser på biofilter, där bilden t.v. även inkluderar notationer som används i ekvationerna 9.1, 9.2 och 9.6.



Figur 9.1 Principskisser av biofilter. Vänster bild:  $z$ =släntlutning,  $h_1$ =reglerhöjd från filtermaterial till omgivande mark,  $h_2$ =tjocklek filtermaterial,  $h_3$ =tjocklek materialavskiljande lager,  $h_4$ =tjocklek makadam,  $h_6$ =tjocklek undergrund ner till maximal grundvattennivå,  $h_7$ =avstånd vattengång dräneringsrör till undergrunden och  $h_8$ =avstånd inlopp bräddbrunn till filtermaterialets yta. Tjockleken  $h_5$  saknas i bilden men avser eventuell tillagd tjocklek på ett lager med skelettjord (eller annan tillsats) under makadamlagret.



Figur 9.2 Biofilter i olika storlekar

Förbehandling med avseende på sedimentavskiljning rekommenderas för att minimera risken för igensättning vilket är en stor utmaning för biofilter. Vinterförhållanden kan påverka reningen till viss del men överlag fungerar biofilter även i kallare klimat (Blecken, 2016; Søberg, 2019).

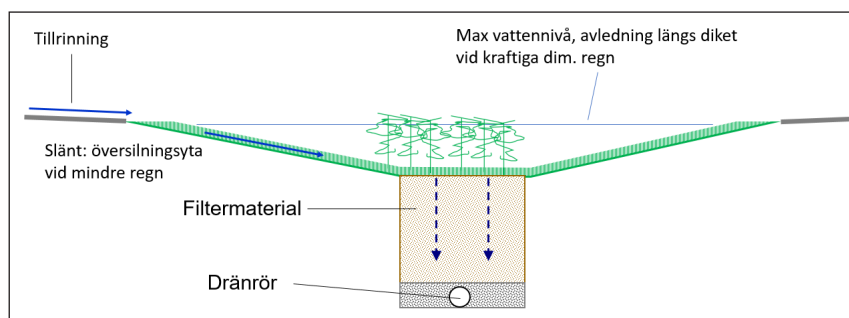
Dagvattnet infiltrerar och perkolerar genom filtermaterialet och samlas upp i ett underliggande makadamlager eller dränsikt. Det renade vattnet avleds via ett dräneringsrör i botten till ledningsnätet eller annan typ av

avvattningsfunktion. Om mark- och grundvattenförhållandena tillåter kan det reade vattnet också exfiltreras (se Figur 1.1) för vidare perkolation (se Figur 1.1) till grundvattnet.

Om tillräcklig magasinvolym tillhandahålls (nedsänkning av filtret och eventuell ytterligare fördröjningsvolym i ett underliggande makadammagasin) kan även stora flöden fördröjas. Biofilter kan därmed fungera som fördröjningsmagasin för dagvatten för att buffra toppflödena i urbana områden (Penn och Bowen, 2018). Detta behövs dock inte för att uppnå en tillräcklig rening.

Biofilter kan byggas i olika skalor från små lokala reningsanläggningar i en tätbebyggd miljö till stora end-of-pipe-anläggningar för rening av dagvatten från större avrinningsområden innan utsläpp till recipienten (Figur 9.2). Exempel på anlagda biofilter i gatumiljö i Sverige finns att studera på Öringevägen i Tyresö (Figur 9.2, t.v.). En större anläggning har byggts i Sundsvall som renar avrinningen från E4 och en trafikplats (Figur 9.2, t.h.).

Ett biofilter kan även integreras i ett öppet, grunt svackdike med svag lutning och underliggande makadamlager med dräneringsrör, se Figur 9.3. Samma typ av biodike benämns i P105 (Svenskt Vatten, 2011b) för ”infiltrationsstråk” vilket dock inte klargör huvudsyftet rening.



Figur 9.3 Biofilter i dike med dräneringsrör. Vid intensiva regn avleds vattnet längs svackdiket

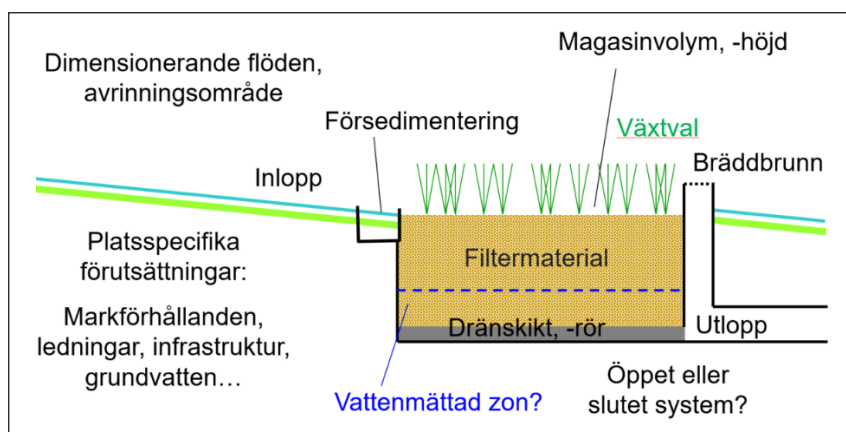
Dessutom kan biofilter vara en estetiskt tilltalande och naturnära teknik som mycket väl kan integreras i både nya och befintliga stadsmiljöer (Blecken, 2010). Det bör dock beaktas att det också kan uppstå en intressekonflikt mellan gestaltning och den tekniska (renings)funktionen (t.ex. gödsling eller val av filtermaterial).

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3.

### Utformning för rening och fördröjning

Eftersom de flesta komponenter i biofilter påverkar både rening och fördröjning behandlas dessa samlat i följande avsnitt.

Varje område där ett biofilter kan bli aktuellt har sina platsspecifika förutsättningar såsom önskad vegetation (örter, gräs, buskar eller träd), omgivande jordlager (lera eller genomsläpplig mark), läge och djup på dagvattenledning samt andra ledningar och marknivåer. Det är svårt att ge exakta rekommendationer för hur biofilter ska utformas eftersom alla områden har sina speciella förutsättningar och att biofilter är en flexibel konstruktion med mycket stor variation på utformning. Nedanstående rekommendationer och riktlinjer ska därför ses som generella. När det gäller rening, fördröjning och förutsättning för vegetationen så kan små ändringar av känsliga parametrar få stora konsekvenser på andra, så för varje ny anläggning krävs en utredning, för att uppnå ett lyckat resultat (se t.ex. Blecken, 2010; Larm, 2014; Søberg, 2019). Figur 9.4 visar några viktiga anläggningsdelar i ett biofilter vars dimensionering och utformning påverkar reningsfunktionen.



Figur 9.4 Komponenterna av ett biofilter vars dimensionering och utformning påverkar reningsfunktionen

### Förhållande mellan anläggningens och avrinningsområdets areor

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på anläggningens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient). Ofta rekommenderas denna vara mellan 1–3 %. Det förekommer dock både mindre och större anläggningar.



Eftersom dock egentligen fördröjningsvolymen på filtret (och inte endast arean) är avgörande för mängden vatten som kan tas omhand har även bräddbrunnens höjd en stor betydelse för reningen och inte endast anläggningens area (se nedan).

### Dimensionerande regn och volymer

Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4. De biofilterkomponenter som avser reningen dimensioneras utifrån regn eller volymer enligt kapitel 4.2 och 4.3. Detta gäller främst fördröjningsvolymen på filtret, infiltrationskapaciteten i filtermaterialet och dränskiktets/-rörens kapacitet. Inloppet, bräddbrunn och (om syftet är fördröjning av kraftiga regn) magasinvolymen behöver dimensioneras för de regn som ska avledas i dagvattensystemet (kapitel 4.1). Eftersom regn som överstiger dessa dimensionerande regn avleds på ytan rinner dessa vatten över filtret. Därför bör en kontrollberäkning för dessa regn (kapitel 4.4) göras för att utreda om det t.ex. finns risk för erosion.

### Inlopp

Dagvatten kan ledas in på fler olika sätt till biofiltret; det kan ledas in via ledning, ränna, kanal, en öppning i konstruktionen eller på bred front, t.ex. över en gräsremsa från en hårdgjord yta. Enligt *Healthy waterways* (2012) är det inloppets konstruktion som bestämmer hur mycket vatten som ska ledas in och med vilken hastighet. För att minimera risken för erosion i biofiltret bör dagvattenflödet fördelas snabbt över en stor yta och/eller erosionsskydd bör anläggas (t.ex. grova stenar kring inloppet) (FAWB, 2009).

Vid större biofilter bör anläggningen förses med flera inlopp för att fördela inflödet och skapa mer homogena tillgångar av vatten för vegetationen.



Figur 9.5 Exempel på olika typer av koncentrerad inloppslösning

### Förbehandling

Ansamling av sediment på filterytan orsakar igensättning av filtrets yta och därmed en minskad infiltrationsförmåga. Därför krävs en förbehandling för att säkerställa biofiltrets funktion och lång livslängd. I denna ackumuleras de grövsta partiklarna men till viss del även löv och finare material (Figur 9.6 t.v.; FAWB, 2009). Utformningen av förbehandlingskonstruktionen skiljer beroende på om flödet är koncentrerat eller kommer på bred front. Exempel på förbehandlingskonstruktioner är sedimentationsdamm,

svackdike, filterdike eller översilningsyta (Larm, 2014; FAWB, 2009). En försedimenteringsdel kan också anläggas efter inloppet i anläggningen, med stenplattor och efterföljande makadamvall för jämn spridning över efterföljande växtbädd.



Figur 9.6 Försedimentering av biofilter: Mindre försedimentering; Översilningsyta för försedimentering och försedimenteringsdamm för större biofilter.



Figur 9.7 Yta på igensatt biofilter

### Tillfällig fördröjning på filtret (nedsänkt fördröjningszon), bräddbrunn

Vid regn överstiger i regel flödets storlek infiltrationshastigheten på filtret och då måste dagvattnet lagras ovan filtermaterialet för att sedan infiltrera vidare ner i konstruktionen. Volymen ovan filtret, den s.k. fördröjningszonen, är därmed mycket viktig. Den dimensioneras för flöden eller volymer för rening av dagvatten enligt kapitel 4.2 eller 4.3. Om det finns plats bör den vara så stor som möjligt.

Förutsättningen för bra rening är bräddbrunnens höjd ( $h_8$ ) över filtermaterialet och att  $h_8 > 0$  (Figur 9.1). En högre bräddhöjd ger mer tid för infiltration innan dagvattnets nivå når bräddnivå. Höjden  $h_8$  påverkar även anläggningens fördröjningskapacitet, med större kapacitet vid lägre nivå (p.g.a. större tillgänglig fördröjningsvolym ovanför bräddbrunnen). I litteraturen rekommenderas vanligen ett djup på fördröjningszonen (och därmed höjd på bräddbrunn) på mellan 100–300 mm och vid specialfall med större fördröjningsbehov upp till 1 000 mm (DWA 2005). Höjden väljs utifrån vattenvolymen som ska fördröjas och renas. Filtermaterialets porvolym tas ofta inte med i denna beräkning eftersom det vid kraftiga regn inte hinner fyllas uppifrån och därmed inte utnyttjas. Infiltrations-

kapaciteten av filtermaterialet avgör tömningstiden. På grund av igensättning förändras denna med tiden (Al-Rubaei, 2012).

Bräddbrunnen är ansluten till utloppet och dräneringsledningen som i bilden t.v. i Figur 9.1, även om det finns andra utföranden. Ett utförande enligt bilden rekommenderas eftersom den har potential att dimensioneras för både effektiv rening och flödesutjämning. Ett strypt utlopp gör att hela anläggningens effektiva fördröjningsvolym kan utnyttjas tills porerna i materialen  $h_2$ – $h_4$  är fyllda med vatten, inte bara volymen över filtermaterialet. Under vissa varaktigheter och nederbördsförhållanden kan strypningen därmed leda till uppdämning uppströms utloppet in i materialen tills deras porer är vattenfyllda, vilket sker samtidigt som vatten fyller på genom pågående infiltration genom filtermaterialet.

Djupet ner till filtermaterialets yta anpassas efter säkerhet, särskilt om det finns en angränsande trottoar eller gång- och cykelvägar.

### **Fördröjning av intensiva regn**

Önskas en större fördröjningsvolym kan en fördröjningszon anläggas under och/eller vid sidan av biofiltret med ett rör som har förbindelse med fördröjningszonen ovan filtret. Denna volym dimensioneras för flöden enligt kapitel 4.1. För att hindra skador på anläggningen ska anläggningen konstrueras med någon form av bräddavlopp och detta oavsett vilken typ av biofilter, för att säkerställa att överskottsvatten som inte kan omhändertas, på ett säkert sätt avleds från anläggningen. Den zon som bildas mellan bräddavloppen kallas för översvämningsszon och ska tömmas snabbt efter att regnet upphört genom det lägst placerade bräddavloppet. Viktigt är att placera bräddavloppen så nära inloppet som möjligt så att intensiva flöden inte måste passera hela anläggningen innan det avbördas från anläggningen (Healthy waterways, 2012). Från bräddbrunnen går normalt en utloppsledning som ansluter antingen direkt till befintligt ledningsnät (Larm, 2014).

### **Dräneringslager och avvattningssystem; slutet eller öppet system**

Tjockleken på dräneringslagret bör vara minst 150 mm och kan bestå av makadam i storleken 2–6 mm enligt FAWB (2009). Ett materialavskiljande lager (dock ingen geotextil) kan placeras mellan filtret och dräneringslagret. Det dagvattnet som runnit genom filtermaterialet avleds genom dränrör i detta dräneringslager till ledningsnätet nedströms. Om jord- och grundvattenförhållandena tillåter erfordras ingen dräneringsledning för avledning av det renade vattnet, utan det kan exfiltrera och perkolera vidare ner i terrassen (se Figur 1.1). För att få en bra perkolation till grundvattnet rekommenderas ett djup på minst 0,5 meter mellan anläggningens botten och årliga högsta grundvattennivån.

Det dagvatten som (vid intensiva nederbörd) inte kan magasineras i fördröjningszonen bräddas ut via bräddbrunnen. Denna kopplas till ledningsnätet nedströms.

Om perkolation av vattnet ned till grundvattnet inte är lämplig (t.ex. i vattenskyddsområden) kan anläggningarna utformas med tätskikt. Även

vid högre grundvattennivå än anläggningens bottennivå bör anläggningen omges av tät duk (Larm, 2014).

Om rening är syftet med anläggningen behöver utloppet i regel inte strypas utan filtermaterialet styr uppehållstiden. En strypning behövs inte eftersom adsorptionsprocesser sker ganska snabbt varför ingen särskilt lång uppehållstid i filtret behövs (Søberg, 2019).

### **Vattenmättad zon**

Med hjälp av ett vattenlås i botten på filtret kan en vattenmättad zon i den nedre delen av filtermaterialet skapas.

Ursprungligen har denna zon utvecklats för att gynna kväverening (nitrifikation i den övre delen av filtermaterialet och denitrifikation i den vattenmättade delen; Zinger et al, 2007). Den avskiljande effekten kan öka om det tillsätts en kolkälla (t.ex. sågspån) i den vattenmättade zonen, i regel finns dock tillräckligt organiskt material i filtret för att gynna denitrifikation (Zinger m.fl., 2013). En vattenmättad zon gynnar dock även metallrening (främst kopparrening på grund av en ökad komplexbildning av Cu och partikulärt organiskt material (Blecken, 2009a). Dessutom förhindrar den att filtermaterialet torkar ut vid längre torrperioder (FAWB, 2009; Minnesota, 2014; Blecken, 2009b). För att den vattenmättade zonen ska ge önskad effekt bör den vara minst 300–450 mm djup (FAWB, 2009; Zinger m.fl., 2013).

Om en vattenmättad zon skall anläggas eller inte kan diskuteras. Denna har inte testats i praktiken under svenska klimatförhållanden. Kvävereningen i den vattenmättade zonen gynnas även i kalla temperaturer (Søberg, 2019). En nackdel som rekommenderas beaktas är risken för eventuell isbildning i zonen under vintern.

### **Filtermaterial**

Filtermaterialets egenskaper är det som påverkar och styr i stor utsträckning förutsättningar för rening, vegetationen och infiltration men även fördröjning (Healthy waterways, 2012).

Filtermaterialet är den kritiska komponenten för rening av de flesta ämnen eftersom den största delen av (partikelbundna) föroreningarna avskiljs huvudsakligen sedimentation (d.v.s. genom mekanisk filtrering i filtermaterialet). Kemiska processer sker även i form av adsorption: exempelvis binds fosfor och (lösta) metaller kemiskt till vissa typer av ytskikt på ovasidan av filtermaterialets korn (Søberg, 2019).

Filtermaterialet i biofilter behöver uppfylla en rad olika, till viss del konkurrerande egenskaper:

- Infiltrationskapacitet som är tillräckligt låg för att kunna tillhandahålla tillräcklig kontakttid för effektiva reningsprocesser.
- Infiltrationskapacitet som är tillräckligt hög för att minska bräddning och därmed behandla en så stor del av vattnet som möjlig.
- Kemiska egenskaper som möjliggör reningsprocesser. Dessa är olika beroende på olika föroreningar.

- Egenskaper som gynnar växtligheten. Dessa är olika beroende på vald växtsammansättning.
- Anpassning till det lokala klimatet.

Det blir tydligt att vissa krav kan vara konkurrerande. Till exempel kan en hög vattenhållande kapacitet, höga halter näringsämnen och/eller organiskt material gynna växtligheten. Detta sker dock på bekostnad av reningen och minskad bräddning. Det blir också tydligt att infiltrationskapaciteten är en kompromiss mellan olika krav.

Filtermaterial med olika egenskaper visas i Figur 9.8.



Figur 9.8 Filtermaterial med olika egenskaper (Foto: Laila Søberg)

Det finns olika rekommendationer angående filtermaterialets djup. Ska det anläggas en gräsyta eller planteras perenner bör filtret vara minst 400 mm och för buskar minst 600 mm. När det gäller träd rekommenderar FAWB (2009) ett minsta filterdjup på 800 mm.

Infiltrationshastigheten (den mättade hydrauliska konduktiviteteten) minskar med tiden p.g.a. ackumulerande igenväxning i filtermaterialets yta, vilket dock delvis motverkas av växtetablering och försedimentering.

Kapaciteten i biofilter kan ökas genom att grövre filtermaterial används, vilket medför att biofiltret klarar vintern bättre. Vattnet rinner igenom snabbare, vilket minskar risken för att vatten finns stående i filtret när det fryser, vilket i sin tur minskar risken för igensättning. En snabbare vatten-transport genom biofilter kan dock till viss del ha en negativ påverkan på reningen (Larm, 2014). Resultat från LTU (Blecken, 2010; Søberg, 2019) har dock visat att även relativt grova, sandbaserade filtermaterial med långa halter organiskt material kan ge en mycket effektiv metallrening.

Ofta används sandbaserade filtermaterial för biofilter. Dessa kan leverera en (mycket) bra rening av många föroreningar (t.ex. Blecken, 2010; Søberg 2019) och borde i de flesta fall klara kraven. Om det ställs specifika krav (mycket hög reningseffekt, rening av specifika ämnen mm) kan olika tillsatser användas. Det räcker dock att i de flesta fall bygga en enkel,

robust anläggning med ett filtermaterial i stället för att lägga till flera olika tillsatser som även ökar anläggningens komplexitet och därmed osäkerheten av anläggningens funktion samt medför risk för fel vid byggnation. I Tabell 9.1 sammanställs för- och nackdelar av olika typer av tillsatser för filtermaterial.

Slutligen är det ytterst viktigt att inte påverka vattenreningen genom att välja ett material som påverkar denna negativt eftersom det är anpassat till andra syften. Till exempel väljs regelbundet material som innehåller relativt höga halter av näringsämnen och organiskt material samt har en hög vattenhållande kapacitet för att gynna växtligheten. Alla dessa faktorer påverkar reningen negativt, d.v.s. om rening prioriteras behöver växterna anpassas till filtermaterialet och inte tvärtom.

Tabell 9.1 Rekommendationer för val av filtermaterial

<b>Generell rekommendation</b>			
Grövre sand med 15 % anläggningsjord		Mycket effektiv rening av metaller och fosfor.	Blecken, 2010, Söberg, 2014
Finmaterial		Ska undvikas om fosforrening prioriteras.	Blecken 2010, Hunt m.fl. 2006, Li & Davis 2009
Gödsling		Får ej förekomma om rening av näringsämnen prioriteras eller om näringsämnen är prioriterade i recipienten.	Chahal m.fl. 2016
<b>Tillsatser till filtermaterial</b>			
Organiskt material generellt	Fosfor	Risk för läckage.	Blecken 2010, Clark&Pitt 2010
	Kväve	Risk för läckage.	Yang m.fl. (2009)
	Metaller och organiska föroreningar	Adsorption.	Björklund m.fl. 2017, Gülbaz m.fl., 2015, Söberg m.fl., 2019
		Dock risk för nedbrytning och därmed utläckage på sikt.	Söberg 2019, Clark & Pitt, 2012
Matjord/anläggningsjord	Metaller	Bra metall- och fosforrening vid inblandning av 15 % jord i sandmaterial.	Blecken 2010
		Olämplig som enda filtermaterial p.g.a. låg infiltrationskapacitet och risk för utläckage av näringsämnen.	Hunt m.fl. 2012
Sågspån	Metaller	Adsorption, långtidfunktion dock oklar.	Zinger m.fl. 2013, Blecken m.fl. 2009
	Kväve	Förbättrar kväverening i vattenmättade zonen.	Zinger m.fl. 2013
Träflis	Metaller och organiska föroreningar	Adsorption.	Gülbaz m.fl., 2015, Mei m.fl. 2013
		Dock risk för nedbrytning och därmed utläckage på sikt.	Söberg 2019
		Risk för igensättning om materialet bryts ned.	Blecken m.fl. 2017
Kompost, torv	Metaller	Adsorption av metaller.	Hunt m.fl. 2012
		Dock risk för nedbrytning och därmed utläckage på sikt.	Clark & Pitt, 2012
	Koppar	(Mycket högt) utläckage av näringsämnen och koppar.	Li m.fl. 2011, Cording m.fl. 2018, Chahal m.fl. 2016, Fassman m.fl. 2013
	Näringsämnen	(Mycket högt) utläckage av näringsämnen och koppar.	Li m.fl. 2011, Cording m.fl. 2018, Chahal m.fl. 2016, Fassman m.fl. 2013
Tidningspapper, sågspån, halm	Kväve	Förbättrar kväverening i vattenmättad zon.	Zinger m.fl. 2012, Goh m.fl. 2017

Biokol/aktivt kol	Metaller	Ingen signifikant effekt på metalladsorption.	Söberg m.fl. 2019
	Fosfor	Både förbättring och försämring av fosforrening rapporteras.	Mohanty m.fl. 2018
	Kväve	Förbättrad rening av kväve.	Tian m.fl. 2017, Tian m.fl. 2019
	Organiska föroreningar	Förbättring av rening av organiska mikroföroreningar.	Ulrich m.fl. 2017, Brunsch m.fl. 2018, Björklung m.fl. 2017, Pitt, 2011
Kalk (CaCO <sub>3</sub> )	Metaller	Förbättrar metallrening i sandbaserade filtermaterial.	Grotehusmann m.fl. 2016
Återanvänd asfalt	Metaller	Preliminära resultat tyder på förbättrad rening av metaller.	Rahman m.fl. 2016
Krossade tegelstenar	Metaller	Preliminära resultat tyder på förbättrad rening av metaller.	Rahman m.fl. 2016
Flygaska	Metaller	Förbättrar metallrening.	Liu m.fl. 2018, Ruan m.fl. 2019, Zhang m.fl. 2008
	Fosfor	Förbättrar fosforrening.	Kandel m.fl. 2017, Zhang m.fl. 2008
Järnspån, stålull	Fosfor	Gynnar fosforrening.	Eriksson m.fl. 2007
Järn och aluminiumoxider	Fosfor	Förbättrar fosforrening.	Shresta m.fl. 2018
Pimpsten	Metaller	Inga studier på metallrening hittade i vetenskapliga databaser.	
	Fosfor	Positiv effekt på fosforrening.	Chen m.fl. 2018

## Vegetation

Vegetationen bromsar vattenhastigheten och partiklarna ges möjlighet att sjunka till botten eller fastna i växtligheten. Växterna minskar även risken för resuspension, d.v.s. att sedimenten virvlar upp och sprids av höga flöden. En mycket viktig funktion av vegetationen är att upprätthålla infiltrationskapaciteten.

Vegetationen skapar positiva effekter även under vintern genom att skapa kanaler genom eventuellt isskikt som skapats ovan filtret. Isen smälter fortare vid stammar från vegetationen och dessa kanaler skapar en passage förbi isskiktet för vatten, koldioxid och syre. Att uppnå en utväxling av syre och koldioxid är livsnödvändigt för att skapa en god övervintring av vegetationen. Dessutom kan större partikelstorlekar i filtermaterialet leda till sämre rening. Under vintern är rening av metaller och TSS (partiklar) fortfarande god i biofiltret trots lägre temperatur men rening av fosfor och kväve försämras (Blecken m.fl., 2011; Larm, 2014).

Vegetation tar också upp närsalter och en del växter avger bakteriedödande ämnen via rötter, vilket kan minska förekomsten av skadliga mikroorganismer. Växter bidrar till avskiljning av föroreningar genom direkt upptag och indirekt genom att påverka miljön som t.ex. jordens pH, skapa ytor där biofilm kan utvecklas och leverera syre och kolhydrater till mikrolivet (Read et al., 2008). Växterna har dock bara en mindre effekt på reningen av metaller, men de påverkar däremot reningen av näringsämnen signifikant (Lange m.fl., 2018). Filtermaterialet reducerar metaller till större grad (Muthanna et al, 2007). Från nyinstallerade biofilter kan förväntas ett nettoutläckage av fosfor (P), kväve (N) och suspenderad substans (SS), d.v.s. en negativ reningseffekt innan materialet hinner sätta sig och vegetationen hinner etableras.

Växter för dessa konstruktioner ska vara anpassade för torra till normala förhållanden, när det gäller vattentillgång. Det är en fördel att använda sig av större plantstorlekar med en stor rotvolym vilka är bättre anpassade för etablering i tuffa miljöer. De stora plantorna har ett välutvecklat rotsystem och klarar sig en kortare period med låg vattentillgång.

Det är ytterst viktigt att inga växter väljs som behöver gödslas om rening (av näringsämnen) prioriteras.

Om man önskat träd i området så anpassas biofilteranläggningen med djupare växtbädd, minst 0,8–1 meter djup. Lövfällning från träd kan dock orsaka igensättning; ofta rekommenderas inga träd i/runt biofilter.

### Ekvationer för dimensionering: flöden, volymer och areor

Anläggningarna bedöms behöva dimensioneras för ytsamband när fokus är på rening och då bedöms sambanden behöva vara relaterade inte bara till total avrinningsyta utan till area  $\times$  avrinningskoefficient (alternativt till impermeabel yta) (Larm, 2014).

Anläggningens yta ( $A_{sf}$ ) rekommenderas beräknas enligt Ekvation 7.1, med en regressionskonstant på normalt ca 2,5 (1,0–11) % enligt Larm och Alm (2016).

Alternativt kan anläggningens yta beräknas enligt Ekvation 9.1 (New York State, 2015; WEF och ASCE, 2012; Persson m.fl., 2014). Används denna dimensioneringsmetod kan betydligt mindre anläggningsyta än rekommenderad metod erhållas, om man använder rekommenderade dimensionerande värden i bägge metoderna. Denna alternativa metod utgår enligt New York State (2015) och WEF och ASCE (2012) från en s.k. vattenkvalitetsvolym ( $V_Q$ ) som beräknas från dimensionerande regndjup i kombination med infiltrationshastighet (hydraulisk konduktivitet) och önskad tömningstid, se Ekvation 9.1, omskriven från New York State (2015) och Persson m.fl. (2014). I ekvationen används enhetsomvandlaren 1000 för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter. Enligt Persson m.fl. (2014) används  $V_Q$  mer generellt som den vattenvolym som skall behandlas och tout är tiden för vattenvolymen att infiltrera filtermaterialet samt beaktas inte porositeten, d.v.s. jordens förmåga att innehålla vatten.

Ekvation 9.1 beaktar inte materialen under filtermaterialet.

$$A_{sf} = 1000 \cdot V_Q \cdot h_2 / (k_2 \cdot (h_m + h_2) \cdot t_{out}) \quad 9.1$$

$A_{sf}$	Anläggningens area ( $m^2$ )
$V_Q$	Vattenkvalitetsvolym eller den vattenvolym som skall behandlas ( $m^3$ )
$h_2$	Tjocklek filtermaterial (mm), exkl. djup på underliggande material
$h_m$	Medelvattendjupet över filtermaterialets yta (mm)
$k_2$	Hydraulisk konduktivitet, filtermaterial (mm/h)
$t_{out}$	Tömningstid eller tiden för vattenvolymen att infiltrera filtermaterialet (h)



Vattenkvalitetsvolymen ( $V_Q$ ) beräknas ur Ekvation 4.1. Parametern  $h_m$  kan uppskattas till halva maximala höjden över filtermaterialet enligt Persson m.fl. (2014).

Den totalt tillgängliga (effektiva) volymen ( $V_{\text{eff}}$ ) beräknas genom att multiplicera volymen av varje materiallager med dess porositet och addera med reglervolymen ( $V_d$ ) över filtermaterialet enligt Ekvation 9.2 (New York State, 2015), där filtermaterialet ges nummer 2 som andra lagret nedanför reglervolymen, det materialavskiljande lagret ges nummer 3 och där makadam utgör det nedersta lagret med nummer 4, se notationer i Figur 9.1. I ekvationen divideras med enhetsomvandlaren 1 000 för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_{\text{eff}} = A_{\text{sf}} \cdot (h_1 + h_2 \cdot p_2 + h_3 \cdot p_3 + h_4 \cdot p_4) / 1000 \quad 9.2$$

$V_{\text{eff}}$  Effektiv vattenvolym, anläggning ( $\text{m}^3$ )

$A_{\text{sf}}$  Anläggningens area ( $\text{m}^2$ )

$h_1$  Tjocklek, reglervolym (mm)

$h_2$  Tjocklek, filtermaterial (mm)

$h_3$  Tjocklek, materialavskiljande lager (mm)

$h_4$  Tjocklek, makadamlager (mm)

$p_2$  Porositet, filtermaterial (-)

$p_3$  Porositet, materialavskiljande lager (-)

$p_4$  Porositet, makadamlager (-)

Vattenkvalitetsvolymen ( $V_Q$ ) ska vara lika stor eller mindre än den tillgängliga (effektiva) volymen ( $V_{\text{eff}}$ ), se Ekvation 9.3 (New York State, 2015).

$$V_Q \leq V_{\text{eff}} \quad 9.3$$

$V_Q$  Vattenkvalitetsvolym eller den vattenvolym som skall behandlas ( $\text{m}^3$ )

$V_{\text{eff}}$  Effektiv vattenvolym, anläggning ( $\text{m}^3$ )

Reglervolymen  $V_d$  kan överslagsmässig beräknas ur Ekvation 9.4, vilken enligt WEF och ASCE (2012) översiktligt beaktar lagringsvolymen i porvolymen under filtermaterialets yta. Det rekommenderas att istället använda metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5 om erforderlig reglervolym ( $V_{d,\text{max}}$ ) för strypt utflöde skall beräknas.

$$V_d = 0,75 V_Q \quad 9.4$$

$V_d$  Fördröjningsvolym ( $\text{m}^3$ )

$V_Q$  Vattenkvalitetsvolym eller den vattenvolym som skall behandlas ( $\text{m}^3$ )

Ett strypt utlopp kan anläggas, varmed utflödet kan dimensioneras för önskad tömningstid, se Ekvation 9.5 (Larm, 2000b), där enhetsomvandlaren 3,6 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$Q_{\text{out}} = V_d / (3,6 \cdot t_{\text{out}}) \quad 9.5$$

$Q_{\text{out}}$  Maximalt utflöde (l/s)  
 $V_d$  Fördröjningsvolym (m<sup>3</sup>)  
 $t_{\text{out}}$  Tömningstid (h)

Uppehållstid i biofilter är den tid som materialet är i kontakt med vattnet och beräknas genom porvolymen dividerat med flödet (Penn och Bowen, 2018). Porvolymen ( $V_{\text{eff}}$ ) i filtermaterialet beräknas enligt Ekvation 9.6 (Penn och Bowen, 2018), där  $h_2$  som är filtermaterialets tjocklek illustreras i Figur 9.1. I ekvationen divideras med enhetsomvandlaren 1 000 för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter

$$V_{\text{eff}} = L \cdot W \cdot h_2 \cdot p_2 / 1000 \quad 9.6$$

$V_{\text{eff}}$  Effektiv vattenvolym, anläggning (m<sup>3</sup>)  
 $L$  Längd, anläggning (m)  
 $W$  Anläggningens bredd (m)  
 $h_2$  Tjocklek, filtermaterial (mm)  
 $p_2$  Porositet för filtermaterialet (-)

Flödet genom och ut från filtermaterialet kan beräknas genom Darcy's lag ur Ekvation 9.2 (WEF och ASCE, 2012) om man ansätter  $Q_{\text{out}} = V_Q / t_{\text{out}}$ , se Ekvation 9.7. Ekvationen beaktar inte materialen under filtermaterialet. I ekvationen divideras med enhetsomvandlaren 3 600 för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$Q_{\text{out}} = A_{\text{sf}} \cdot k_2 \cdot (h_m + h_2) / (h_2 \cdot 3600) \quad 9.7$$

$Q_{\text{out}}$  Maximalt utflöde (l/s)  
 $A_{\text{sf}}$  Anläggningens area (m<sup>2</sup>)  
 $k_2$  Hydraulisk konduktivitet, filtermaterial (mm/h)  
 $h_m$  Medelvattendjupet över filtermaterialets yta (mm)  
 $h_2$  Tjocklek, filtermaterial (mm)

Ibland behöver anläggningen fördröja dagvattenflödet med hänsyn till begränsad kapacitet i transportsystemet nedströms och för att minska risken för översvämning. Då behöver även fördröjningsvolymen dimensioneras. Biofilter kan utformas för att reducera dimensionerande toppflöden enligt WEF och ASCE (2012). Dagvattenflöden fördröjs genom att filtermaterialet är nedsänkt så att en zon över filtermaterialet skapas där dagvatten kan fördröjas. Även en mindre mängd dagvatten kan fördröjas i växtbäddsmaterialets och makadamens luftfyllda porvolym med ett eventuellt strypt utlopp (klen ledning så att den effektiva fördröjningsvolymen kan utnyttjas) (Larm, 2014). I de flesta fall är dock filtermaterialets infiltrationskapacitet den begränsande faktorn för som styr eventuell fördröjning. Om volymen gör att större yta behövs så ska ytan som erhålls vid dimensionerad volym användas istället.

Det skall kontrollberäknas att det maximala utflödet (inklusive eventuell bräddning förbi anläggningen) vid dimensionerande återkomsttid på regnet inte blir större än flödeskapaciteten i transportsystemet nedströms anläggningen.

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

Den erforderliga maximala fördröjningsvolymen ( $V_{d,max}$ ) ska vara lika stor eller mindre än den tillgängliga (effektiva) volymen ( $V_{eff}$ ), se Ekvation 9.8.

$$V_{d,max} \leq V_{eff} \quad 9.8$$

$V_{d,max}$  Maximalt erforderlig fördröjningsvolym ( $m^3$ )

$V_{eff}$  Effektiv vattenvolym, anläggning ( $m^3$ )

Dimensionerande regnvaraktighet och hydraulisk konduktivitet genom materiallagren samt om ovanstående lager har förbindelse med översvämningssonen, t.ex. via bräddbrunn, eller inte har betydelse för om man kan räkna med den totala tillgängliga fördröjningsvolymen eller inte. Frågan är om dagvattnet under det dimensionerande regnet hinner infiltrera genom alla materiallager. Tidsfaktorn måste alltså medräknas varmed en datormodell behövs vid beräkning av dimensionerande fördröjningsvolym.

Porvolymen, d.v.s. den effektiva volymen som blir tillgänglig för fördröjning av dagvatten i makadamlagret, blir ca 30–40 %. Det är viktigt att inte spannet i kornstorleken blir för stort, då detta minskar fördröjningskapaciteten i makadamlagret (Larm, 2014).

Om grundvattennivån bedöms hamna minst 0,5 meter under magasinbotten (VAV P46, 1983) kan man räkna med ökat utflöde via exfiltration genom magasinets botten- och sidoytor (och vidare perkolation till grundvattnet), förutsatt att omgivande mark inte är helt tät eller om en tät duk används. Detta ökade utflöde kan ge minskad magasinsstorlek. Vid högre grundvattennivå bör magasinen tätas mot omkringliggande mark så att hela magasinvolymen kan utnyttjas. Då blir det ingen exfiltration att räkna med.

I biofilter filtreras det mesta sedimentet bort genom filtermaterialet så exfiltration genom hela botten- och sidoytan bedöms därmed kunna medräknas. Det rekommenderas dock att räkna med halva den bedömda eller uppmätta exfiltrationshastigheten ( $k$ -värdet), detta eftersom marken inte är homogen (VAV P46, 1983). Totalt dimensionerande utflöde blir alltså utflödet via ledning plus medräknat utflöde via exfiltration. Utflödet genom exfiltration kan beräknas enligt Ekvation 9.9, härledd från Darcy's lag och VAV P46, 1983, där enhetsomvandlaren 1 000 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter:

$$Q_{\text{exf}} = A_{\text{bs}} \cdot 0,5 \cdot K_{\text{exf}} \cdot 1000$$

9.9

$Q_{\text{exf}}$  Utlöde genom exfiltration (l/s)

$A_{\text{bs}}$  Magasinets botten- och sidoyta (m<sup>2</sup>)

$K_{\text{exf}}$  Exfiltrationshastighet (m/s)

### Sammanställning av dimensioneringsrekommendationer för biofilter

Utformning av biofilter för dagvattenrening kan skilja sig beroende på vilka föroreningar som prioriteras. Rekommendationer som bör beaktas vid dimensionering av biofilter har sammanställts i Tabell 9.2. Dessa är till stor del baserade på en sammanställning av Hunt m.fl. (2012) såvida inga andra referenser anges. I Tabell 9.3 sammanställs sedan rekommendationer för de olika filterlagren och komponenter.

Tabell 9.2 *Rekommendationer för utformning av biofilter beroende på föroreningar som ska renas. Baserad på Hunt m.fl. (2012) om inte annat anges.*

Förorening som ska renas	Rekommendation för utformning	Kommentarer
Sediment	Djup på filtermaterial	<300 mm
	Infiltrationskapacitet	<150 mm/hr enligt Hunt m.fl. (2012), högre infiltrationskapacitet kan dock också fungera (Blecken, 2010)
	Vegetation	Bidrar till fastläggning av sediment upprätthåller infiltrationsförmåga (minskar igensättning)
	Försedimentering	Förbättrar reningsförmåga
	Annat	Sedimenttillförsel under byggskede bör undvikas
Metaller och PAHer	Andel organiskt material i filtret	Gynnar metalladsorption, dock risk för urlakning på sikt när det organiska materialet bryts ned (Søberg m.fl., 2019b)
	Djup på filtermaterial	Rening av partikulära och lösta metaller / PAHer sker i det översta filterlagret (<200 mm)
	Infiltrationskapacitet	<150 mm/hr enligt Hunt m.fl. (2012), högre infiltrationskapacitet kan dock också fungera (Blecken, 2010)
	Vegetation	Troligtvis mindre påverkan. Forskning pågår (Lange m.fl., 2018; Dagenais m.fl., 2018) Vegetationen gynnar dock infiltrationskapaciteten
Fosfor	Filtermaterial	Mest relevant för fosforrening.
		Fosforadsorption gynnas av t.ex. inblandning av stålull, järnspån, kalk, m.m.
		Kompost eller annat organiskt material kommer att brytas ned och orsakar urlakning av P, därför mycket låg andel av dessa
		Maximal fosforkoncentration i filtermaterialet <100 mg/kg TS (FAWB, 2008)
	Djup på filtermaterial	600-900 mm
	Infiltrationskapacitet	<100 mm/h
	Vattenmättad zon	Mest sannolikt ingen betydelse
	Vegetation	Gynnar mest troligtvis P-rening
Annat	Ingen gödsling!	
Kväve	Filtermaterial	Mycket låg andel organiskt material p.g.a. urlakning av kväve
	Djup på filtermaterial	>900 mm eftersom djupare filter gynnar N-rening
	Infiltrationskapacitet	<25-50 mm/h, längre uppehållstid gynnar N-rening
	Vattenmättad zon	Bidrar till längre uppehållstid Denitrifikation gynnas
	Annat	Ingen gödsling!
Bakterier	Djup på filtermaterial	>600 mm
	Infiltrationskapacitet	25-50 mm/h
	Vattenmättad zon	Rekommenderas (Hunt m.fl., 2012; Søberg m.fl., 2019)

Tabell 9.3 Utformning av biofilter. Rekommenderade värden utifrån litteraturstudie

Parameter	Storlek/kommentarer	Enhet	Ref.
Förhållande mellan anläggningsarea och reducerad avrinningsyta	2,5 (1,0-11)	%	2,3,6,9
Total reglerhöjd	0,25 (0,10-0,60)	m	1,2,4,5
Reglerhöjd upp till bräddnivå	0,20 (0,05-0,45)	m	1,2,4
Reglerhöjd från bräddnivå till omgivande yta	0,050	m	1
Filtermaterialets djup om plantor (ej träd)	0,45 (0,40-0,70)	m	1,2,4,5,7
Filtermaterialets infiltrationskapacitet, hydraulisk konduktivitet	200 (50-300), minskar med tiden	mm/h	1,4,5,7
Djup på avskiljande sandlager (istället för geotextil)	0,10 (0,10-0,15)	m	1,2,4
Djup på makadamlager	0,35 (0,15-0,60)	m	1,2,4,5,8
Diameter på dräneringsledning	110 ( $\geq 100$ )	mm	5
Djup på bädd för dräneringsledning	0,10 (0,10-0,15)	m	8

Ref 1: Healthy waterways (2012), Ref 2: FAWB (2009), Ref 3: Clean Water Services (2009),  
 Ref 4: FAWB (2008), Ref 5: NVE (2013), Ref 6: Blecken (2010), Ref 7: Muthanna et al. (2008),  
 Ref 8: Larm (2013b), Ref 9: Larm och Alm, 2016.

## 10 Infiltrationsanläggningar

I detta kapitel behandlas anläggningar vars främsta syfte är att minska ytavrinningsvolymen och flöden genom att infiltrera vattnet. Efter infiltrationen i anläggningen behöver vattnet fördröjas i ett underjordiskt magasin som kan utformas på olika sätt. Från detta magasin kan vattnet avledas genom ett strypt utlopp eller liknande till dagvattennätet eller exfiltrera från magasinet för att perkolera till grundvattnet (Figur 1.1). Vid perkolation till grundvattnet gynnar grundvattenbildning i hårdgjorda områden vilket kan vara ett viktigt syfte för dagvattenhantering.

Vid avledning genom en ledning behöver utflödet strypas för att inte överstiga flödeskapaciteten nedströms. Vid infiltration/perkolation är utflödet i regel begränsat av markens infiltrationsförmåga.

Magasinvolymen dimensioneras enligt metoden i kapitel 5. Dimensionerande utflöde sker genom ledning (vid anslutning till dagvattennätet) och/eller med exfiltration genom (sido-)arean av magasinet.

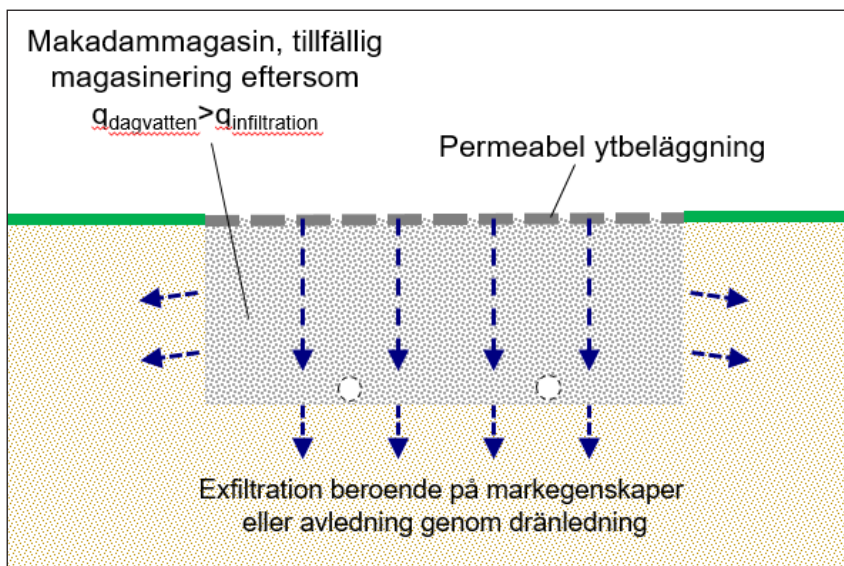
Infiltrationsanläggningar kan rena dagvattnet exempelvis genom avskiljning av sediment och partikelbundna föroreningar (Tabell 3.2). Det ofta grövre material i det underjordiska magasinet (med stor porvolym) gynnar dock i regel inga andra reningsprocesser (som t.ex. adsorption).

### 10.1 Permeabla beläggningar (permeabel asfalt, rasterytor)

#### Inledning: syften och funktion

Avrinnande dagvatten kan reduceras genom att göra väg- och parkeringsbeläggningar genomsläppliga, då dagvattnet dränerar genom beläggningsen och sedan vidare till underliggande marklager eller (efter strypning) till ledningsnätet. Vid perkolation till grundvattnet behövs ett underliggande makadammagasin eftersom markens hydrauliska konduktivitet i regel är lägre än infiltrationen genom den permeabla ytan. Även vid strypt avledning för fördröjning behövs en magasinvolym. Det finns flera typer av dränerande beläggningar: hålsten av betong, Pelleplattor (plastraster med gräs eller grus i hålen), betongraster (med gräs eller grus i hålen) eller permeabel asfalt (Larm, 2014). Viktigt för livslängden av dessa anläggningar är drift och underhåll (Svenskt Vatten, 2011; Blecken, 2016). Figur 10.1 på nästa sida visar en principskiss på permeabel beläggning.

Hålad marksten och rasterutor, t.ex. hålsten och Pelleplattor, är alltså försedda med öppna hål eller fogar som kan fyllas med grus eller växtlighet, där dagvattnet har möjlighet att infiltrera ned till en vattengenomsläpplig dränerad överbyggnad. Figur 10.2 visar exempel på permeabla rasterbeläggningar. Om hålen förses med gräs är det viktigt att gräset och tillhörande jord inte når ända upp till överkanten på stenen utan ligger något lägre så att fordonens hjul inte packar gräset. I annat fall riskeras att gräsytan blir så packad att ingen infiltration kan ske (Svenskt Vatten, P105).



Figur 10.1 Principskiss av permeabel beläggning

Om hålen i en rasteryta av betong fylls med makadam bör en stenstorlek av 2–4 eller 4–8 mm användas, inte mindre än så. Underlaget som markstenen ska placeras på bör överst ha ett lager med 2–4 mm och därunder ett grövre makadamlager. Om infiltrationskapaciteten minskar kraftigt i rasterytan behöver materialet i hålen bytas ut (Svenskt Vatten, P105).

Permeabel asfalt eller permeabel betong är en öppen asfalt-/betongbeläggning. Denna anläggs på en vattengenomsläpplig överbyggnad, som utförs av makadam. Man måste vara medveten om att ytan sätts igen på sikt beroende på typ av trafik och trafikbelastning (Al-Rubaei m.fl., 2013). Halkbekämpning med finkornigt material bör undvikas och regelbundet underhåll behöver ske (vakuum sugning minst en gång/år) (Al-Rubaei m.fl., 2013; Blecken m.fl., 2017).

En viss behandling av dagvattnet sker när dagvattnet infiltrerar genom ytbeläggningen och i underliggande marklager så att en reningseffekt uppstår. Denna anläggningstyp rekommenderas dock inte generellt för ett mer förorenat dagvatten som t.ex. innehåller mycket sediment beroende på bl.a. igensättningsrisken. Viktigt att ha i åtanke är också att vid perkolation utgör marken till viss del recipient och att det därför bör hållas uppsikt över föroreningar (vilken typ av föroreningar och i vilken omfattning).

Avledning till ledningsnätet genom dräneringsrör förhindrar spridning av föroreningar i mark. Om ett dräneringsrör anläggs kan anläggningen utföras med ett omgivande tätskikt om marken är förorenad, eftersom det annars finns risk för spridning av föroreningar när dagvattnet exfiltrerar till omgivande mark genom bottenytan och sidoytor. Ett tätskikt minskar även risken för förorening av grundvattnet.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.



Figur 10.2 Olika permeabla beläggningar med hålsten/betongraster och plattor anlagda med avstånd för möjlighet till infiltration

Figur 10.3 visar exempel på permeabel betong och asfalt.



Figur 10.3 Permeabel betong bredvid vanlig betong på en parkering; borkkärna från permeabel asfalt (porerna genom vilka vattnet infiltrerar syns tydligt)

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

Om anläggningen underhålls regelbundet kan i regel alla dimensionerande nederbördsolymer (även återkomsttider längre än 20 år) infiltreras genom beläggningen. Därmed blir avrinningskoefficienten för avrinningen 0 och i princip blir infiltrationen 100 %, då avdunstningen blir försumbar i sammanhanget (Al-Rubaei m.fl., 2012; Winston m.fl., 2016).

Anläggningens area utgör normalt samma area som avrinningsytan, men skulle det tillkomma någon yta rekommenderas anläggningens area beräknas enligt Ekvation 7.1. För att använda den ekvationen måste man dock anta att volymavrinningskoefficienten  $\varphi_v = 1,0$ , som i detta fall innebär att i princip allt dagvatten kan behandlas i anläggningen, även om i praktiken inget avrinner vidare över själva beläggningen. Man kan mer korrekt anta att man i ekvationen ersätter  $\varphi_v$  för den permeabla beläggningen med en infiltrationskoefficient  $K_{inf} = 1,0$ , och att regressionskonstanten  $K_\psi = 100\%$  om det inte finns någon tillkommande yta. Detta ger t.ex. att om avrinningsområdets area, lika med ytan på den permeabla beläggningen, är  $100\text{ m}^2$  (0,010 ha) blir anläggningsarean också  $100\text{ m}^2$ .

Eftersom dagvatteninflödet genom ytan överstiger utflödet (antingen via dränledning eller via exfiltration och vidare perkolation till grundvattnet) vid kraftiga regn behöver en fördröjningsvolym finnas under den genomsläppliga ytan. Denna utgörs i regel av ett makadammagasin.



Det bör kontrolleras att utflödet via dränering och/eller exfiltration är tillräckligt stort så att tillgänglig (effektiv) volym,  $V_{\text{eff}}$  minst blir lika stor som maximalt erforderlig volym,  $V_{\text{d,max}}$  (Ekvation 9.8), för att undvika översvämning av ytan vid dimensionerande regn.  $V_{\text{eff}}$  rekommenderas beräknas utifrån Ekvation 10.1, där  $h_4$  är tjockleken på makadammagasinet och  $p_4$  dess porvolym (Penn och Bowen, 2018). I ekvationen divideras med enhetsomvandlaren 1 000 för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_{\text{eff}} = A_{\text{sf}} \cdot h_4 \cdot p_4 / 1000 \quad 10.1$$

$V_{\text{eff}}$  Effektiv vattenvolym, anläggning ( $\text{m}^3$ )

$A_{\text{sf}}$  Anläggningens area ( $\text{m}^2$ )

$h_4$  Tjocklek, makadamlager (mm)

$p_4$  Porositet, makadamlager (-)

Utfödet genom exfiltration kan beräknas enligt Ekvation 9.9.

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

### Rening

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).

Det rekommenderas dock att inte använda en permeabel beläggning om rening är prioriterad p.g.a. risk för igensättning (vilken är följderna av avskiljning av partikelbundna föroreningar) och risk för förorening av grundvatten. Beläggningssytan kommer att sätta igen med tiden. Antingen ersätts då infiltrationsmaterialet eller så tvättas porerna med högtrycksspolning och/eller vakuumsugning (Al-Rubaei m.fl., 2012; Winston m.fl., 2016). Dessutom bör sedimenttillförsel minimeras genom t.ex. anpassad vinterväghållning (Al-Rubaei m.fl., 2012).

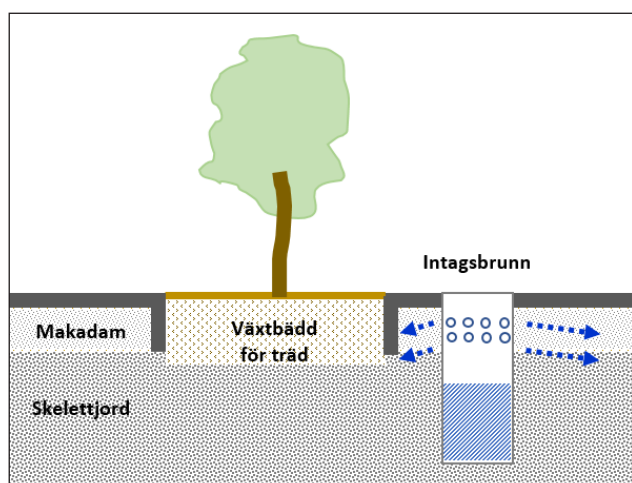


Figur 10.4  
Igensatt f.d.  
permeabel yta

## 10.2 Skelettkonstruktioner

### Inledning: syften och funktion

Skelettkonstruktioner anläggs främst i syfte att ge bärighet och goda förutsättningar för växtlighet (ofta för stadsträd). Själva skelettjorden är makadam (eller skärv) som blandas med jord eller exempelvis biokol. Målsättningen är att med en blandning av jord och makadam skapa bättre förutsättningar för rotsystemens utveckling, detta genom att en extra tillväxtzon för rotsystemen skapas under den ”normala” planteringsytan. De förhållanden som skapas kan även vara förmånliga för att fördröja dagvatten från vägar och parkeringsytor. Reningsfunktionen har inte undersökts systematiskt. Figur 10.5 visar en principskiss av en skelettkonstruktion med intagsbrunn, makadamlager och underliggande skelettjord.



Figur 10.5  
Principskiss av  
skelettkonstruktion

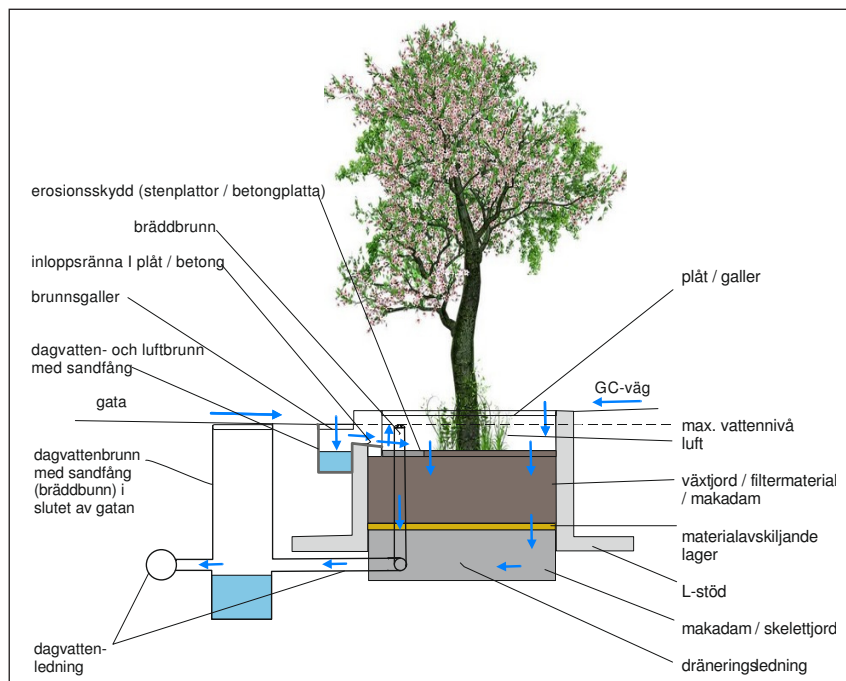
Skelettkonstruktioner används främst för träd i hårdjord miljö. Det ger utrymme för trädrötter och är bärande för ovanliggande trafikyta. Det är viktigt att jorden kan syresättas samt att det finns åtkomst till vatten. Detta sker ofta genom dagvattenintag sker via luftbrunnar i luftigt bärlager (Figur 10.5).

Fördröjningspotentialen är begränsad eftersom jord blandat med makadam ger en relativt liten dränerbar porvolym. Anläggningen kombineras dock i regel med ett makadamlager ovanför (även kallat luftigt bärlager) för att erhålla en större porvolym. För att kunna utnyttja denna volym behöver dock flödeskapaciteten genom intagsbrunnen vara tillräckligt hög.

Eftersom skelettkonstruktioner i regel inte är nedsänkta (och därmed inte har en tillfällig magasinvolym på anläggningen såsom för biofilter) behöver dagvattenflödet ganska snabbt ledas in i skelettjorden genom en (ofta kombinerad luft- och) intagsbrunn och eventuellt en spridarledning. Detta medför en högre risk för igensättning av dessa eftersom vattnet medför finare sediment. Det är även svårare att underhålla (t.ex. vakuumsugning eller spolning) dessa underjordiska konstruktioner. Dessutom kan det vara svårt/omöjligt att säkerställa tillräcklig flödeskapacitet genom intagsbrunnens hål.

Utöver fördröjning kan även rening av dagvattnet ske, även om det endast finns få bristfälliga dataunderlag som visar hur stor reningseffekt som kan erhållas. Ofta rekommenderas gödsling av skelettjorden för att säkerställa trädens tillväxt. Om utsläpp av näringsämnen (ofta fosfor) till recipient dock ska minimeras förutsätter det att jorden inte innehåller för hög fosforhalt. Därför ska gödsling undvikas om rening av näringsämnen/fosfor behövs. Bedömningen är att trädens tillväxt blir tillräcklig om man tillsätter dagvatten från exempelvis vägar och som i sig innehåller relativt höga koncentrationer av näringsämnen (annars skulle ju ingen rening av detta dagvatten krävas). Eventuell bedömd erforderlig gödseltillsats skall i så fall ske med stor försiktighet och endast på biokol närmast ett träd planterade rötter, kombinerat med oögsad biokol i botten som kan binda näringsämnen och minska näringsläckaget.

Nedsänkta regnbäddar med underliggande makadam- eller skelettjordslager rekommenderas därför eftersom underhållet underlättas mycket och dagvattnet kan transporteras in i anläggningen på ett sätt som ger mindre risk för igensättning. Utformningen kan anpassas till en typ av nedsänkt skelettkonstruktion med (gräs)vegetation som har bättre förutsättning för rening och som mer liknar funktionen av ett biofilter, se Figur 10.6. Dagvattnet leds in via dagvattenbrunn och ränna för att infiltrera genom en växtbädd där träd kan planteras och mellan träden kan man anlägga makadam eller annat filtermaterial såsom biofilter är uppbyggda, se Kapitel 8.



Figur 10.6 Principskiss av rekommenderad alternativ lösning för skelettkonstruktioner; nedsänkt utformning med infiltration genom växtjord eller annat filtermaterial

Skelettkonstruktioner med endast makadam kan dimensioneras på liknande sätt som underjordiska makadammagasin, se kapitel 10.3.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Den typ av skelettkonstruktion som avses här byggs upp av en fyllning av grov makadam (100–150 mm skärv) som blandas (vattnas) med jord varmed ett lager av skelettjord skapas, som sedan överlagras av ett lager av makadam som skapar ett s.k. ”Luftigt bärlager”.

Dagvattnet i skelettkonstruktionen leds till skelettjorden via rännstensbrunnar med sandfång och spridningsledning eller via kombinerade luftnings- och dagvattenbrunnar. Dagvattnet kan avledas genom en dräneringsledning för vidare transport till en dagvattenledning.

Den typ som istället avser makadam utan jordinblandning beskrivs som Makadamdiken (kapitel 9.3) om de är öppna och som Makadammagasin (kapitel 10.3) om de anläggs under mark. Den alternativa nedsänkta utformningen med infiltration som föreslås i Figur 10.6 beskrivs som Biofilter (kapitel 9).

#### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Fördröjningsvolymen i skelettkonstruktionen skapas av den dränerbara porvolymen som i skelettjorden är omkring 12 procent och i det överliggande makadamlagret som där utgör cirka 30–40 procent av den totala volymen. Fördröjningsvolymen kan ökas om det skapas ett yligt fördröjningslager, såsom utförandet i Figur 10.6. Träd som planteras i skelettjorden kan bidra till fördröjningen genom vattenupptag och avdunstning.

Anläggningens yta kan beräknas enligt Ekvation 7.1. Regressionskonstanten bedöms kunna antas vara lika som för makadamdiken, normalt kring 3,5–8 (1,2–12) (Larm och Alm, 2016). Alternativt kan Ekvation 9.1 användas.

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. Erforderlig fördröjningsvolym behöver ökas för att kompensera för mindre effektiv volym i magasinets makadam- och skelettjordsfyllning, varmed dessa materials porvolym måste medräknas. En överslagsmässig bedömning är att öka fördröjningsvolymen med en faktor på 3,0 för makadamlagret och med 8,6 för skelettjordslagret.

Om grundvattennivån bedöms hamna minst 0,5 meter under anläggningens botten kan man räkna med ökat utflöde via exfiltration genom sidoytor (och vidare perkolation till grundvattnet), förutsatt att omgivande mark inte är helt tät eller om en tät duk används. Detta ökade utflöde kan ge minskad storlek på erforderlig fördröjningsvolym. Risker är stor för en igensättning av partiklar på botten och vid del av sidoytorna, som kan ack-

umuleras med tiden. Därför bör man inte dimensionera för någon exfiltration genom bottenytan. Endast halva sidoytan rekommenderas dessutom att medräknas enligt VAV P46 (1983). Utöver detta rekommenderas att räkna med halva den bedömda eller uppmätta exfiltrationshastigheten ( $k$ -värdet) eftersom marken inte är homogen (VAV P46, 1983). Totalt dimensionerande utflöde blir alltså utflödet via ledning plus medräknat utflöde via exfiltration. Utfloendet genom exfiltration kan beräknas enligt Ekvation 10.2 som är härledd från Darcy's lag (Larm, 2013; VAV P46, 1983), där enhetsomvandlaren 1 000 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$Q_{\text{exf}} = A_s \cdot 0,5 \cdot K_{\text{exf}} \cdot 0,5 \cdot 1000 \quad 10.2$$

$Q_{\text{exf}}$     Utflöde genom exfiltration (l/s)

$A_s$         Anläggningens sidoyta (m<sup>2</sup>)

$K_{\text{exf}}$     Exfiltrationshastighet (m/s)

Vid högre grundvattennivå bör anläggningen tätas mot omkringliggande mark så att hela fördröjningsvolymen kan utnyttjas. Då blir det ingen exfiltration att räkna med.

### Rening

Det finns till vår kännedom inga vetenskapliga studier som utvärderat reningsfunktionen i skelettkonstruktioner. Antagligen avskiljs sediment och därmed partikelbundna föroreningar mycket väl, dock medför detta en hög risk för igensättning (se nedan). Dessutom kan det vara svårt att underhålla anläggningen (gäller främst borttagning av ackumulerat sediment). Rening av lösta föroreningar beror mycket på materialvalet och underhåll av skelettkonstruktionen. Reningen bedöms bli högre om man utformar skelettkonstruktionen nedsänkt (Figur 10.6) och kan infiltrera dagvattnet genom växtjorden/filtermaterialet.

Ofta rekommenderas det att gödsla skelettjordar om biokol tillsätts. Den rekommendationen kommer från att om biokolet inte gödslas bedöms det finnas en risk att biokolet binder till sig näringsämnen från jorden vilket medför att växterna får mindre näring för tillväxt. Om gödsel tillsätts kan det dock ge en nettofrigörelse av näringsämnen, vilket normalt inte accepteras i projekten. Dagvattnets innehåll av näringsämnen kan dock vara tillräckligt för att tillgodose växternas behov (Larm och Wahlsten, 2017). Att tillföra näringsämnen via gödsel, eller andra tillsatser med stort innehåll av näringsämnen, t.ex. kompost, bör helst inte ske alls om rening av näringsämnen prioriteras (Larm och Wahlsten, 2017), eller i så fall med stor försiktighet samt endast på biokol närmast ett trädplanterade rötter och i kombination med ogödslad biokol i botten. Ogödslad biokol kan binda näringsämnena och minska näringsläckaget.

Om rening prioriteras ska anläggningen utformas för att uppnå syftet. Samma rekommendationer som för biofilter gäller, främst Tabell 9.1 och Tabell 9.2.

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på anläggningens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).

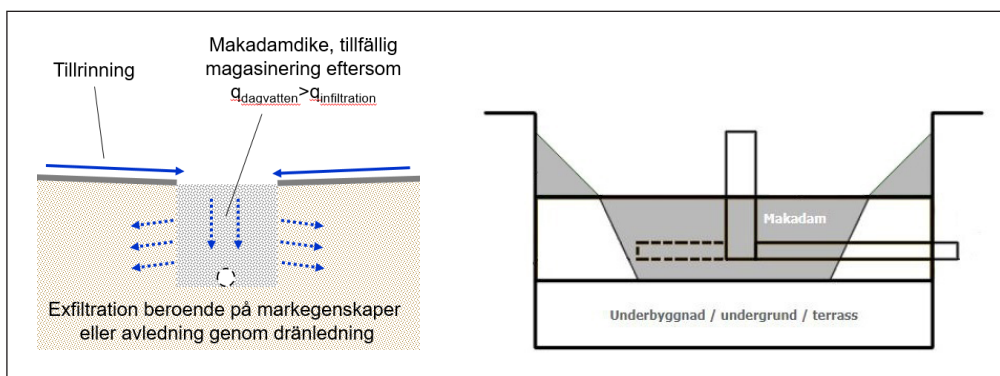
### 10.3 Makadamdiken (krossdiken)

#### Inledning: syften och funktion

Ett makadamdike eller krossdike är ett öppet dike som är helt eller delvis fyllt med makadam. Vattnet infiltrerar i makadamdiket och exfiltrerar/perkolerar till grundvattnet eller avleds genom dräneringsrör till ledningsnätet. Därmed kan makadamdiken tillhandahålla minskad ytavrinning i kombination med fördröjning innan utsläpp till ledningsnätet eller grundvattenbildning. Porvolymen i makadamdiket användas som temporär magasinvolym. Figur 10.7 visar principskisser av makadamdiken.

Makadamdiken kan också bidra med rening. Risken för igensättning och eventuella problem att avlägsna ackumulerad sediment bör dock beaktas.

Makadamdiken kan utformas på flera sätt och anläggs ofta i anslutning till vägar och parkeringar, se Figur 10.8.



Figur 10.7 Principskisser av makadamdiken



Figur 10.8  
Makadamdike

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Anläggningen utformas genom att makadam fylls i ett dike. För att erhålla en effektiv fördröjning av dimensionerande flöden behöver makadamdikens utlopp strypas. Vid högre grundvattennivå eller vid förorenad mark bör anläggningen tätas mot omkringliggande mark så att hela fördröjningsvolymen kan utnyttjas respektive att inga föroreningar i den förorenade marken kan spridas. Vid perkolation till grundvattnet tillåts exfiltration genom sidoytorna av anläggningen.

### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Anläggningens yta rekommenderas beräknas enligt Ekvation 7.1. Regressionskonstanten är normalt kring 3,5–8 (1,2–12) (Larm och Alm, 2016), men kan bli högre om makadamdiken anläggs längs med en väg. Alternativt kan anläggningens yta beräknas från Ekvation 9.2.

För att få en långsam avtappning av makadamdiket behöver det förses med ett strypt utlopp enligt Stockholms stad (2017). Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. Erforderlig fördröjningsvolym behöver ökas för att kompensera för mindre effektiv volym i magasinets makadamfyllning, varmed porvolym i makadam (ca 30–40 % beroende på makadamfraktioner) måste medräknas.

Om grundvattennivån bedöms hamna minst 0,5 meter under anläggningens botten kan man räkna med ökat utflöde via exfiltration genom sidoytorna (och vidare perkolation till grundvattnet), förutsatt att omgivande mark inte är helt tät eller om en tät duk används. Risken är stor för igenättning av partiklar främst på botten, som kan ackumuleras med tiden. Därför bör man inte dimensionera för någon exfiltration genom bottenytan. Endast halva sidoytan rekommenderas dessutom att medräknas enligt VAV P46 (1983) och enligt Stahre och Urbonas (1990). Enligt Stahre och Urbonas (1990) förklaras detta av att utflödet från en perkolationsanläggning kan uppskattas genom Darcy's lag. Vattendjupet i magasinet kommer att variera under fyllnings- och tömningsprocessen. För att uppskatta ett medelutflöde kan vattendjupet ansättas till halva maximala magasindjupet. Detta innebär att den effektiva exfiltrationsarean blir lika stor som halva magasinets sidoyta. Volymberäkning för makadamdiket görs enligt kapitel 5.1 eller 5.2; utflödet är exfiltrationskapaciteten och styrs av markens infiltrationskapacitet. Utöver detta rekommenderas att räkna med halva den bedömda eller uppmätta exfiltrationshastigheten ( $K$ -värdet) eftersom marken inte är homogen (VAV P46, 1983). Totalt dimensionerande utflöde blir alltså utflödet via ledning plus medräknat utflöde via exfiltra-

tion. Utflödet genom exfiltration kan beräknas enligt Ekvation 10.2. Detta ökade utflöde kan ge minskad storlek på erforderlig fördröjningsvolym.

Vid högre grundvattennivå bör anläggningen tätas mot omkringliggande mark så att hela fördröjningsvolymen kan utnyttjas. Då blir det ingen exfiltration att räkna med.

### **Rening**

Rening av främst sediment och partikelbundna föroreningar kan ske. Samtidigt orsakar detta dock igensättning av anläggningen. Adsorption av (lösta) föroreningar är i regel mindre effektiv p.g.a. av det grova materialet.

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på anläggningens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).



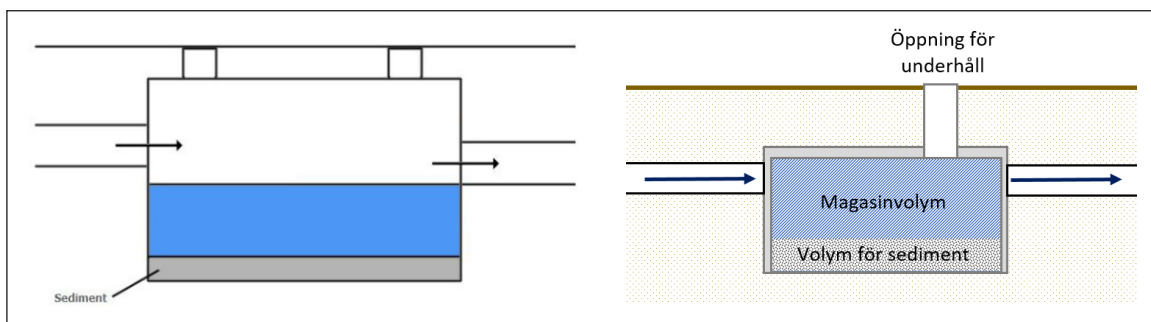
# 11 Underjordiska anläggningar

## 11.1 Sedimentationsmagasin

### Inledning: syften och funktion

Större underjordiska sedimentationsmagasin innehåller varken filter eller är fyllda med makadam. De kan användas för att fördröja och rena dagvatten. De innehåller en permanent vattenvolym och en övre volym som kan användas för flödesutjämning. Till skillnad mot vissa s.k. ”avsättningsmagasin” avser sedimentationsmagasin anläggningar till vilka dagvattnet kan ledas med självfall eller vid behov pumpas, men att ingen styrning sker som stänger av inloppet så att sedimentering sker under angiven tid, t.ex. 36 timmar, s.k. ”batch”. Sedimentationsmagasin dimensioneras istället så att de får tillräcklig permanent volym för effektiv sedimentering och deras utlopp kan strypas om en flödesutjämning erfordras eller för att få effektivare rening. De har en tät botten. Reningseffekten uppstår främst genom att suspenderat material och partikelbundna föroreningar sedimenterar i magasinet. I underjordiska magasin använder man sig dock inte av växter och biologiska processer som kan bidra till reningen som i öppna dammar. Beroende på utformningen och den hydrauliska effektiviteten kan sedimentationen i sådana magasin dock vara hög (Scholes m.fl. 2008; Blecken, 2016).

Dagvattenlösningen är lämplig i områden där det är brist på utrymme, exempelvis i tätbebyggda områden, och det av olika skäl inte är lämpligt att låta vattnet filtrera (perkolerar) vidare genom jordlagren till grundvattnet. Figur 11.1 visar principskisser av underjordiska sedimentationsmagasin.



Figur 11.1 Principskisser av sedimentationsmagasin

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

Underjordiska sedimentationsmagasin anläggs normalt i betong. Vattengång för in- och utlopp placeras normalt ca 1–2 meter över botten på magasinet.

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

Anläggningarnas permanenta volym (reningsvolym) rekommenderas beräknas enligt Ekvation 11.1 (New York State, 2015; WEF och ASCE, 2012), där enhetsomvandlaren 10 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter. Det är i princip samma ekvation som Ekvation 4.1, om man ansätter  $V_Q = V_p$ .

$$V_p = 10 \cdot r_d \cdot \varphi_v \cdot A \quad 11.1$$

$V_p$  Reningsvolym ( $m^3$ ), för permanent volym från botten upp till vattengång utlopp

$r_d$  Dim. regndjup (mm) enligt kapitel 3.3

$\varphi_v$  Volymavrinningskoefficient (-)

$A$  Avrinningsområdet area (ha)

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

Beräkning av ackumulerad sedimenttillväxt och bedömd skötselfrekvens rekommenderas. Sedimenttillväxten rekommenderas beräknas enligt Ekvation 11.2, härledd från German, (2005), där enhetsomvandlarna 1 000 respektive 100 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$v_s = 1000 \cdot \Delta L_{SS} \cdot (1 / \rho) \cdot (1 / A_b) \cdot (100 / TS) \quad 11.2$$

$v_s$  Sedimentets tillväxthastighet (mm/år), normalt 10–40 mm/år i urbana dagvattendammar

$\Delta L_{SS}$  Avskiljd mängd Suspenderad Substans, SS (kg/år)

$\rho$  Sedimentets densitet ( $kg/m^3$ ), normalt 1 350 (1 100–1 700)  $kg/m^3$

$A_b$  Anläggningens bottenarea ( $m^2$ )

TS Andel TS (%), normalt 29 (9–37) %

Antal år tills sedimenten behöver tas bort från anläggningen kan beräknas ur Ekvation 11.3.

$$N = h_s / v_s \quad 11.3$$

$N$  Antal år till borttagning av sediment, tömningsfrekvens (år)

$h_s$  Dimensionerande maximalt sedimentdjup före borttagning (mm)

$v_s$  Sedimentets tillväxthastighet (mm/år), normalt 10–40 mm/år i urbana dagvattendammar

En ungefärlig tömningsfrekvens för en damm kan alternativt uppskattas från Ekvation 11.4 (Healthy waterways, 2006).

$$V_s = A \cdot RE_{SS} \cdot V_{AN} \cdot N \quad 11.4$$

$V_s$  Nödvändig sedimentlagringsvolym ( $m^3$ )

A Area, avrinningsområdets (ha)

$RE_{SS}$  Anläggningens reningseffekt av Suspenderad Substans, SS (%)

$V_{AN}$  Sedimentfrakt från avrinningsområdet ( $m^3/ha/år$ ).  $V_{AN} = 1,5 m^3/ha$  år enligt rekommendation av Healthy waterways (2006).

N Antal år till borttagning av sediment, tömningsfrekvens (år)

## Rening

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av dimensionerande regndjup, inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt, eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi) och eventuell fördröjningsvolym med strypt utlopp för extra rening samt hydraulisk effektivitet (längd:bredd-förhållande, se Figur 12.5).

Det är viktigt att beakta att sedimentationshastigheten sjunker med sedimentets diameter; fint sediment sjunker mycket mera långsamt än grovt sediment och är därmed mycket svårare att avskilja i en sedimentationsanläggning (Tabell 11.1). Samtidigt är finsediment den viktigaste bäraren av partikelbundna föroreningar. Därför behöver sedimentationsanläggningar ofta kombineras med ett vidare reningssteg för avskiljning av mycket fint sediment och/eller lösta föroreningar. Sjunkhastigheten kan beräknas med Stokes ekvation och beror bl.a. på sedimentets densitet och vattentemperaturen. Värdena i Tabell 11.1 är hämtade från Healthy waterways (2006). Dessa har jämförts med en litteraturstudie där liknande medelvärden rapporteras (Auckland Regional Council, 2009). Dessa värden är i regel inte den faktiska sjunkhastigheten i en sedimentationsanläggning, som påverkas av en mängd parametrar. Ändå ger tabellen en indikation på vilka sedimentfraktioner som kan avskiljas effektivt.

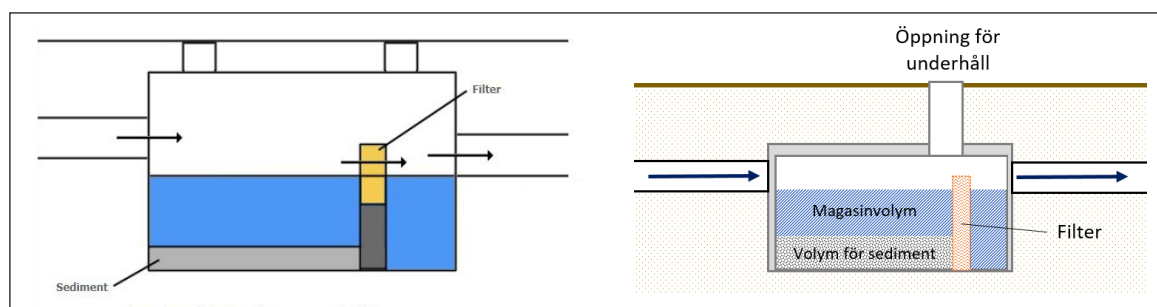
Tabell 11.1 Sjunkhastigheter av (dagvatten)sediment (Healthy waterways, 2006).

	Kornstorlek	Sjunkhastighet, mm/s	Tid som behövs för sediment att sjunka 1 m
Sand	2 mm	200	5 sek
	1 mm	100	10 sek
	0,5 mm	53	18 sek
	250 $\mu m$	26	38 sek
	125 $\mu m$	11	90 sek
Silt	62 $\mu m$	2,3	7 min
	31 $\mu m$	0,7	25 min
	16 $\mu m$	0,2	90 min
<Silt Kolloider	1 $\mu m$		2 veckor
	0,1 $\mu m$		3 år

## 11.2 Magasin med filterkassett

### Inledning: syften och funktion

Magasin med filterkassett avser ett mindre underjordiskt sedimentationsmagasin med filter, ett betongmagasin med filterinsats eller en teknisk filteranläggning. Magasin med filterkassett tar relativt liten plats (volym under mark) i anspråk. Anläggningen har kapacitet att klara stora flöden tack vare sin konstruktion där större flöden passerar ovanför sedimentationsdelen. Antingen kan allt dagvatten ledas in i magasinet varmed bräddning (bypass) sker inne i magasinet, alternativt kan bypass ske före magasinet. Det efterföljande filtret kan anpassas för olika effektiv avskiljning av olika ämnen, genom att välja olika material. Flödet genom filtret får inte vara för stort. Magasinet dimensioneras efter små regndjup och erfordrar kontinuerlig skötsel med borttagning av sediment samt byte av filter. Eftersom de är så små har de normalt samma dimension på in- och utlopp och har därmed inte någon flödesutjämnande funktion. Figur 11.2 visar principskisser av magasin med försedimenteringsdel och efterföljande filterkassett.



Figur 11.2 Principskisser av magasin med filterkassett. Utformningen varierar mellan olika leverantörer

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

Magasinet utformas normalt så att sedimenteringen underlättas genom att vattenflödet bromsas upp. För att minska nedbrytning i vatten separeras skräp och organiskt material, t.ex. löv, av galler efter inloppet. Detta måste rensas. Slutligen renas vattnet genom ett filtermaterial som anpassas efter de föroreningar som behöver avskiljas.

Magasinen utförs normalt med inlopp i självfall, men om pump skulle behövas kan anläggningen anpassas för detta. Filtermaterialet anpassas efter de ämnen som är viktigast att reducera. Åtkomst för skötsel sker genom brunnar med lock. Filtren behöver bytas någon eller ett par gånger per år, beroende på hur stor sedimentbelastning som kommer från tillrinningsområdet och beroende på dimensionerad storlek, där större storlek

ger mindre frekvent behov av skötsel. Detta betyder att magasin med filterkassett har ett mycket stort underhållsbehov jämfört med många andra anläggningar.

#### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Anläggningens permanenta volym (reningsvolym) kan beräknas enligt Ekvation 11.1. Eftersom anläggningen i princip inte har någon flödesutjämnande funktion beräknas inte någon fördröjningsvolym.

Beräkning av ackumulerad sedimenttillväxt och bedömd skötselfrekvens rekommenderas. Sedimenttillväxten kan beräknas enligt Ekvation 11.2–11.4.

#### **Rening**

Anläggningen renar dagvattnet genom flera processer, t.ex. sedimentation, filtrering och möjlighet till miljövänlig kemisk rening via någon typ av fällning. Magasinet har även en oljeavskiljande funktion och antingen kan oljan sugas bort eller så avskiljs oljan via oljeupptag i filtren. Galler separerar även ut skräp, löv m.m. som annars skulle kunna ge läckage av näringsämnen ut i vattenfasen.

Inte bara partikelbundna föroreningar avskiljs (som i princip gäller för sedimentationsmagasin) utan även lösta fraktioner.

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av dimensionerande regndjup, inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt, eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi) och hydraulisk effektivitet (längd:bredd-förhållande). En mycket viktig roll spelar dessutom naturligtvis filtermaterialet. Vid val av själva filtret behöver en detaljerad utredning göras eftersom många kommersiella filter varierar mycket i sin effektivitet.

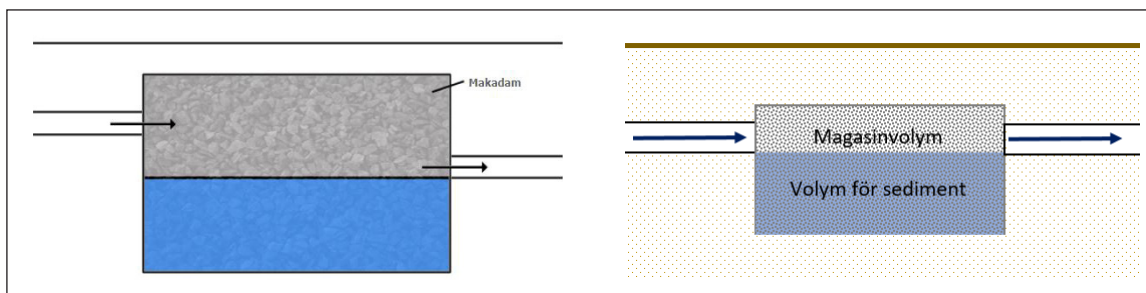
Det finns behov av fler oberoende undersökningar av effekten av olika material på olika ämnen, särskilt vad gäller lösta fraktioner av metaller. Det saknas oberoende undersökningar av olika filtermaterials avskiljningsförmåga i praktisk drift i stor utsträckning. Det finns dock några väl genomförda svenska och internationella undersökningar i fält av effekten av den typ av magasin med filter som i princip visas i Figur 11.2. Exempel på sådana är flödesproportionella provtagningar i in- och utlopp av magasin med filterkassett av typen EcoVault i Lantz metall i Årsta och i Landskrona samt i Lake Hodge och Gee Creek i USA (Harper and Baker, 2014). För att upprätthålla dessa effekter erfordras kontinuerlig skötsel med borttagning av sediment och byte av filter.

### **11.3 Makadammagasin (perkolationsmagasin, stenkistor)**

#### **Inledning: syften och funktion**

Underjordiska makadammagasin avser sedimentationsmagasin eller perkolationsmagasin som är fyllda med makadam. Magasinen används där det råder brist på utrymme, exempelvis i tätbebyggda områden. I dessa bygger reningsfunktionen främst på sedimentation av suspenderat material och

partikelbundna föroreningar. Figur 11.3 visar principskisser av makadammagasin med olika nivåer på inloppsledningen.



Figur 11.3 Principskisser av makadammagasin

Om magasinerna anläggs med öppen botten kan flödet exfiltrera ut genom sidorna för att vidare perkolera ner mot grundvattnet, vilket kännetecknar ett s.k. perkolationsmagasin. Reningen i perkolationsmagasinen sker då genom att vattnet rör sig vidare genom markprofilen under magasinet. Risk för grundvattenförorening behöver dock utredas för perkolationsmagasin.

Makadammagasin kan både användas i gatumiljöer och på bostadsgårdar, förutsatt att markförhållandena är lämpliga.

Magasinen kan ges en fördröjande funktion med ett strypt utlopp.

Enligt Stockholms stad (2017) ska hela den dimensionerande nederbördsvolymen rymmas i magasinet. För att få en långsam avtappning av magasinet, som bidrar med en effektiv avskiljning av föroreningar, behöver det förses med ett strypt utlopp.

Underjordiska makadammagasin sätts igen med sediment vilket kan leda till att dagvattnet dämmer upp i systemet uppströms och kan leda till översvämningar. Därför bör magasinet förses med bräddledning och det behöver även underhållas, vilket erfordrar nedstigningsbrunnar i anslutning till magasinet. Magasinet kan även kompletteras med föregående större brunn med stort sandfång, för att minska risken för igensättning. Detta behöver regelbundet tömmas på sediment. På grund av magasinets fyllning med makadam kan detta dock innebära att man på sikt måste byta ut hela makadamfyllningen. Därför rekommenderas makadammagasin inte i första hand samt att göra en detaljerad utredning av underhållsbehov och -metoder.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

För effektivare rening är det fördelaktigt att exfiltrera större andel av flödet ut till omgivande mark. Då är det en fördel med en förhöjd utloppsledning, d.v.s. att anlägga den en bit över magasinets botten, gärna närmare magasinets övre yta enligt Stahre och Urbonas (1990), se Figur 11.3. Vattnet under utloppet kommer att med tiden exfiltrera ner genom omgivande mark. Denna typ av lösning med förhöjt utlopp ska inte användas om markens permeabilitet  $< 4 \times 10^{-5}$  m/s, och kan ifrågasättas vid permeabilitet  $< 10^{-4}$  m/s (Stahre och Urbonas, 1990). Avståndet beror på eventuella krav på fördröjning, med lägre utloppsnivå för högre krav på fördröjning.

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

Underjordiska makadammagasins totala volym rekommenderas beräknas enligt Ekvation 11.5, där enhetsomvandlaren 10 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_{\text{tot}} = 10 \cdot r_d \cdot \varphi_v \cdot A / p \quad 11.5$$

$V_{\text{tot}}$  Total volym ( $\text{m}^3$ ), inkl. fyllnadsmaterial

$r_d$  Dim. regndjup (mm)

$\varphi_v$  Volymavrinningskoefficient (-)

A Avrinningsområdet area (ha)

p Porositet, makadam (-)

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5. Erforderlig fördröjningsvolym behöver ökas för att kompensera för mindre effektiv volym i magasinet makadamfyllning, varmed porvolym i makadam måste medräknas. En överslagsmässig bedömning är att öka fördröjningsvolymen med en faktor på 3,0.

Risken är stor för en igensättning av partiklar på botten och vid del av sidoytorna, som kan ackumuleras med tiden. Därför bör man inte dimensionera för någon exfiltration genom bottenytan. Endast halva sidoytan rekommenderas dessutom att medräknas enligt VAV P46 (1983) och enligt Stahre och Urbonas (1990).

Eftersom magasinet kan sättas igen med tiden rekommenderade Stahre och Urbonas (1990) att utflöde genom exfiltration till omgivande mark genom dess sidor beräknas med säkerhetsfaktor. Stahre och Urbonas (1990) rekommenderar reducera uppmätt hydraulisk konduktivitet med en säkerhetsfaktor på 2–3 med hänsyn till att det blir dyrt att bygga om en igensatt anläggning. Vi rekommenderar att i enlighet med VAV P46 (1983) räkna med halva den bedömda eller uppmätta exfiltrationshastigheten ( $k$ -värdet) eftersom marken inte är homogen, vilket skulle motsvara en säkerhetsfaktor på 2.

Vi rekommenderar i enlighet med ovanstående två stycken att utflödet genom exfiltration beräknas enligt Ekvation 10.2.

Vid låg hydraulisk konduktivitet på omgivande mark ( $< 2 \times 10^{-5}$  m/s räknar man enligt Stahre och Urbonas (1990) med att exfiltrationshastigheten är 0. Hela utflödet skall då räknas ske via en utloppsledning. När markens konduktivitet  $> 5 \times 10^{-4}$  m/s bedöms dock hela utflödet kunna ske via exfiltration till omgivande mark. En utloppsledning rekommenderas anläggas vid hydraulisk konduktivitet mellan  $2 \times 10^{-5}$  m/s och  $5 \times 10^{-4}$  m/s. En utloppsledning ger även en säkerhetsmarginal och säkerställer att tömningstiden inte blir för lång med tanke på att det ska finnas kapacitet för kommande regntillfälle. Utloppsledningen kan dimensioneras så den har ett lika stort utflöde som motsvarar utflödet för ett magasin med hydraulisk konduktivitet på  $5 \times 10^{-4}$  m/s i omgivande mark, enligt Stahre och Urbonas (1990).

## Rening

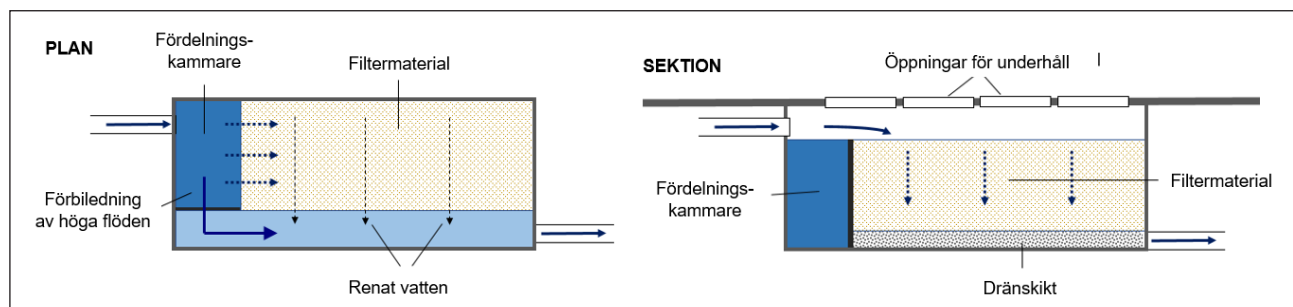
Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av dimensionerande regndjup, inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi).

För att bibehålla reningseffekten över tid behöver ackumulerade föroreningar (sediment) tas bort från magasinet. Detta kan vara svårt p.g.a. makadamfyllningen. Någon typ av försedimenteringsanläggning kan förlänga anläggningens livslängd tills man behöver ta bort sedimenten från magasinet.

## 11.4 Magasin med vertikalt filter

### Inledning: syften och funktion

Huvudsyftet med magasin med flöde genom vertikalt filter är dagvattenrening. Höga flöden förbileds i regel, se Figur 11.4. De liknar biofilter i huvudfunktion men är dock inte växtbevuxna. Därmed förlorar de funktionerna som växterna bidrar med, främst avseende att upprätthålla infiltrationskapaciteten över tid. Fördelen är att magasin med vertikalt filter kräver mindre plats än biofilter och kan anläggas under mark t.ex. i befintliga, tätbebyggda områden där inga öppna ytor för dagvattenrening finns tillgängliga. Figur 11.4 visar principskisser av magasin med vertikalt filter.



Figur 11.4 Principskisser av magasin med vertikalt filter

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell



3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Ett magasin med vertikalt filter består av en fördelningskammare med försedimentering, själva det vertikalt placerade filtermaterialet och en förbiledning för höga flöden. Fördelningskammaren dimensioneras som ett betongmagasin så att grövre sediment kan avskiljas.

Förbiledning dimensioneras så att det dimensionerande flödet kan ledas förbi säkert.

#### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Underjordiska magasin (med flöde genom vertikalt filter) totala volym kan beräknas enligt Ekvation 11.5, där  $p$  istället för makadam avser sand eller annat filtermaterial.

Flödet genom och ut från filtret kan beräknas genom Darcy's lag, se Ekvation 9.2.

#### **Rening**

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av dimensionerande regndjup, inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt och eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi). Ett filtermaterial som gynnar reningen (se kapitel 9) ska väljas. För filtermaterialet gäller därför samma rekommendationer som för biofilter och som sammanställts i Tabell 9.1. Filtermaterialet anpassas efter de ämnen man behöver fokusera reningen på. Under filtermaterialet finns ett dränlager för att leda det renade vattnet till ledningsnätet nedströms, se Figur 11.4.

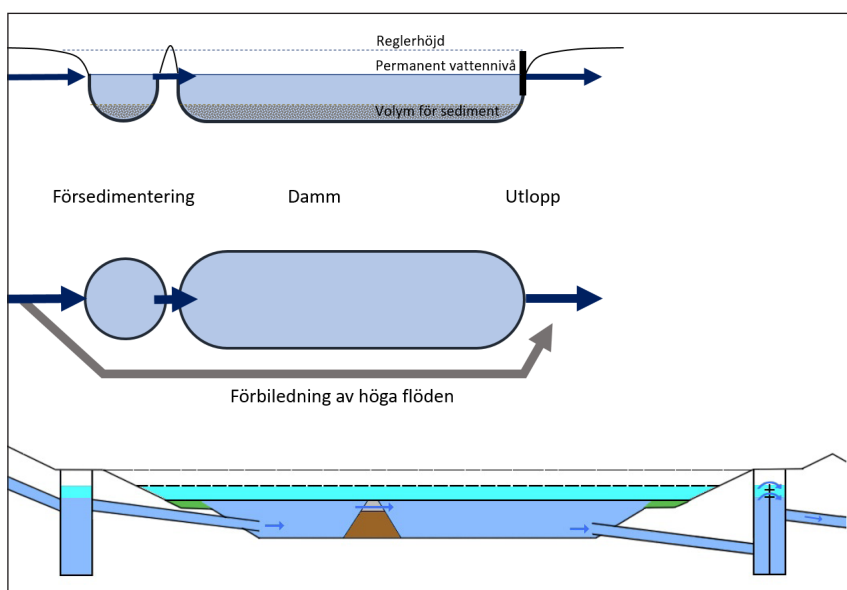
Eftersom det saknas växter som upprätthåller infiltrationskapaciteten sätter filtermaterialet igen ganska snabbt. Därför bör de underhållas regelbundet genom att avlägsna det översta lagret finsediment. Healthy waterways (2006) rekommenderar ett intervall på 3–6 månader.

## 12 Öppna sedimentationsanläggningar

### 12.1 Våta dammar

#### Inledning: syften och funktion

Våta dagvattendammar avser dagvattendammar med en permanent vattenspiegel. Dessa dammar anläggs för att rena dagvattnet men kan även utformas för att fördröja dagvattenflöden. Om endast rening prioriteras kan en mindre damm som dimensionerats för ett mindre flöde eller en mindre volym enligt kapitel 3.2–3.3 vara tillräcklig. I detta fall med bräddningsfunktion tillhandahålls dock ingen fördröjning av kraftigare flöden. Figur 12.1 visar principskisser för dagvattendammar av typ våta dammar med/utan bräddning (bypass).



Figur 12.1 Principskisser av dagvattendammar

Figur 12.2 visar foton på dagvattendammar.



Figur 12.2 Dagvattendammar

Det är viktigt att ha en tillräckligt bred och stor bottenyta så att sedimenten inte ackumuleras för snabbt, vilket snabbare skulle minska vattendjupet och därmed reningseffekten med tiden. En damm på minst 150–250 m<sup>2</sup> är en generell rekommendation oavsett hur litet området är, för att kunna ha tillräckliga djup, släntlutningar och längd:bredd-förhållande. Om dimensioneringen av en dammyta för ett litet avrinningsområde ger en liten dammyta bör man därför dimensionera upp den om tillgänglig yta finns för detta. Om det inte finns plats för en damm med en sådan storlek rekommenderas generellt sett en annan åtgärd.

Reningsprocessen sker till stor del genom en sedimentation av suspenderat material och därmed partikulära föroreningar i dammarna. Om mycket växtlighet och/eller om våtmarkszoner anläggs kan även lösta fraktioner avskiljas med hjälp av olika bio-/geokemiska processer.

Dammar kan ge mervärden såsom en ökad biologisk mångfald. De kan utgöra viktiga rekreativområden och vara estetiskt tilltalande. Det bör dock beaktas att en dagvattendamm är en reningsanläggning vars syfte är att ackumulera föroreningar. I vissa fall kan detta vara problematiskt för andra mervärden (Søberg m.fl., 2012).

En dagvattendamm kan vara huvudreningssteget innan vattnet släpps ut till recipienten eller vara ett förenings-/försedimenteringssteg i ett större reningssystem. Om rening av lösta ämnen (t.ex. lösta metaller eller kväve) prioriteras bör en damm i regel kompletteras med ett vidare reningsteg (t.ex. biofilter eller våtmark) eller innehålla större våtmarksytor, t.ex. grunda växtzoner längs med dess kanter.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Djupet på en damm föreslås ofta till ca 1–2 m (Larm, 2000b). I fall de är för djupa så riskeras en botten med syrefattiga förhållanden.

En damm bör delas in i minst två delar: en mindre försedimenteringsdamm och huvuddammen. I försedimenteringsdammen ackumuleras grövre sediment som sjunker snabbt till botten medan huvuddammen dimensioneras för sedimentation av finare partiklar. Det grövre sedimentet utgör en stor volym, men är dock mindre förorenat. Försedimenteringen underlättar därför underhåll av dammen. I mindre dammar kan man istället för en fördamm anlägga en stor brunn med sandfång, för mer frekvent borttagning av grövre sediment i denna del.

En fördamm kan skilja efterföljande huvuddamm genom att mellan dessa anlägga en vall, en betongvägg, ett skibord eller en flytande skärm med plastduk förankrad till sedimenten. Man kan även avgränsa dammdelar med dike eller ledning. Om man väljer vallalternativet kan den undre

delen av vallen göras ogenomsläpplig med ett övre makadamlager upp till normal vattenyta, se nedersta bilden i Figur 12.1. Att vallen är tät nedtill medför att man genom pumpning kan tömma fördammen på vatten vid borttagning av sediment och ändå kunna bibehålla en tillräcklig dammnivå i huvuddammen nedströms så att våtmarksväxter i grundzonerna klarar sig vid skötsel. De två dammdelarna dimensioneras som två anläggningar i serie, annars beaktas inte den hydrauliska fördelen avseende reningseffekt och den area och volym som vallen eller dylik installation upptar.

I Tabell 12.1 sammanställs rekommendationer för utformning av en våt damm.

Tabell 12.1 Utformning av våt damm

	Storlek/kommentarer	Referenser
Vattendjup	Medeldjup, permanent vattendjup exklusive eventuell grundväxtzon runt dammen, 1,2 m (1-1,5), mindjup ca 0,8 m, maximalt djup ca 2 m. Ett större djup ger mer plats att lagra sediment så att borttagning av sediment inte behöver ske lika frekvent, men ett för stort djup risk för syrefria botten med läckage av näringsämnen och metaller m.m. ut till vattenmassan. Ett för litet djup ger å andra sidan ökad risk för uppvirvling av sediment.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; WEF och ASCE, 1998; Vägverket, 1998; SEPA, 1997; Hvitved-Jacobsen et al, 1994; Larm, 1994.
Släntlutning	<1:3 (<1:4 över permanent vattenyta); avser säkerhet, skötsel och reningseffekt. Minimum 1:2 om markens stabilitet klarar detta. Helst 1:5 till 1:10, men detta ger större ytbehov.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Vägverket, 1998; SEPA, 1997; Hvitved-Jacobsen et al, 1994; Larm, 1994.
Längd:bredd	Ca 2.5:1 (2:1-4:1) rekommenderas	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Larm, 1994; WEF och ASCE, 1998.
Absolut minimum-area damm	>150 m <sup>2</sup> (minbredd 8 m, minlängd 20 m)	Fransson och Larm, 2000.
Markens genomsläpplighet	Infiltrationshastighet <10 <sup>-9</sup> m/s motsvarande lera rekommenderas, annars används tät duk för att man ska kunna upprätthålla permanent vattennivå. Man kan även tillsätta lera eller dylikt på botten och kanter upp till nivån för den permanenta vattenytan. Botten kan efter en tid sättas igen med fina sediment och bli relativt impermeabel. Om grundvattennivån alltid ligger minst lika högt som projekterad normal vattennivå behövs ingen tätning trots högre genomsläpplighet på omgivande mark.	Fransson och Larm, 2000; Urban Drainage and Flood Control District, 1999.
Vegetation	Kan planteras i dammens grundare delar. Vattenväxter kan uppta 25-50 % av dammytan.	SEPA, 1997.
Form	Gradvis expanderande från inloppet och gradvis kontraktion mot utloppet (minskar uppkomst av kortslutningsströmmar).	Urban Drainage and Flood Control District, 1999.
Erosionsskydd	Vid platser för kraftiga flöden såsom in- och utlopp samt trånga sektioner krävs erosionsskydd.	-
Inlopp	Inloppskonstruktion (t.ex. stenar eller en spridningsbank) för att sprida vattnet in till dammen rekommenderas.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Stahre och Urbonas, 1993.
In- och utlopp	Stentrappor vid in- och utlopp kan användas för luftning.	-
Utlopp	Utloppet rekommenderas dimensioneras för en tömningstid av reglervolymer på 12-24 (maximalt 48) timmar. På så vis kan dammen rena avrinnande vatten från även nästkommande regn.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Urbonas, Roesner och Guo, 1996; 20-40 timmar enligt Stahre och Urbonas, 1993.
Utlopp	Överfall (v-skibord) eller rör ger en utjämningsseffekt vilket i det avseendet är att föredra framför ett rakt skibord.	Persson, 1999.
Utlopp	Utloppet anläggs gärna dämt (möjliggör avskiljning av oljefilm).	Vägverket, 1998.
Utlopp	Rensgaller på utloppsröret rekommenderas.	Vägverket, 1998.
Botten	Botten på fördamm kan utformas hårdgjort för att underlätta skötsel (sedimenttömning). Hårdgjord botten begränsar möjligheten för växtlighet. Makadambotten bör undvikas.	-

	Storlek/kommentarer	Referenser
Skötsel	Skötselåtkomst för fordon till inlopp och utlopp.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999.
Övrigt	Dammen kan ligga delvis under grundvattennivån. Fördelen med detta är att det blir lättare att hålla en permanent vattenyta även under torrperioder. Om man vet att grundvattennivån alltid ligger lika med eller högre än normal vattenyta behövs ingen tätning av dammen eftersom vattenytan då säkerställs vid normal vattennivå, lika med vattengång utlopp. Risk för eventuell grundvattenförorening bör utredas.	-
Övrigt	Växtzon (litteral zon) runt dammen med vattendjupet 0,15-0,3 m (maximalt 0,45 m), bredden >1-3 m och mycket låg släntlutning rekommenderas om utrymme finns.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Schueler, 1992.
Övrigt	Försedimenteringsdamm som separat del eller som en första del vid inloppet. Botten kan utformas hårdgjord nära inloppet för att underlätta skötsel.	WEF och ASCE, 1998.
Övrigt	En reglervolym över den permanenta vattenvolymen kan användas. Reglerhöjden rekommenderas normalt vara mindre än 0,6 meter, men högre kan behövas om ytan inte kan göras större och stor fördröjningsvolym erfordras.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; SEPA, 1997.

### Dimensionering: flöden, volymer och areor

En viktig parameter vid dimensionering av våta dammar är förhållandet mellan storleken på dammens yta och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient). Högre förhållande ger bättre rening.

Ekvation 12.1 (Pettersson, 1999; Larm och Alm, 2014) beräknar i princip erforderlig dammarea som en viss del av avrinningsområdets reducerade area. Ekvationen är empiriskt framtagen (d.v.s. framtagen ur mätdata), där högre regressionskonstant ger högre reningseffekt.

$$A_p = \varphi_V \cdot A \cdot K_{A\varphi} \quad 12.1$$

$A_p$  Permanent vattenyta (m<sup>2</sup>)

$\varphi_V$  Volymavrinningskoefficient (-)

$A$  Avrinningsområdets area (ha)

$K_{A\varphi}$  Regressionskonstant (m<sup>2</sup>/ha<sub>red</sub>), normalt 150 (70–400) för dammar (Larm och Alm, 2014). Detta motsvarar 1,5 (0,7–4) % av den reducerade arean.

Dammens permanenta volym ( $V_p$ ) och dess reglervolym ( $V_d$ ) bör beräknas separat och med hänsyn till huvudsyftet med dammen (Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Larm, 2000b). Dessa volymer ger total vattenvolym, se Ekvation 12.2.

$$V_{tot} = V_p + V_d \quad 12.2$$

$V_{tot}$  Total vattenvolym (m<sup>3</sup>)

$V_p$  Permanent vattenvolym (m<sup>3</sup>)

$V_d$  Fördröjningsvolym (m<sup>3</sup>)

Den permanenta volymen kan överslagsmässigt beräknas utifrån permanenta arean och medeldjupet, se Ekvation 12.3. Den kan modelleras mer noggrant, med mer detaljerad indata såsom släntlutning, våtmarkszonens bredd m.m.

$$V_p = A_p \cdot h_m \quad 12.3$$

$V_p$  Permanent vattenvolym ( $m^3$ )

$A_p$  Area permanent vattenyta ( $m^2$ )

$h_m$  Medelvattendjup för hela dammen eller våtmarken

Ekvation 12.4 visar att fördröjningsvolymen över den permanenta volymen kan delas upp i en nedre fördröjningsvolym för förbättrad rening och en övre fördröjningsvolym för fördröjning av dimensionerande toppflöden, se Ekvation 12.4. Om man har krav på kraftig strypning av utflödet vid dimensionerande flöde rekommenderas att endast använda en fördröjningsvolym och då volymen för fördröjning av toppflöden, d.v.s. den Övre fördröjningsvolymen  $V_{d2}$ . Om man däremot bräddar förbi toppflödena (inte behöver någon fördröjning av toppflöden i dammen) så rekommenderas istället att bara dimensionera för den Nedre fördröjningsvolymen  $V_{d1}$ .

$$V_d = V_{d1} + V_{d2} \quad 12.4$$

$V_d$  Fördröjningsvolym ( $m^3$ )

$V_{d1}$  Nedre fördröjningsvolym för effektivare rening ( $m^3$ )

$V_{d2}$  Övre fördröjningsvolym för fördröjning av toppflöden ( $m^3$ )

Ekvation 12.5 (Larm, 2000b) kan användas för att beräkna den nedre fördröjningsvolymen för effektivare rening. Den överensstämmer med metod beskriven i Vägverket (1998), där enhetsomvandlaren 10 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_{d1} = 10 \cdot \varphi_v \cdot A \cdot r_d \quad 12.5$$

$V_{d1}$  Nedre fördröjningssvolym ( $m^3$ )

$\varphi_v$  Volymavrinningskoefficient (-)

$A$  Area, avrinningsområde ( $m^2$ )

$r_d$  Avrinningsdjup (mm)

Vattenkvalitetsvolymen  $VQ$ , se Ekvation 4.1, kan användas för att dimensionera den permanenta volymen  $V_p$ , men även för den nedre regleringsvolymen  $V_{d1}$  enligt WEF och ASCE (2012), men den senare överensstämmer med Ekvation 12.5.

Minst motsvarande en årlig medelavrinningsvolym rekommenderas behandlas i den nedre fördröjningsvolymen, varmed  $V_{d1} \geq V_r$ . Den kan beräknas enligt Ekvation 12.6 (Larm, 2000b), där enhetsomvandlaren 10 används för att få övriga parametrar i angivna (normalt använda) enheter.

$$V_r = 10 \cdot r_{da} \cdot \varphi_V \cdot A \quad 12.6$$

$V_r$	Vattenvolym, avrinning vid medelavrinningstillfälle (m <sup>3</sup> )
$r_{da}$	Årligt medelavrinningsdjup (mm)
$\varphi_V$	Volymavrinningskoefficient (-)
A	Area, avrinningsområde (ha)

Förhållandet mellan den permanenta volymen  $V_p$  och medelavrinningen  $V_r$  är normalt 1–4 (4 för större dammar/våtmarker som används för effektivare avskiljning av näringsämnen). Förhållandet 3–4 rekommenderas enligt SEPA (1997) och minst 1 till 2–3 enligt WEF och ASCE (2012). Större förhållande ger högre reningseffekt, men förhållandet bör optimeras; vid större förhållande så planar kurvan över reningseffekt ut (d.v.s. liten effektändring för stor volymsändring).

Tömningstiden (dräneringstiden) bör vara mellan 12–24 timmar för den nedre fördröjningsvolymen ( $V_{d1}$ ) enligt Urban Drainage and Flood Control District (1999) och 12 timmar enligt WEF och ASCE, 2012). Detta innebär att utloppet skall dimensioneras så att reglervolymen  $V_{d1}$  skall kunna tömmas på denna tid.

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

### Hydrauliska strukturer

Anläggningens hydrauliska strukturer dimensioneras utifrån de dimensionerande flödena. Dessa anläggningsdelar dimensioneras utifrån gällande hydrauliska ekvationer.

I regel leds vattnet in i anläggningen genom en dagvattenledning (Figur 12.3), i vissa fall ett dike. Detta inlopp behöver ha tillräcklig kapacitet för respektive dimensionerande flöde. Eventuell uppdämning i ledningsnätet uppströms bör beaktas. Erosionsskydd kan behövas vid inloppet. Ett sandfång eller liknande kan behövas för att fånga grövre skräp. Ett galler framför inloppsledningen förebygger att djur eller lekande barn tar sig in i ledningen, se Figur 12.3.



Figur 12.3  
Inlopp till en dagvattendamm

Utloppet måste upprätthålla den permanenta vattennivån och reglerhöjden vid det dimensionerande flödet. Utloppets kapacitet bestäms av det dimensionerande flödet. Utloppet är i regel ett skibord eller dämme, men andra konstruktioner förekommer dock (Figur 12.4).



Figur 12.4 Olika utloppskonstruktioner. Blå linje: permanent vattennivå, röd linje: reglerhöjd

Mellan anläggningens olika delar (försedimentering, damm m.fl.) behövs en ledning, ett överfall eller liknande installeras. Denna måste klara respektive dimensionerande flöde. Erosionsskydd kan behövas på nedströms-sidan.

Bräddning/förbiledning för höga flöden kan behöva dimensioneras i vissa fall så att extrema regnhändelser kan avledas utan att reningsanläggningen tar skada. Dimensionerande regn(volymer) för rening enligt kapitel 3.2–3.3 bör inte ledas förbi dammen. Förbiledningen kan utformas som en del i gestaltningen eftersom den bara avleder vattnet ytterst sällan.

### Rening

Det är viktigt att dammen är designad på rätt sätt för att uppnå en effektiv avskiljning av föroreningar. Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på dammens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt, eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi), fördröjningsvolym med strypt utlopp för extra rening, andel och typ av växtlighet, dammens volym och form (hydraulisk effektivitet, längd:bredd-förhållande). Dammens hydrauliska effektivitet uttrycker hur effektivt vattenflöden fördelas i dammen och därmed hur effektivt dammens area utnyttjas för rening. Kortslutningar och ”döda zoner” bör undvikas. Till exempel kan en långsmal utformning eller fördelning av flödet genom öar eller växtlighet bidra till att undvika kortslutningar och få en tillräcklig uppehållstid (Figur 12.5).

Den hydrauliska effektiviteten  $e_h$ , eller den effektiva volymskvoten (Persson m.fl., 2014) kan beräknas ur Thackstons ekvation (Thackston m.fl., 1987; Stockholms stad, 2017; Persson m.fl., 2014), se Ekvation 12.7.

$$e_h = 0,84 \cdot (1 - e^{-0,59 \cdot (L/W)}) \quad 12.7$$

$e_h$     Hydraulisk effektivitet (-)

L      Dammens längd (m)

W      Dammens bredd (m)



Effektiva volymkvoten kan även uttryckas enligt Ekvation 12.8 (Persson m.fl., 2014).

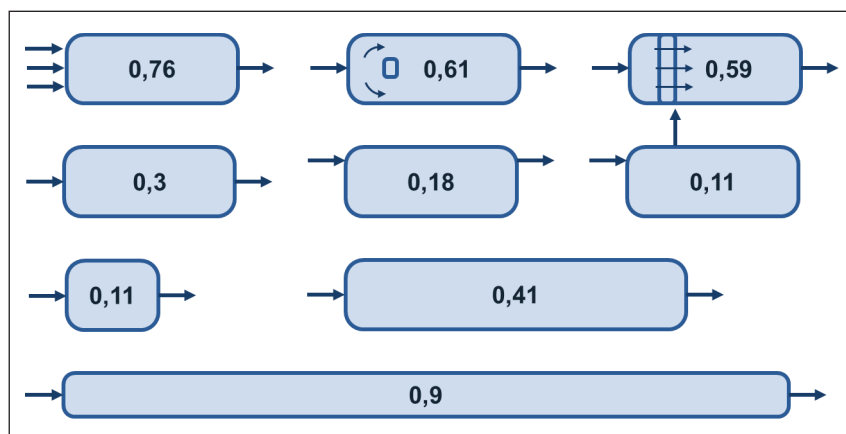
$$e_h = V_{\text{eff}} / V_{\text{tot}} \quad 12.8$$

$e_h$      Hydraulisk effektivitet (-)

$V_{\text{eff}}$    Effektiv vattenvolym, anläggning ( $\text{m}^3$ ), total volym minus s.k. ”döda” volymen.

$V_{\text{tot}}$    Total vattenvolym, anläggning ( $\text{m}^3$ )

I ekvation 12.7 ser man att den hydrauliska effektiviteten beror på dammens längd:bredd-förhållande ( $L/W$ ). Den hydrauliska effektiviteten beskriver hur jämt fördelat vattnet rinner genom dammen, d.v.s. hur effektivt dammens area utnyttjas för reningen. För att erhålla en hög hydraulisk effektivitet är målet att undvika kortslutningar och dödszoner, istället ska flödet fördelas jämnt i hela dammen. Forskningsresultat (Persson, 1999) har visat att mängden inaktiva dödszoner i dammen minskar med ett ökande längd:bredd-förhållande. Alternativt bör vattenflödes fördelas i dammen genom placering av öar eller växtlighet (Figur 12.5). Ett högt värde ger således också en hög effektiv volym. Det utrymme som finns att tillgå måste också beaktas vid valet av värdet på förhållandet mellan längd och bredd. Om ett så lågt värde som 2:1 används finns risk för uppkomst av dödszoner men denna risk kan minskas genom att konstruera landtungor eller bottenförankrade flytlänsor (plastduk). Sådana konstruktioner innebär att förhållandet mellan längd och bredd ökar. Detta medför att den effektiva dammarean liksom reningseffekten ökar. Figur 12.5 visar exempel på utformningar av dammar med olika hydrauliska effektiviteter och kan användas som vägledning vid utformning av en damm, baserad på Healthy waterways (2006) och Persson m.fl. (1999).



Figur 12.5 Exempel på värden på hydraulisk effektivitet ( $e_h$ ) för olika utformningar av dammar enligt Healthy waterways (2006), där  $e_h > 0,5$  rekommenderas

## Avskiljning av sediment och tömningsintervall

Eftersom sedimentet behöver tömmas regelbundet kan en hårdgjord botten (betong, asfalt m.m., ej makadam) framförallt i försedimenteringsdammen vara fördelaktig.

Skötselrekvensen beror till stor del av belastningen av SS (suspenderat substans), dammens volym för sediment samt dammens avskiljningseffektivitet. Beräkning av ackumulerad sedimenttillväxt och bedömd skötselrekvens rekommenderas. Sedimenttillväxten rekommenderas beräknas enligt Ekvation 11.2–11.4. Det är viktigt att ha en tillräckligt stor plan bottenyta så att sedimenten inte ackumuleras för snabbt, vilket snabbare minskar vattendjupet och därmed reningseffekten med tiden.

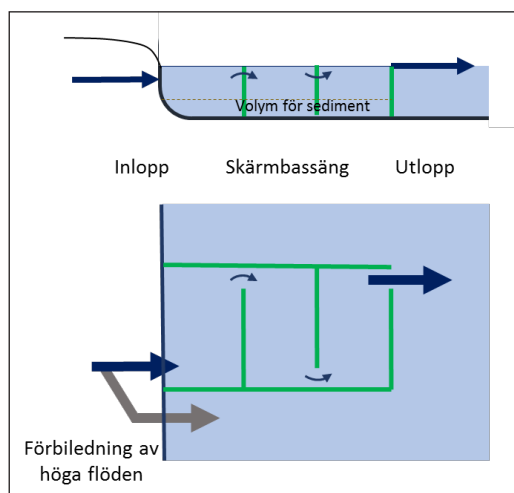
Det hänvisas också till diskussionen om sjunkhastigheter av sediment med olika diameter i kapitel 11 (Tabell 11.1). I en damm är avvikelsen av dessa sjunkhastigheter ännu större än i en underjordisk anläggning eftersom de påverkas av omgivningsförhållandena, dammens utformning och sedimentegenskaperna. Ändå ger tabellen en indikation på vilka sedimentfraktioner som kan avskiljas effektivt.

Tillgänglighet för underhåll och ytor för hantering av sediment bör säkerställas. För diskussion om sedimenthantering och avvattning hänvisas till Blecken (2016).

## 12.2 Skärmbassänger

### Inledning: syften och funktion

Skärmbassänger avser skärmar anlagda i damm, våtmark, vattendrag, sjö eller havsvik som är fästa i sedimenten. Om skärmbassängen anläggs i recipienten avskiljs t.ex. sediment och partikelbundna föroreningar i denna istället för att spridas ut i hela recipienten. Rening sker huvudsakligen via sedimentation i vattenytorna inom skärmarna. Om vattnet kan ledas i grundare, växtbevuxna zoner kan även en del våtmarksfunktioner åstadkommas som kan förbättra reningen av fina partiklar och/eller lösta föroreningar. I regel åstadkoms ingen fördröjning av större flöden i skärmbassänger. Figur 12.6 visar principskisser på skärmbassänger och Figur 12.7 foton på olika skärmbassänger.



Figur 12.6  
Principskisser på  
skärmbassänger



Figur 12.7  
Skärmbassänger

Specifikt för skärmbassänger förlagda i recipienten (sjö- eller havsvik) gäller att de veckade skärmarna sitter fast i flytkroppar (länsar/bryggor) och ligger an mot sedimenten med hjälp av sänken samt att vattenytan ställer in sig med övrig vattenyta i recipienten. Det andra som är särskilt viktigt att beakta vid dimensionering av en skärmbassäng är det längd:bredd-förhållande detta skapar, med möjlighet att öka förhållandet i en damm eller våtmark med skärmbassäng och därmed öka reningseffekten.

Genom placering av skärmväggarna kan flödesvägen och därmed den hydrauliska effektiviteten styras (Figur 12.5) och därmed mycket effektiv sedimentation erhållas.

Skärmbassänger är ett alternativ till konventionella dagvattendammar (och beroende på utformningen även alternativ till våtmarker). Genom att bygga flytväggar utanför ett dagvattenutlopp i en befintlig recipient skapas en bassäng vilken i sin essens är ett sedimenteringsmagasin. En fördel med skärmbassänger är att de inte tar mark på land i anspråk (Blecken, 2016).

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

#### **Utformning: inlopp, utlopp och material**

Skärmbassänger utformas av flytbryggor (länsar/bryggor) med skärmar som fästs mot sedimenten i en damm, våtmark, ett vattendrag, en sjö eller havsvik. Under ytan finns hål som leder vattnet mellan olika skärmar och ut till omgivande ytvatten.

### **Dimensionering: flöden, volymer och areor**

Skärmbassänger rekommenderas dimensioneras på samma sätt som dammar och våtmarker, se Ekvation 12.1, men de dimensioneras inte med beaktande av fördröjningsvolym med strypta utlopp om de förläggs i recipienten, eftersom de där följer med recipientens nivå.

### **Rening**

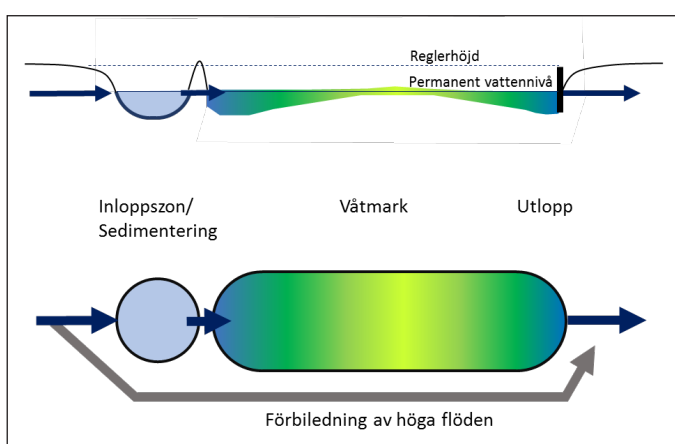
För skärmbassänger tas hänsyn till reducerad reningseffekt för recipientförlagda skärmbassänger i vilka utflödet inte kan regleras såsom för dammar och våtmarker. Som underlag för beräkning av reningseffekt för skärmbassäng kan flödesproportionellt provtagna data för dammar användas. Det är särskilt svårt att få till en representativ provtagning för skärmbassänger i recipienten eftersom det inte finns någon nivåskillnad mellan vattenytan inom bassängen och vattenytan i recipienten.

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på skärmbassängens area och avrinningsområdets reducerade area (area  $\times$  avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt, eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi), fördröjningsvolym med strypt utlopp för extra rening (bara om den är förlagd i en damm eller våtmark), andel och typ av växtlighet, bassängens volym och hydraulisk effektivitet (längd:bredd-förhållande); för vägledning se Figur 12.5.

## 13 Våtmarker

### Inledning: syften och funktion

Konstruerade våtmarker anläggs för att rena och fördröja dagvatten. I skillnad till en damm, där reningen främst sker genom sedimentation, sker avskiljning av föroreningar i våtmarker genom sedimentation och en kombination av fysikaliska, kemiska och biologiska processer såsom växtupptag, biologiskt upptag, nedbrytning av mikroorganismer, filtrering, avdunstning, utfällning och adsorption/absorption. Även dammar kan dock innehålla våtmarkszoner vilket främjar andra reningsprocesser än sedimentation, men i våtmarker är andelen våtmarksytor normalt betydligt större. Figur 13.1 visar principskisser på våtmarker.



Figur 13.1  
Principskisser  
på dagvatten-  
våtmarker

Våtmarker har i regel en bättre potential att reducera näringsämnen i dagvatten än t.ex. en damm och kan därmed utgöra en viktig del i att minska näringsbelastningen på olika vattenrecipienter. Detta sker via direktupptag av växter och mikroorganismer, oorganiska näringsämnen som omvandlas till biomassa och mikrobiella processer som underlättar avskiljningen och omvandlingen av näringsämnen.

Våtmarker kan ge ett estetiskt mervärde och kan bli viktiga rekreationsområden samt vara ett habitat för djur och växter. Det bör dock beaktas att en våtmark är en reningsanläggning vars syfte är att ackumulera föroreningar vilket kan påverka andra värden.

Ofta används våtmarker som ett ytterligare reningssteg i kombination med dammar. Dammen och en eventuell försedimenteringsdamm tillhandahåller rening av sediment och partikelbundna föroreningar; medan våtmarken bidrar med ytterligare rening av mycket fina partiklar och lösta ämnen.

En våtmark innehåller ofta dammytor och grundare växtzoner (våtmarkszoner) och har ett lägre medelvattendjup än en renodlad damm. Djupet på en våtmark föreslås i medeltal till ca 0,5 m och inkludera zoner med olika djup för att ge tillräcklig uppehållstid och förutsättningar för olika typer

av växtlighet. Om medelvattendjupet i hela anläggningen är högst 0,5 m föreslås att definiera hela anläggningen som en våtmarksanläggning, men en anläggning kan även innehålla olika damm- och våtmarksdelar.

För en uppskattning av renings- och flödesutjämningspotential samt underhållsbehov i jämförelse med andra anläggningar se Tabell 3.1, Tabell 3.2 och Tabell 3.3. Utifrån prioriterade syften med anläggningen väljs dimensionerande flöden enligt Kapitel 4. Olika delar av anläggningen kan behöva dimensioneras för olika varaktigheter eller återkomsttider, se kapitel 4.

### Utformning: inlopp, utlopp och material

Tabell 13.1 visar rekommendationer kring utformning av våtmarker.

Tabell 13.1 Utformning av våtmarker

	Storlek/kommentarer	Referenser
Vattendjup	Medeldjup, permanent vattendjup, ca 0,5 m, maximalt djup ca 2 m.	-
Släntlutning	$\leq 1:3$ ( $\leq 1:4$ över permanent vattenyta); avser säkerhet, skötsel och reningseffekt. Minimum 1:2 om markens stabilitet klarar detta. Helst 1:5 till 1:10, men detta ger större ytbehov.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Vägverket, 1998; SEPA, 1997; Hvitved-Jacobsen et al, 1994; Larm, 1994.
Säkerhet	Säkerhetsaspekter bör beaktas (drunkningsrisk).	-
Längd:bredd	Ca 2.5:1 (2:1-4:1) rekommenderas.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Larm, 1994; WEF och ASCE, 1998.
Absolut minimumarea damm i våtmark	$\geq 150 \text{ m}^2$ (minbredd 8 m, minlängd 20 m).	Fransson och Larm, 2000.
Markens genomsläplighet	Infiltrationshastighet $< 10^{-9}$ m/s motsvarande lera rekommenderas, annars används tät duk, tillsätts lera eller dylikt på botten och kanter upp till nivån för den permanenta vattenytan. Botten kan efter en tid sättas igen med fina sediment och bli relativt impermeabel.	Fransson och Larm, 2000; Urban Drainage and Flood Control District, 1999.
Vegetation	Planteras i dammens grundare delar. Vattenväxter kan uppta 50-100 % av ytan.	
Form	Gradvis expanderande från inloppet och gradvis kontraktion mot utloppet (minskar uppkomst av kortslutningsströmmar).	Urban Drainage and Flood Control District, 1999.
Inlopp	Inloppskonstruktion (t.ex. stenar eller en spridningsbank) för att sprida vattnet in till våtmarken rekommenderas. Erosionsskydd rekommenderas.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Stahre och Urbonas, 1993.
Utlopp	Utloppet dimensioneras för en tömningstid av reglervoly men på 12-24 (maximalt 48) timmar. På så vis kan våtmarken rena avrinnande vatten från även nästkommande regn.	Urban Drainage and Flood Control District, 1999; Persson, 1999; Urbonas, Roesner och Guo, 1996; Stahre och Urbonas, 1993.
Utlopp	Överfall (v-skibord) eller rör ger en utjämningsseffekt vilket i det avseendet är att föredra framför ett rakt skibord.	Persson, 1999.
Utlopp	Utloppet anläggs gärna dämt (möjliggör avskiljning av oljefilm).	Vägverket, 1998.
Utlopp	Rensgaller på utloppsröret rekommenderas.	Vägverket, 1998.
Övrigt	Våtmarken kan ligga delvis under grundvattennivån. Fördelen med detta är att det blir lättare att hålla en permanent vattenyta även under torrperioder. Risk för eventuell grundvattenförorening bör utredas.	-

Angående gestaltningen av en våtmark hänvisas till det relevanta stycket i kapitel 12.1

## Dimensionering: flöden, volymer och areor

Permanent vattenyta rekommenderas beräknas i Ekvation 12.1, med en regressionskonstant på normalt 300 (100–800) för våtmarker (Larm och Alm, 2014). Högre regressionskonstant ger normalt högre reningseffekt. Detta motsvarar 3,0 (1–8) % av den reducerade arean.

Erforderlig fördröjningsvolym beror på angivet maximalt utflöde och rekommenderas beräknas enligt metodik angiven i Kapitel 5, Ekvation 5.5.

Beräkning av ackumulerad sedimenttillväxt och bedömd skötselrekvens rekommenderas. Sedimenttillväxten kan beräknas enligt Ekvation 11.2–11.4.

## Rening

Avskiljningsgraden påverkas bl.a. av förhållandet mellan storleken på våtmarkens area och avrinningsområdets reducerade area (area x avrinningskoefficient), inloppshalt, minsta möjliga utloppshalt, eventuell bräddning (andel av årliga avrinningsvolymen som bräddas förbi), fördröjningsvolym med strypt utlopp för extra rening, våtmarkens volym, andel växtlighet och form (hydraulisk effektivitet, längd:bredd-förhållande).

I Tabell 13.2 sammanfattas rekommendationer för utformning av en våtmark för att uppnå en effektiv rening.

Tabell 13.2 Faktorer som påverkar rening i en våtmark och som bör beaktas vid utformning

Faktor	Effekt	Kommentarer
Flöde	Hög hydraulisk effektivitet, se Figur 12.5.	Säkerställer att hela våtmarksarean används och att flödet fördelas jämnt.
	Längd:bredd-förhållande.	Se Tabell 13.1.
	Kontrollberäkning av vattenhastigheten vid dimensionerande flöde.	Mannings ekvation (Ekvation 7.2 eller 7.3). Healthy waterways (2006) rekommenderar $v < 0,05$ m/s för att undvika risk för re-suspendering av fina partiklar.
Vattendjup	Bör variera så att vattenflödet passerar en sekvens av olika djupa zoner.	-
	Förhållandet mellan dessa zoner beror på ämnen som ska renas.	Fosforrening: större andel av bara temporärt översvämmade ytor som gynnar fastläggning av fosfor Kväverening: större andel djupare zoner som gynnar aeroba och anaeroba förhållanden för kväveomvandling Metallrening: säker avskiljning av mycket fina sediment.
Vegetation	Bör bidra till jämn fördelning av flödet.	-
	Förbättrar sedimentation.	-
	Gynnar tillväxt av biofilm m.m.	-
	Växtupptag av föroreningar	Växtligheten kan ta upp föroreningar. Eftersom dock växtligheten brytner behöver denna skördas om växtupptag ska bidra till rening på lång sikt. Rekommenderas dock i regel inte.
Försedimentering	En försedimenteringsdamm minskar sedimenttillförsel till våtmarksdelen och underlättar underhåll.	Dimensioneras enligt rekommendationer för dagvattendamm (kapitel 12).
Höga flöden	Förbiledning för att minska risk för re-suspendering av sediment. Kontrollberäkning av vattenhastigheten vid höga flöden för att uppskatta erosionsrisk.	Mannings ekvation (Ekvation 7.2 eller 7.3).

## 14 Fortsatta studier

Trots att dagvattenanläggningars funktion har undersökts länge och många publikationer finns, kan det inte betraktas som ”färdigforskat”. Fortsatta studier av parametrar som används för att dimensionera reningsanläggningar för dagvatten behövs och kan leda till att parametervärdena ändras liksom att parametrar tillkommer eller tas bort.

Exempel för parametrar som rekommenderas studeras vidare avseende deras påverkan på beräknad dimension och reningseffekt för respektive typ av anläggning kan vara:

- Volymavrinningskoefficient och dimensionerande avrinningskoefficient och deras storlek beroende på markanvändning, mark- och nederbördsförhållanden.
- Fördröjningsvolymen respektive tömningstiden.
- Hydraulisk effektivitet.
- Typ och andel av växter, filtermaterial med mera.
- Funktion av anläggningar i det svenska klimatet.
- Klimateffekten.

Dessutom kan ”nya” föroreningar och anläggningstyper/-tekniker bli aktuella. Till exempel fanns för några år sedan inga studier om mikroplast i dagvatten; idag är detta ett mycket uppmärksammat område. Medans det för bara drygt 10 år sedan bara forskats om biofilter i Luleå är denna teknik nu en av de mest intressanta för dagvattenreningen. Vilka föroreningar och/eller anläggningstyper som blir aktuella i framtiden vågar författarna inte förutsäga!

Ett område som dock kommer att ha ökande betydelse och där forskning och utveckling behövs är drift och underhåll av anläggningar. Hur kan vi garantera att anläggningarna fungerar på sikt? Vilka tekniker och organisationsformer behöver vi för detta? Dessa frågor kommer att bli mycket mer relevanta med tanke på det exponentiellt ökande antalet dagvattenanläggningar som byggs. En viktig faktor här är att anläggningar ofta byggs decentralt i hela avrinningsområdet vilket gör det till en ännu större utmaning att underhålla dessa (jämför driftsäkerhet och underhåll av centrala avloppsreningsverk jämfört med enskilda avloppsanläggningar). Det återstår att se om/hur digitaliseringen (real-time control, onlinesensorer, m.m.) kan vara ett hjälpmedel för detta arbete. Även här finns mycket potential för vidare forskning och utveckling.

Fler parametrar än ovan påverkar och de kan också identifieras och studeras. Studierna kan ske genom inventering av mätdata (flöden och koncentrationer), anläggningsdata och data från deras tillrinningsområden. Förhoppningen är att de olika metoderna skall tillämpas, jämföras och granskas inom många projekt, vilket också kan leda till revideringar och



kompletteringar av ekvationer och parametrar. Detta gäller även förslag på utformning av de olika typerna av anläggningar.

Genom uppföljning med flödesproportionell provtagning av anläggningar som dimensionerats på olika sätt kan man dra slutsatser om vilka dimensioneringsmetoder som är bäst lämpade att använda vid olika förhållanden. Detta är särskilt viktigt därför att en tillförlitlig dagvattenprovtagning kräver mycket tid och resurser (se SVU rapport 2019-02). Om byggnation av dagvattenanläggningar kommer att öka i samma takt som idag kommer det att vara omöjligt att provta alla dessa som del av tillsynen. Därför behövs mätdata från labb samt pilot-/demonstrationsanläggningar under olika förhållanden och med olika utformningar som sedan kan användas för att uppskatta funktionen av anläggningar i fält.

## 15 Referenser

- Al-Rubaei, A. M., Stenglein, A. L., Viklander, M., & Blecken, G. T. (2013). Long-term hydraulic performance of porous asphalt pavements in northern sweden. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(6), 499-505.
- Andersson, J., Stråe, D., Svensson, G. (2016). PM Åtgärdsnivå för dagvatten i Stockholm. Stockholm Vatten, Stockholm Stad. WRS i samarbete med SP Urban Water, rapport nr 2016-0752-A.
- Björklund, K., & Li, L. (2017). Removal of organic contaminants in bioretention medium amended with activated carbon from sewage sludge. *Environmental Science and Pollution Research*, 24(23), 19167-19180.
- Blecken G. (2016) Kunskapssammanställning Dagvattenrening. SVU rapport 2016-05.
- Blecken GT, Zinger Y, Deletic A, Fletcher TD, Viklander M. (2009b). Influence of intermittent wetting and drying conditions on heavy metal removal by stormwater biofilters. *Water Res.* 43(18):4590-8.
- Blecken, G. (2010). Biofiltration Technologies for Stormwater Quality Treatment. Doktorsavhandling, Avdelningen för Arkitektur och infrastruktur, Luleå tekniska universitet, Luleå, Sverige, ISBN 978-91-7439-132-9.
- Blecken, GT, Marsalek, J, Viklander M (2011). Laboratory study of stormwater biofiltration in low temperatures: total and dissolved metal removals and fates. *Water, Air, & Soil Pollution* 219 (1-4), 303-317
- Blecken, G. -, Hunt, W. F., Al-Rubaei, A. M., Viklander, M., & Lord, W. G. (2017). Stormwater control measure (SCM) maintenance considerations to ensure designed functionality. *Urban Water Journal*, 14(3), 278-290.
- Blecken, G.-T., Zinger, Y., Deletic, A., & Fletcher, T. D., Viklander, M. (2009a). Impact of an anoxic zone and a carbon source on heavy metal removal in stormwater biofilters. *Ecological Engineering* 35 (5), 769-778
- Brunsch, A. F., ter Laak, T. L., Christoffels, E., Rijnaarts, H. H. M., & Langenhoff, A. A. M. (2018). Retention soil filter as post-treatment step to remove micropollutants from sewage treatment plant effluent. *Science of the Total Environment*, 637-638, 1098-1107.
- Chahal, M. K., Shi, Z., & Flury, M. (2016). Nutrient leaching and copper speciation in compost-amended bioretention systems. *Science of the Total Environment*, 556, 302–309.
- Cheng, J., Yuan, Q., & Kim, Y. (2018). Long-term operational studies of lab-scale pumice-woodchip packed stormwater biofilters. *Environmental Technology* (United Kingdom), 39(14), 1765-1775.
- CIRIA (2015). CIRIA SuDS Manual 2015.

- Clark, S. E., Pitt, R. (2012). Targeting treatment technologies to address specific stormwater pollutants and numeric discharge limits. *Water Res.*, 46(20), 6715–6730.
- Clean Water Services (2009). Low Impact Development Approaches. Handbook. July 2009.
- Cording, A., Hurley, S., & Adair, C. (2018). Influence of critical bioretention design factors and projected increases in precipitation due to climate change on roadside bioretention performance. *Journal of Environmental Engineering* (United States), 144(9)
- Dahlström B. (2010). Regnintensitet – en molnfysikalisk betraktelse. Svenskt Vatten Utveckling.
- DWA (2005). Empfehlungen für Planung, Bau und Betrieb von Retentionsbodenfiltern zur weitergehenden Regenwasserbehandlung im Misch- und Trennsystem (Rekommendationer för dimensionering, byggnation och drift av retentionsfilter för dagvattenbehandling i kombinerade och separata VA-system). Publikation DWA-M 178:2005-10. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. DWA (Tyska föreningen för VA och avfall), Bad Honnef, Tyskland.
- DWA (2013). Bemessung von Regenrückhalteräumen (Dimensionering av retentionsvolym). Publikation DWA-A 117. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. DWA (Tyska föreningen för VA och avfall), Bad Honnef, Tyskland.
- Erickson, A., Gulliver, J. S., and Weiss, P. T. (2007). Enhanced sand filtration for storm water phosphorus removal. *J. Environ. Eng.*, 133:5(485), 485–497.
- FAWB (2008). Advancing the Design of Stormwater Biofiltration. FAWB, Facility for Advancing Water Biofiltration. June 2008.
- FAWB (2009). Stormwater biofiltration systems. Adoption Guidelines. Planning, Design and Practical Implementation. Version 1, June 2009. FAWB, Facility for Advancing Water Biofiltration.
- Fransson T. och Larm T. (2000). Dimensionerande förutsättningar för hantering av vägdagvatten. PM VBB VIAK, Stockholm.
- German J. (2005). Presentation om bl.a. beräkning av sedimenttillväxt (årlig ackumulerad sedimentvolym i dammar) under konferensen Avlopp och Kretslopp, Linköping, 2005.
- Goh, H. W., Zakaria, N. A., Lau, T. L., Foo, K. Y., Chang, C. K., & Leow, C. S. (2017). Mesocosm study of enhanced bioretention media in treating nutrient rich stormwater for mixed development area. *Urban Water Journal*, 14(2), 134-142
- Grotehusmann, D., Lambert, B., Fuchs, S., Uhl, M. (2016). Utredning för att optimera retentionsmarkfilter i Nordrhein-Västfalen. (Erhebungsuntersuchung zur Optimierung der Retentionsbodenfilter in NRW – Berichtsteil.

- Gülbaz, S., Kazezyilmaz-Alhan, C. M., & Coptu, N. K. (2015). Evaluation of heavy metal removal capacity of bioretention systems. *Water, Air, and Soil Pollution*, 226(11)
- Harper H.H., Baker D. (2014). Evaluation of Performance Efficiencies of Casselberry Gross Pollutant Separators. Final report – Revised December 2014. Environmental Research and Design, Inc. Prepared for the City of Casselberry Public Works Department.
- Healthy waterways (2006). WSUD Technical Design Guidelines for South East Queensland – Version 1 June 2006.
- Healthy waterways (2012). Bioretention. Technical Design Guidelines. Version 1, October 2012. Water by design, a program of healthy Waterways Ltd.
- Hunt, W. F., Jarrett, A. R., Smith, J. T., & Sharkey, L. J. (2006). Evaluating bioretention hydrology and nutrient removal at three field sites in North Carolina. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 132(6), 600-608
- Hvitved-Jacobsen T., Johansen N.B. och Yousef Y.A. (1994). Treatment systems for urban and highway run-off in Denmark. *The Science of the Total Environment* 146/147, s. 499-506.
- James W. (1995). Hydrology & hydraulics vocabulary for engineers.
- Kandel, S., Jason, V., Chad, P., & Brown, G. (2017). Phosphorus retention by fly ash amended filter media in aged bioretention cells. *Water* (Switzerland), 9(10)
- Lange, K., Blecken, G., Viklander M. (2018). Biofilter metal removal – improvement due to plant species selection? IWA Specialist Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Sept 2018, Valencia, Spain
- Larm T. (1994). Dagvattnets sammansättning, recipientpåverkan och behandling. VA-FORSK rapport nr 1994-06.
- Larm T. (2000a). Stormwater quantity and quality in a multiple pond-wetland system: Flemingsbergsviken case study. *Ecological Engineering*, Vol. 15, Nos. 1-2, s. 57-75, Elsevier Science, Ireland.
- Larm T. (2000b). Utformning och dimensionering av dagvattenreningsanläggningar. VA-FORSK rapport 2000-10.
- Larm T. (2000c). Watershed-based design of stormwater treatment facilities: model development and applications. Doktorsavhandling, Avdelningen för Vattenvårdsteknik, KTH, Stockholm.
- Larm T. (2013). Beräkning av dimensionerande dagvattenflöden och dimensionering av anläggningar för utjämning av dagvattenflöden. PM StormTac, v. 2013-10.
- Larm T. (2014). Inventering av dagvattenlösningar för urbana miljöer (R1). Grå-gröna systemlösningar för hållbara städer.

- Larm T. och Alm H. (2014). Revised design criteria for stormwater facilities to meet pollution reduction and flow control requirements, also considering predicted climate effects. *Water practice and Technology*.
- Larm T. och Alm H. (2016). Design criteria for local stormwater facilities to meet pollution and flow requirements. NOVATECH 2016.
- Larm T. och Wahlsten A. (2017). Litteraturstudie av reningseffekten i olika typer av skelettjordar och växtbäddar. Översikt med fokus på tillämpning med biokol och andra tillsatser. Rapport 2017-08-14, StormTac på uppdrag av Stockholms Stad.
- Larm T. och Wahlsten A. (2018). Modelling different types of stormwater treatment facilities considering irreducible concentrations. Paper presented in the conference 11th International Conference on Urban Drainage Modelling, UDM, Palermo, Italy, 23-26 Sept. 2018. StormTac corporation, Stockholm, Sweden.
- Larm T. och Wahlsten A. (2019). Applying the Parameter “Irreducible Concentration” in Modelling of Stormwater Treatment Facilities. *Journal of Civil Engineering and Architecture* 13 (2019) 469-476.
- Li, H., & Davis, A. P. (2009). Water quality improvement through reductions of pollutant loads using bioretention. *J. Environ. Eng. - ASCE*, 135(8), 567–576.
- Li, M. -, Sung, C., Kim, M., & Chu, K. -. (2011). Assessing performance of bioretention boxes in hot and semiarid regions: Highway application pilot study. *Journal of the Transportation Research Board* 2262(1), 155-163
- Liu, Z., Li, J., Li, P., Li, Y., & Li, W. (2018). Study of bioretention system on heavy-metal removal effect. *Polish Journal of Environmental Studies*, 27(1), 163-173.
- Mei, Y., Yang, X., He, J., Guo, Y., Jiang, R., & Dong, Z. (2013). A new assessment model for pollutant removal using mulch in bioretention processes. *Fresenius Environmental Bulletin*, 22(5 A), 1507-1515.
- Minnesota (2014). Minnesota stormwater manual. Minnesota Pollution Control Agency.
- Mohanty, S. K., Valenca, R., Berger, A. W., Yu, I. K. M., Xiong, X., Saunders, T. M., & Tsang, D. C. W. (2018). Plenty of room for carbon on the ground: Potential applications of biochar for stormwater treatment. *Science of the Total Environment*, 625, 1644-1658.
- Muthanna T M, Viklander M och Thorolfsson, S T (2008). Seasonal climatic effects on the hydrology of a rain garden. *Hydrological process* 22, 1640-1649.
- Muthanna T M, Viklander M, Gjesdahl N och Thorolfsson S T (2007). Heavy metal removal in cold climate bioretention. *Water air soil Pollut* 183:391-402.
- New York State (2015). New York State stormwater design manual. January 2015.

- Nordfeldt A. (1998). Dimensionering av dagvattenanläggningar. En litteraturstudie med beräknings-exempel. Examensarbete, Inst. För Samhällsbyggnadsteknik, Avd. för VA-teknik, Luleå Tekniska Universitet.
- Novotny V. (1995). Nonpoint pollution and urban stormwater management. Volume 9. Technomic Publishing AG, Basel, Switzerland.
- NVE (2013). Anläggning av regnbed. NVE rapport nr 3-2013.
- Olsson, J., Berg, P., Eronn, A., Simonsson, L., Södling, J., Wern, L., & Yang, W. (2017). Extremregn i nuvarande och framtida klimat. Klimatologirapport nr 47. SMHI.
- Penn C.J. och Bowen J.M. (2018). Design and construction of phosphorus removal structures for improving water quality. Springer, USA.
- Persson (1999). Hydraulic efficiency in pond design. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Departments of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Persson J., Fridell K., Gustafsson E-L. och Englund J-E. (2014). Att räkna på vatten – en formelsamling för landskapsingenjörer. Rapport, SLU.
- Pettersson T. (1999). Stormwater ponds for pollution reduction. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Department of sanitary engineering. Chalmers university of technology. Göteborg, Sweden.
- Pitt, R., & Clark, S. E. (2011). Treatability of organic emerging toxicants in urban stormwater runoff. Paper presented at the World Environmental and Water Resources Congress 2011: Bearing Knowledge for Sustainability - Proceedings of the 2011 World Environmental and Water Resources Congress, 428-440.
- Portland (2004). Stormwater management manual. September 2004, version 3. Environmental services City of Portland Clean river works.
- Rahman, M. A., Imteaz, M. A., & Arulrajah, A. (2016). Suitability of reclaimed asphalt pavement and recycled crushed brick as filter media in bioretention applications. *International Journal of Environment and Sustainable Development*, 15(1), 32-48.
- Read, J., Wevill, T., Fletcher, T. and Deletic, A. (2008), Variation among plant species in pollutant removal from stormwater in biofiltration systems. *Water Research*, 42(4-5), 893-902
- Ruan, T., Li, J., Li, Y., Li, H., & Wen, M. (2019). Adsorption characteristics of amended bioretention fillers on heavy metal. *Desalination and Water Treatment*, 140, 259-267.
- Schueler T. (1992). Design of stormwater wetland systems: guidelines for creating diverse and effective stormwater wetlands in the mid-Atlantic Region. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, DC. USA.
- SEPA (1997). Guidance document for evaluation of surface water best management practices. Draft May 1997. Prepared for Scottish Environme-

ntal Protection Agency (SEPA) by Sir Frederick Snow & Partners Ltd and Camp Dresser & McKee Inc.

Shrestha, P., Hurley, S. E., & Wemple, B. C. (2018). Effects of different soil media, vegetation, and hydrologic treatments on nutrient and sediment removal in roadside bioretention systems. *Ecological Engineering*, 112, 116-131.

Søberg, L (2019). Bioretention for stormwater quality treatment: Effects of design features and ambient conditions. Doktorsavhandling, Avdelningen för Arkitektur och vatten, Luleå tekniska universitet, Luleå, Sverige, ISBN 978-91-7790-362-8.

Søberg, L. C., Viklander, M., & Blecken, G. -. (2014). The influence of temperature and salt on metal and sediment removal in stormwater biofilters. *Water Science and Technology*, 69(11), 2295-2304.

Søberg, L., Vollertsen, J., Blecken, G.-T., Nielsen, A. H.; Viklander, M. (2016). Bioaccumulation of heavy metals in two wet retention ponds. *Urban Water Journal* 13 (7), 697-709.

Stahre P. (1979). Överslagsmässig dimensionering av fördröjningsmagasin, KTH, Vattenvårdsteknik. Rationella avloppssystem, meddelande 14, 1979. <https://libris.kb.se/bib/183588>

Stahre P. och Urbonas B. (1990). Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management. Prentice Hall, New Jersey.

Stahre P. och Urbonas B. (1993). Stormwater. Best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management. PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

Stockholms stad (2017). PM Beräkningsmetodik för dagvattenflöde och föroreningstransport.

Svenskt Vatten (2004). Publikation P90. Dimensionering av allmänna avloppsledningar.

Svenskt Vatten (2011a). Publikation P104. Nederbördsdata vid dimensionering och analys av avloppssystem.

Svenskt Vatten (2011b). Publikation P105. Hållbar dag- och dränvattenhantering, råd vid planering och utformning.

Svenskt Vatten (2016). Publikation P110. Avledning av dag-, drän- och spillvatten. Funktionskrav, hydraulisk dimensionering och utformning av allmänna avloppssystem.

Thackston, E. L., Shields, F. D. Jr. & Schroeder, P. R. (1987). Residence time distributions of shallow basins. *Environmental Engineering*, Vol. 113, pp. 1319-1332. The university of Essen and CDM university. U.S.A.

Tian, J., & Liu, D. (2017). Biochar incorporation into bioretention for enhanced ammonium removal and runoff retention. *Xinan Jiaotong Daxue Xuebao/Journal of Southwest Jiaotong University*, 52(6), 1201-1207.

Tian, J., Jin, J., Chiu, P. C., Cha, D. K., Guo, M., & Imhoff, P. T. (2019). A pilot-scale, bi-layer bioretention system with biochar and zero-valent iron for enhanced nitrate removal from stormwater. *Water Research*, 378-387.

TNC 65 (1977). VA-teknisk ordlista. Glossary of water supply and sewerage. Tekniska nomenklatur- centralen. Stockholm.

Ulrich, B. A., Vignola, M., Edgehouse, K., Werner, D., & Higgins, C. P. (2017). Organic carbon amendments for enhanced biological attenuation of trace organic contaminants in biochar-amended stormwater biofilters. *Environmental Science and Technology*, 51(16), 9184-9193.

Urban Drainage and Flood Control District (1999). Urban storm drainage. Criteria manual. Volume 3 - best management practices. Denver, Colorado. USA.

Urbonas B., Roesner L. and Guo (1996). Hydrology for optimal sizing of urban runoff treatment control systems. Water quality International, January/February 1996, London, England.

Vägverket (1998). Rening av vägdagvatten - Preliminära råd vid dimensionering av enklare renings- anläggningar. Samarbetsprojekt mellan Vägavd. vid Vägverket i Borlänge och Statens geotekniska institut (SGI).

VAV P31 (1976). Utjämningsmagasin i avloppsnät. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, VAV.

VAV P46 (1983). Lokalt omhändertagande av dagvatten – LOD. Anvisningar och kommentarer. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, VAV.

Vikström M., Gustafsson L-G., German J. och Svensson G. (2004) Dagvattendammars avskiljningsförmåga - påverkande faktorer och metodik för bedömning. VA-FORSK 2004-11.

Virginia (2011). VIRGINIA DCR STORMWATER DESIGN SPECIFICATION No. 9 BIORETENTION VERSION 1.9 March 1, 2011. (online). Tillgänglig: [http://chesapeakestormwater.net/wp-content/uploads/downloads/2012/02/DCR-BMP-Spec-No-9\\_BIORETENTION\\_FinalDraft\\_v1-9\\_03012011.pdf](http://chesapeakestormwater.net/wp-content/uploads/downloads/2012/02/DCR-BMP-Spec-No-9_BIORETENTION_FinalDraft_v1-9_03012011.pdf).

Wanielista M P, Yousef Y A (1992). Stormwater management. John Wiley & Sons, Inc, New York. USA.

WEF och ASCE (1998). Urban runoff quality management. WEF manual of practice No. 23. ASCE manual and report on engineering practice No. 87. WEF, Water environment Federation and ASCE, American Society of Civil Engineers. USA.

WEF och ASCE (2012). Design of urban stormwater controls. WEF manual of practice No. 23. ASCE/EWRI manuals and reports on engineering practice No. 87. WEF, Water environment Federation and ASCE, American Society of Civil Engineers/Environmental & Water Resources Institute. USA.



- Winston, R. J., Al-Rubaei, A. M., Blecken, G. T., Viklander, M., & Hunt, W. F. (2016). Maintenance measures for preservation and recovery of permeable pavement surface infiltration rate - the effects of street sweeping, vacuum cleaning, high pressure washing, and milling. *Journal of Environmental Management*, 169, 132-144.
- Yang, H., Florence, D. C., McCoy, E. L., Dick, W. A., & Grewal, P. S. (2009). Design and hydraulic characteristics of a field-scale bi-phasic bioretention rain garden system for storm water management. *Water Science and Technology*, 59(9), 1863-1872.
- Zhang, W., Brown, G. O., & Storm, D. E. (2008). Enhancement of heavy metals retention in sandy soil by amendment with fly ash. *Transactions of the ASABE*, 51(4), 1247-1254.
- Zhang, W., Brown, G. O., Storm, D. E., & Zhang, H. (2008). Fly-ash-amended sand as filter media in bioretention cells to improve phosphorus removal. *Water Environment Research*, 80(6), 507-516.
- Zinger, Y., Blecken, G. -, Fletcher, T. D., Viklander, M., & Deletic, A. (2013). Optimising nitrogen removal in existing stormwater biofilters: Benefits and tradeoffs of a retrofitted saturated zone. *Ecological Engineering*, 51, 75-82.
- Zinger, Y., Blecken, G.-T., Fletcher, T. D., Deletic, A., Viklander, M. (2007). Optimisation of the nitrogen retention capacity of stormwater biofiltration systems. NOVATECH 2007, Lyon, France.







Box 14057 • 167 14 Bromma  
Tfn 08 506 002 00  
Fax 08 506 002 10  
svenskvatten@svenskvatten.se  
[www.svenskvatten.se](http://www.svenskvatten.se)