

2. Bronmaatregelen

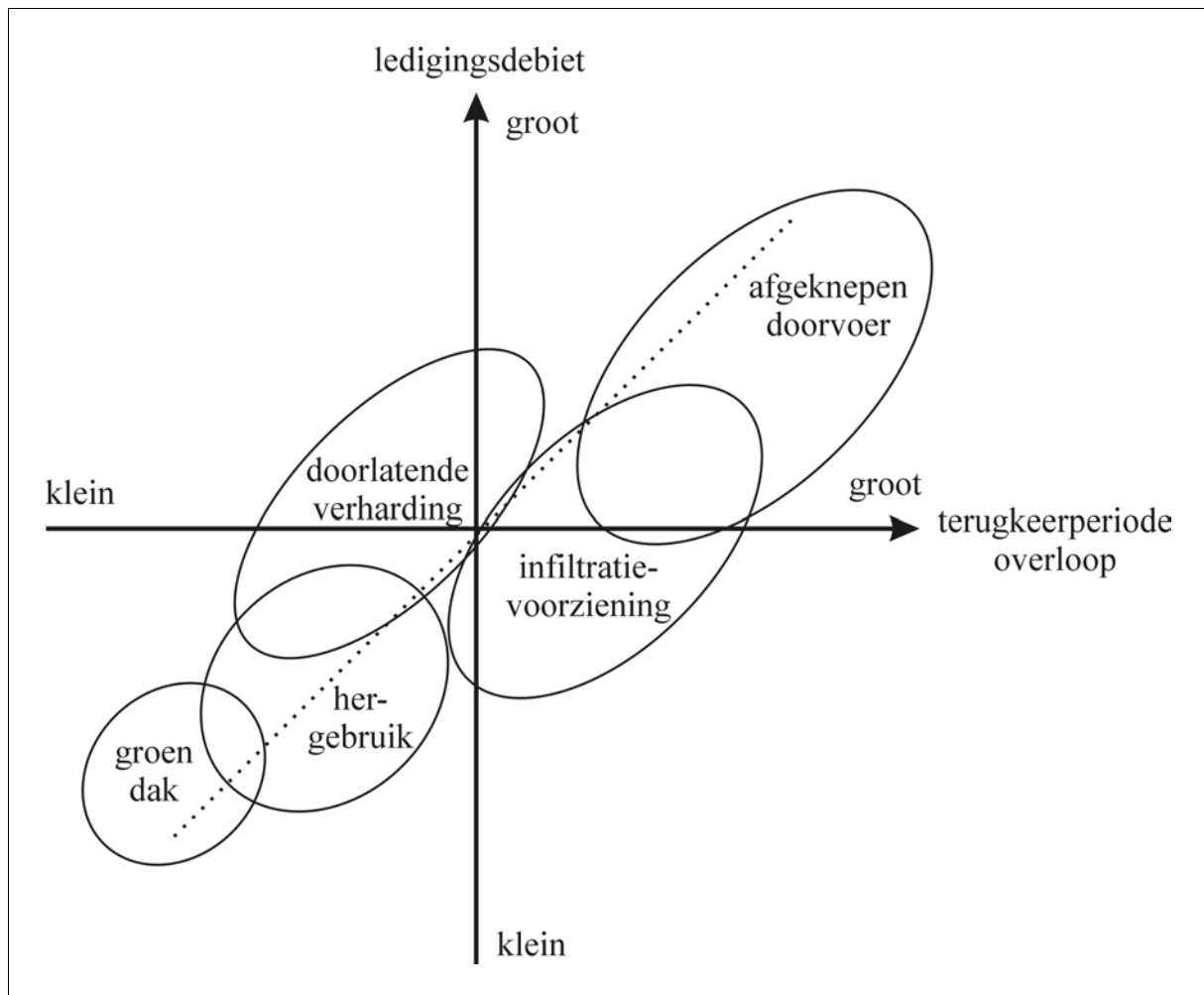
2.1 Wat zijn bronmaatregelen ?

2.1.1 Indeling

Onder bronmaatregelen worden alle lokale opwaartse maatregelen met betrekking tot hemelwaterafvoer gecatalogeerd die vervuiling van afstromend hemelwater voorkomen of de hydraulische piekbelasting van de afwatering verminderen, waardoor de afwateringssituatie van de individuele percelen zo goed mogelijk deze van de natuurlijke situatie benadert. Verharde oppervlakte ‘afkoppelen’ van de riolering is op zichzelf geen bronmaatregel. Immers bij neerslag dient de afvoer van deze verharde oppervlakte toch nog op een ‘kunstmatige’ manier te worden afgevoerd indien er geen echte bronmaatregelen worden genomen. Wat de hydraulica betreft, kan er van een bronmaatregel worden gesproken, indien er een bufferende werking is op de regenwaterafvoer. Dit houdt in dat er een buffervolume moet zijn dat vertraagd geleidigd wordt en welke een (nood)overloop heeft waarlangs het water weg kan stromen, indien het buffervolume vol is. Men kan immers geen enkel buffervolume ontwerpen dat voor om het even welke bui voldoet. Men dient dus een buffervolume te ontwerpen in functie van de terugkeerperiode van de overloop of deze nu frequent in werking treedt of zeer zelden. Men moet dan ook kunnen verzekeren dat het water weg kan op het moment dat de overloop in werking treedt, tenzij de terugkeerperiode ervan zo groot wordt gekozen dat men bij een dergelijk zeldzaam fenomeen lokale overstroming toestaat. In een dergelijk geval hoeft een buffervolume geen fysieke overloop te hebben, omdat deze functie wordt vertolkt door de begrenzing van het buffervolume. Een tweede voorwaarde is dat het buffervolume geleidelijk geleidigd moet kunnen worden. Een buffervoorziening die meestal vol staat heeft geen zin (dit is de reden waarom ledigingsdebieten kleiner dan 10 l/s/ha meestal niet zinvol zijn), terwijl een buffervoorziening die te snel terug geleidigd wordt te weinig afvlakking van de piekafvoer geeft. Dit kan worden geïmplementeerd door infiltratie, afgeknepen doorvoer, hergebruik, enz... De buffering zelf kan ook op verschillende manieren worden uitgebouwd, bijvoorbeeld in een verlaagd gazon, een gesloten put, een open bekken, een ondergronds filterbed, enz...

Tenslotte moet gesteld worden dat de combinatie van terugkeerperiode van de overloop en ledigingsdebiet moet worden gekozen in functie van de problemen die zich voordoen in het ontvangende watersysteem.

In figuur 19 wordt een kwalitatieve indeling gegeven van de meest courante bronmaatregelen in functie van de vertraagde ledigingsdebieten en de terugkeerperiode van de overloop.



Figuur 19 : Classificatie van bronmaatregelen [Vaes & Berlamont, 2004].

Typisch aan bronmaatregelen is dat ze een vrij grote beschikbare buffering hebben die relatief traag geledigd wordt. Hierdoor is de opeenvolging van de neerslag zeer belangrijk. De neerslagvariabiliteit in ons klimaat is zo groot dat een correcte beoordeling van de werking van dergelijke buffervoorzieningen enkel kan indien er gebruik wordt gemaakt van continue lange termijn simulaties. Bij het gebruik van enkelvoudige buien voor de dimensionering van buffervoorzieningen worden de nodige volumes systematisch onderschat, omdat er onvoldoende rekening wordt gehouden met de kans van een voorafgaande vulling. De buffervolumes kunnen dus bepaald worden met een bakmodel via een continue simulatie [Sieker, 1999; Vaes, 1999; Chem et al., 2001; Vaes & Berlamont, 2000e, 2001b,c, 2002a]. Het ledigingsdebiet speelt hierbij een cruciale rol. Dit ledigingsdebiet kan niet altijd als een constante worden beschouwd. In tabel 3 wordt een overzicht gegeven van de parameters die het ledigingsdebiet beïnvloeden in functie van het type buffervoorziening.

*Tabel 3 : Parameters die het ledigingsdebiet beïnvloeden
in functie van het type buffervoorziening [Vaes & Berlamont, 2004].*

type buffervoorziening	parameters die het ledigingsdebiet beïnvloeden
regenwaterput met hergebruik	Variabel gebruik tijdens de dag en van dag tot dag, maar dit heeft een beperkte invloed als het dagelijks gebruik beperkt is in vergelijking met het buffervolume : het ledigingsdebiet kan dan constant worden verondersteld. De vaak kleine doorvoerdebieten zullen meestal leiden tot een beperkt afvlakkend effect.
groendaken	De doorvoerrelatie wordt sterk bepaald door de constructiedetails aan de rand van het dak
infiltratievoorziening	De infiltratiecapaciteit varieert met waterhoogte (evenredig met het geborgen volume), maar de doorvoer kan meestal toch min of meer benaderd worden als onafhankelijk van de berging. De infiltratiecapaciteit neemt af in de tijd door colmatatie. De infiltratiecapaciteit wordt beïnvloed door de stand van het grondwater; zowel seizoenschommelingen als meerjarige schommelingen zijn mogelijk
doorlatende verharding	Idem als infiltratievoorziening; de onderbouw bepaalt in grote mate de globale infiltratiecapaciteit. De uitstroom kan bij benadering onafhankelijk van de berging worden beschouwd. De vaak kleine globale infiltratiecapaciteiten zullen meestal leiden tot een beperkt afvlakkend effect.
buffervoorziening met afgeknepen uitlaat	Het doorvoerdebiet varieert meer of minder met de waterhoogte : het type uitlaatconstructie bepaalt in grote mate de doorvoerrelatie, bijvoorbeeld een knijpleiding zal tot een meer lineaire karakteristiek leiden, terwijl een wervelventiel tot een meer constante doorvoer zal leiden.

In het verdere gedeelte van hoofdstuk 2 zullen verschillende constructieve bronmaatregelen apart worden besproken, namelijk regenwaterputten met hergebruik (paragraaf 2.2), bufferbekkens (paragraaf 2.3), infiltratievoorzieningen en doorlatende verhardingen (paragraaf 2.4) en groendaken (paragraaf 2.5).

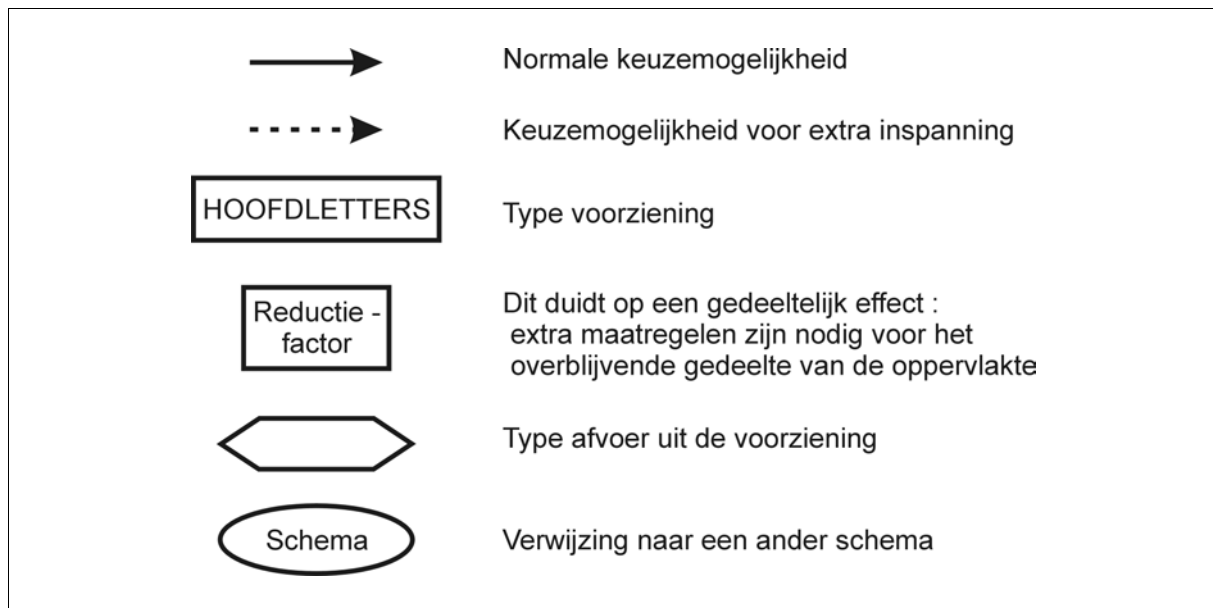
In principe zijn al deze constructieve bronmaatregelen toepasbaar voor particulier gebruik, voor industrieel gebruik en voor openbare terreinen. De dimensionering is zodanig opgesteld dat de afmetingen schaalbaar zijn met de grootte van het af te wateren oppervlak. Deze schaalbaarheid is van toepassing binnen bepaalde grenzen, namelijk zolang de afstromingstijd beperkt blijft en de afstroming op een gravitaire manier gebeurt zonder niet-lineaire controlestructuren. De afstromingstijd moet in de buurt van 10 minuten liggen, anders dient de concentratietijd specifiek in rekening te worden gebracht (zie paragraaf 2.3.2). Dit leidt tot een begrenzing van de toepassing van de basisregels voor gebieden tot ongeveer 10 ha. Voor grotere gebieden kunnen deze dimensioneringsregels ook nog worden toegepast, maar dan rekening houdend met de afvlakking ten gevolge van de afstroming. Indien deze afvlakking niet in rekening wordt gebracht zullen de buffervoorzieningen worden overgedimensioneerd. Voor afwateringsgebieden met een verharde oppervlakte van meer dan 10 ha kan een specifieke optimalisatiestudie tot een bijkomende besparing of optimalisatie van het bufferend effect leiden. Deze dimensioneringsregels zijn dus niet zonder meer toepasbaar op rioolstelsels en overstorten (zie paragraaf 7.3.2). De vervuilingsgraad kan ook een beperkende factor zijn. Informatie met betrekking tot de praktische implementatie van bronmaatregelen is terug te vinden in [Esher, 1999; Vlario, 1999; VMM, 2000].

2.1.2 Beslissingsschema's

Om na te gaan in welke omstandigheden welke bronmaatregelen kunnen worden toegepast, is een beslissingsboom uitgewerkt. Deze beslissingsboom is weergegeven in vier gekoppelde schema's :

- Schema 1 : Regenwaterafvoer van dakoppervlakken (figuur 21)
- Schema 2 : Regenwaterafvoer van verharde oppervlakken andere dan dakoppervlakken (figuur 22)
- Schema 3 : Infiltratievoorzieningen (figuur 23)
- Schema 4 : Piekafvoer (figuur 24)

In figuur 20 is de legende bij deze vier schema's weergegeven.



Figuur 20 : Legende bij de beslissingsschema's met betrekking tot bronmaatregelen.

Bespreking schema 1 : Regenwaterafvoer van dakoppervlakken.

Bij afzonderlijke dakgedeelten die verschillende karakteristieken vertonen, kan het schema op de afzonderlijke delen worden toegepast. Indien het betreffende dak(gedeelte) wordt gebruikt als terras of tuin, is het beter om het water niet te gebruiken in het huishouden.

Bij de vernieuwing van het dak kan men opteren voor een groendak (zie paragraaf 2.5). Dit is een dak met een lichte begroeiing dat zowel op een plat als op een hellend dak kan worden uitgevoerd, maar niet toegankelijk is.

Een groendak heeft in principe een zelfde bufferend vermogen als een regenwaterput van 5000 l/100m² dakoppervlakte indien er een bergingscapaciteit van 50 mm is (bergingscapaciteit [mm] = poriënvolume [m³] / dakoppervlakte [m²] * 1000). Nochtans zijn er aanwijzingen dat een groendak ook een bijkomend afvlakkend effect heeft op de piekneerslag. Dit zou betekenen dat er een reductie op deze bergingscapaciteit kan worden toegepast. Kwantitatieve gegevens hierover ontbreken op dit ogenblik nog. Voorlopig kan er enkel een ruwe waarde van de reductiecoëfficiënt worden ingeschat. Omdat vooral de piekafvoer belangrijk is, zal deze factor niet zo groot zijn. Een reductiefactor van 0,8 lijkt dan ook redelijk in afwachting van betere gegevens (zie ook paragraaf 2.5). Dit betekent dat een groendak slechts een bergingscapaciteit van 40 mm nodig heeft om een vergelijkbaar effect te hebben met een regenwaterput. Indien deze bergingscapaciteit niet beschikbaar is, kan men voor het resterende deel een infiltratie- of bufferingvoorziening bouwen (resterende dakoppervlakte [m²] = (1 - bergingscapaciteit [mm] / 40 mm) * dakoppervlakte [m²]) (zie schema 3). Indien men wel voldoende buffercapaciteit heeft kan men nog altijd de dakafvoer naar een infiltratie- of buffervoorziening leiden (schema 3), omdat er toch nog een frequente afvoer (overloop) is. Men kan er ook voor kiezen om deze overloopgebeurtenissen zonder verdere buffering af te voeren (schema 4).

Indien de dakbedekking hout of riet is, is het beter om het water niet te gebruiken in het huishouden. De dakafvoer kan naar een infiltratie- of buffervoorziening worden geleid (schema 3). Omdat een rieten dak een zekere afvoerafvlakking met zich meebrengt, mag de dakoppervlakte in principe tot 80 % herleid worden voor de dimensionering van de buffering (analoog aan de redenering van een groendak).

Een regenwaterput met hergebruik is vooral effectief indien er een voldoende grote dakoppervlakte en een beperkte hoeveelheid verliezen zijn en enkel zinvol indien het water ook effectief gebruikt wordt. Indien de dakoppervlakte kleiner is dan 50 m² kan er slechts een beperkt hergebruik zijn. Bij platte daken kunnen er heel wat verliezen zijn (tot 40 %, zie tabel 6), waardoor er meer dakoppervlakte nodig is om hetzelfde effect te bekomen dan met een hellend dak, alhoewel bij gehelde daken ook de oriëntatie van het dak een grote rol kan spelen (tabel 5). Indien men bij een te kleine effectieve dakoppervlakte (d.i. dakoppervlakte vermenigvuldigd met de verliescoëfficiënten (zie paragraaf 2.2)) opteert om geen regenwaterput met hergebruik te installeren, kan de dakafvoer naar een infiltratie- of buffervoorziening worden geleid (schema 3). De dimensionering van een regenwaterput en de beoordeling van de leegstandtijd kan gebeuren overeenkomstig de methode beschreven in paragraaf 2.2. Er wordt echter een minimaal putvolume van 5000 l per 100 m² horizontale dakoppervlakte opgelegd om zo een optimaal bufferend effect te bekomen (zie paragraaf 2.2). Indien het putvolume kleiner is dan dit minimum, kan het resterende gedeelte naar een infiltratie- of buffervoorziening worden geleid (resterende dakoppervlakte [m²] = dakoppervlakte [m²] - putvolume [l] / 50 l/m²) (schema 3). Indien het putvolume wel voldoet aan de minimale eisen, kan nog altijd de overloop van de regenwaterput naar een infiltratie- of buffervoorziening leiden (schema 3), omdat er toch nog een frequente afvoer (overloop) is. Men kan er ook voor kiezen om deze overloope gebeurtenissen zonder verder buffering af te voeren (schema 4).

Bespreking schema 2 :

Regenwaterafvoer van verharde oppervlakken andere dan dakoppervlakken.

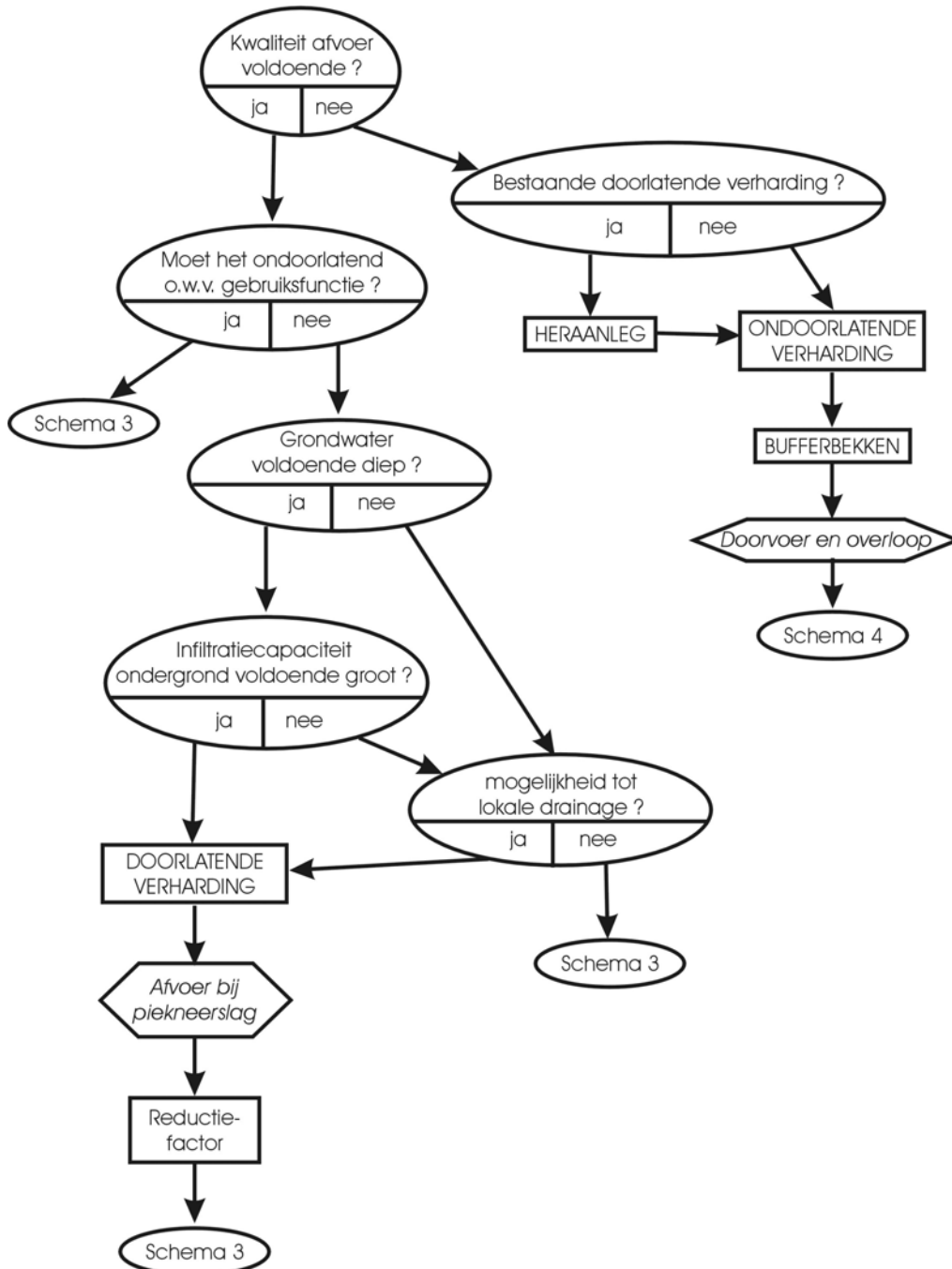
Indien de waterkwaliteit van het afstromende regenwater onvoldoende is en er een bestaande doorlatende verharding is, dient een heraanleg tot ondoorlatende oppervlakte te worden overwogen. Indien de waterkwaliteit onvoldoende is en er is een bestaande ondoorlatende verharding aanwezig, dient een bufferbekken te worden gebouwd (zie paragraaf 2.3). De afvoer vanwege de overloop van het bufferbekken moet voorzien zijn, zodat er geen lokale overstroming kan optreden (schema 4), tenzij de terugkeerperiode aanvaardbaar hoog is en de lokale overstroming aanvaardbaar is.

Indien de gebruiksfunctie een ondoorlatend oppervlak vereist, kan een infiltratie- of buffervoorziening worden aangelegd (schema 3). In het andere geval kan een doorlatende verharding worden aangelegd als het grondwater voldoende diep zit en de infiltratiecapaciteit van de ondergrond voldoende groot is (zie paragraaf 2.4). Wanneer dit niet het geval is, kan een lokale drainage er toch nog voor zorgen dat een doorlatende verharding kan worden aangelegd (analoog aan Wadi : zie paragraaf 2.4). Bij een doorlatende verharding is er meestal nog steeds een vrij frequente neerslagafvoer. Deze is functie van de helling en de aard van de doorlatende verharding, alsook van de infiltratiecapaciteit van de ondergrond (inclusief de onderbouw van de verharding) en de grondwaterstand. De resterende neerslagafvoer kan naar een infiltratie- of bufferbekken worden geleid (schema 3), waarbij een reductiecoëfficiënt op de aangesloten verharde oppervlakte wordt toegepast. Deze reductiefactor kan bepaald worden met een continu lange termijn simulatiemodel indien de bovenstaande gegevens beschikbaar zijn, maar gezien het aantal parameters is een eenmalige bepaling van deze reductiefactoren niet evident (zie ook paragraaf 2.4). Dit vereist zeker nog verder onderzoek.

Bespreking schema 3 : Infiltratievoorzieningen.

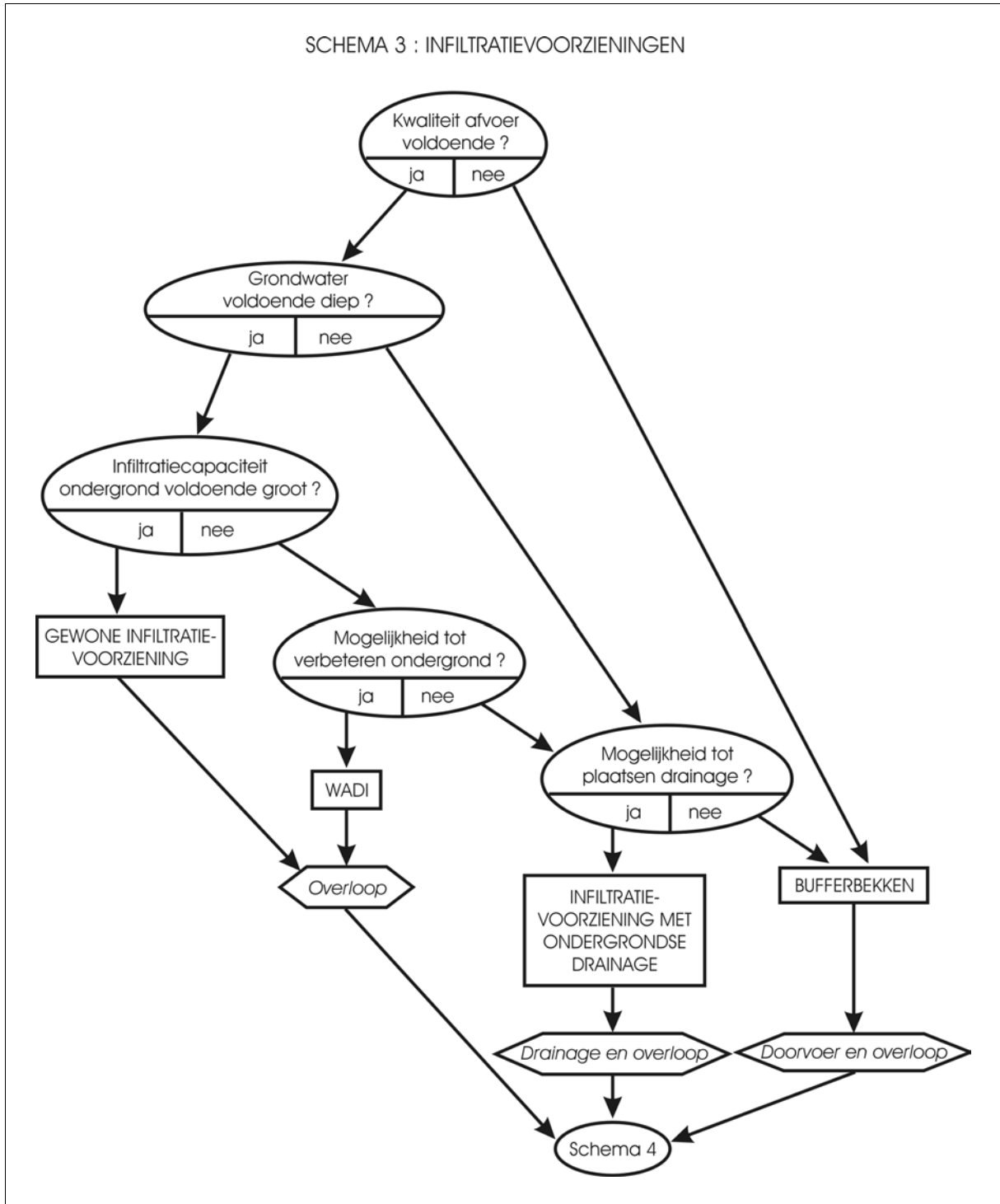
Indien de kwaliteit van het afgevoerde regenwater niet voldoet kan enkel een bufferbekken worden gebouwd (zie paragraaf 2.3). Voor de overloop van het bufferbekken moet een afvoer voorzien zijn, zodat er geen lokale overstroming kan optreden (schema 4), tenzij de terugkeerperiode aanvaardbaar hoog is en de lokale overstroming aanvaardbaar is. Indien het grondwater voldoende diep zit en de infiltratiecapaciteit van de ondergrond voldoende groot is (zie paragraaf 2.4), kan een gewone bovengrondse infiltratievoorziening worden aangelegd. Indien de infiltratiecapaciteit te klein is en er de mogelijkheid is om de ondergrond te verbeteren, kan een Wadi aangelegd worden (zie paragraaf 2.4). Dit is een open infiltratievoorziening waar een goed doorlatende laag met veel poriënruimte onder is aangebracht. Indien de verbetering van de ondergrond onmogelijk is of een te beperkt effect heeft (bijvoorbeeld door te hoge grondwaterstand), kan een ondergronds drainage worden toegepast. Indien ook dit niet mogelijk is, dient een bufferbekken te worden aangelegd. De afvoer vanwege de overlopen van deze infiltratie- en buffervoorzieningen moet voorzien zijn, zodat er geen lokale overstroming kan optreden (schema 4), tenzij de terugkeerperiode aanvaardbaar hoog is en de lokale overstroming aanvaardbaar is. Belangrijk is ook dat men voldoende afstand houdt van waterdoorlatende kelders of de nodige maatregelen neemt om doorsijpeling te voorkomen (zie paragraaf 2.4).

SCHEMA 2 :
 REGENWATERAFVOER VAN VERHARDE OPPERVLAGEN ANDERE DAN DAKOPPERVLAKKEN



Figuur 22 : Beslissingsschema voor de regenwaterafvoer van verharde oppervlakken andere dan dakoppervlakken.

SCHEMA 3 : INFILTRATIEVOORZIENINGEN



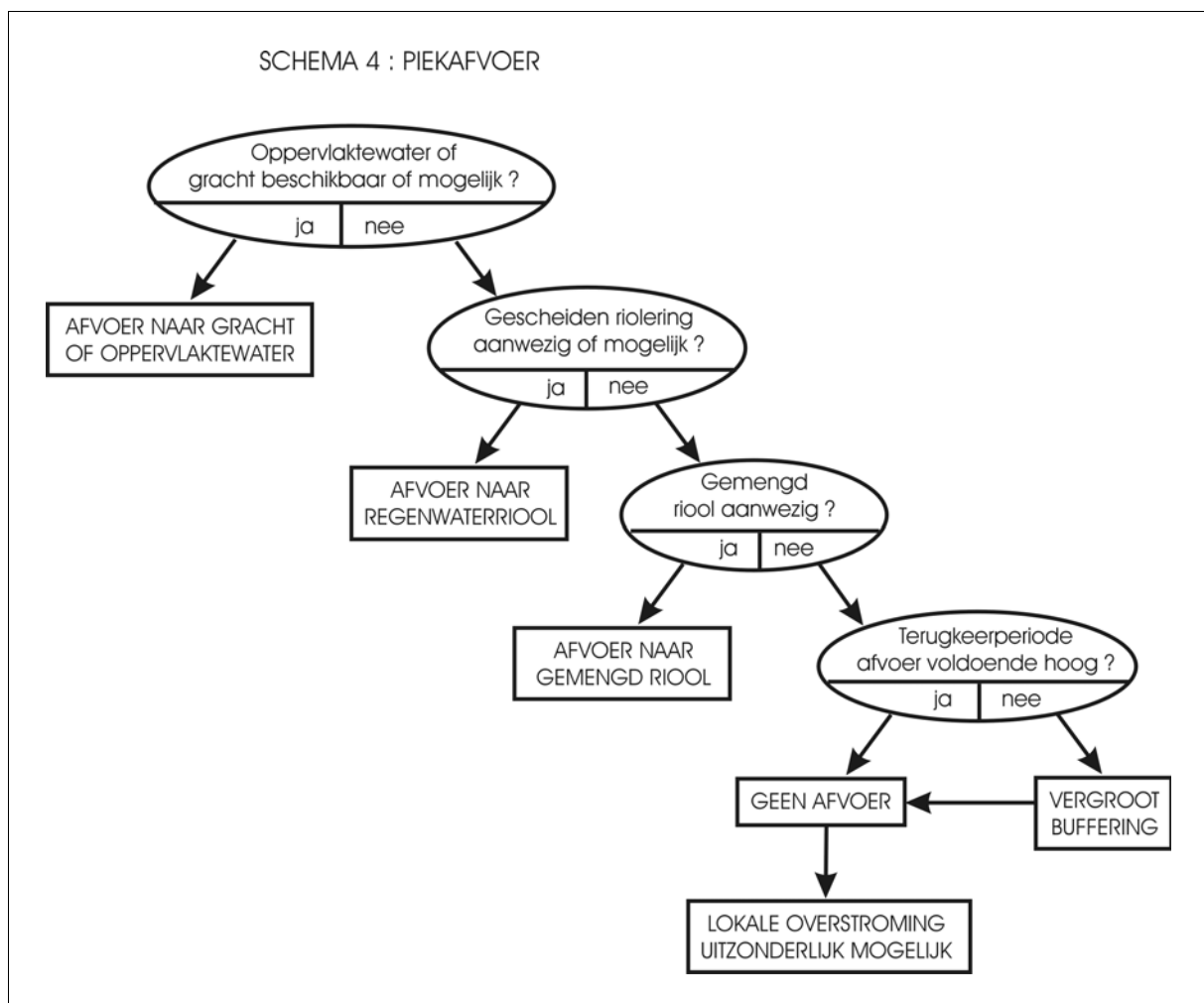
Figuur 23 : Beslissingsschema voor infiltratievoorzieningen [Vaes et al., 2004].

Bespreking schema 4 : Piekafvoer.

De afvoer vanwege overlopen van groendaken, regenwaterputten, infiltratie- en buffervoorzieningen dient te worden verzekerd zonder lokale overstroming of voor een voldoende grote terugkeerperiode. Ook de doorvoer van buffervoorzieningen of de drainage van verbeterde infiltratievoorzieningen dienen volgens dit schema te worden afgeleid. De lozing gebeurt preferentieel volgens onderstaande rangorde indien een dergelijk afvoersysteem aanwezig of mogelijk is :

- gracht of oppervlaktewater
- regenwaterriool van een gescheiden rioleringsysteem
- gemengd riool

Indien er geen afvoersysteem aanwezig of mogelijk is, kan er uitzonderlijk een lokale overstroming ontstaan. Dit is enkel aanvaardbaar als de terugkeerperiode van de overloop van het bufferingssysteem voldoende groot is en de overlast ten gevolge hiervan beperkt is. Als dit niet het geval is, dient de bufferingcapaciteit te worden uitgebreid. Voor de afvoer van daken, dient de piekafvoer altijd verzekerd te zijn.



Figuur 24 : Beslissingsschema voor piekneerslagafvoer [Vaes et al., 2004].

2.2 Regenwaterputten met hergebruik

2.2.1 Dimensionering

Wat de praktische kant van het installeren van een regenwaterput betreft met de keuze van de verschillende componenten, kan verwezen worden naar [VMM, 2000]. Hier zal enkel de dimensionering en de effectiviteit als bronmaatregel worden beschouwd. In bijlage B wordt de aanvullende informatie weergegeven.

De vraag kan gesteld worden in welke mate het gebruik van regenwaterputten in huishoudens de waterbalans weer wat meer in evenwicht kan brengen. Om het bufferingseffect te maximaliseren, is het beschikbare bergingsvolume in de regenwaterput de belangrijkste parameter. Toch stellen zich hier tegenstrijdige belangen. Enerzijds moet de regenwaterput zo veel mogelijk vol zijn om optimaal te kunnen genieten van het regenwater met hergebruik in het huishouden. Anderzijds moet de regenwatertank zo veel mogelijk leeg zijn om een optimaal afvlakkingseffect te veroorzaken naar het rioolstelsel toe. Daartoe dient nagegaan te worden welke vereisten aan een regenwaterput moeten worden gesteld in ons klimaat om in voldoende mate beroep te kunnen doen op regenwater voor huishoudelijk gebruik. Daarna kan nagegaan worden welke de invloed van het inbouwen van regenwaterputten is op het rioolstelsel en de emissies ter plaatse van de overstorten. Voor beide problemen is de variabiliteit van de neerslag zeer belangrijk. Daarom wordt het ontwerp en de impact van regenwaterputten op een statistische wijze benaderd door het gebruik van continue lange termijn simulaties met de neerslagreeks van Ukkel. Dit is gebeurd aan de hand van simulaties met het bakmodel Remuli dat aan het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven werd ontwikkeld (figuur 153) [Vaes, 1999]. Wat betreft de resultaten van deze studie met betrekking tot de dimensionering van de regenwaterputten en de impact op de overstortemissies kan worden verwezen naar [Vaes & Berlamont, 1998b,c, 1999d]. Analoge studies werden uitgevoerd in Duitsland [Hermann & Schmida, 1999] en Denemarken [Mikkelsen et al., 1999]

De drie belangrijkste parameters bij het ontwerp van een regenwaterput zijn de toevoerende verharde dakoppervlakte, het gebruiksdebiet aan regenwater en het nuttige volume van de regenwatertank. Het belangrijkste criterium om het ontwerp van een regenwaterput te beoordelen is de totale tijd dat er geen water in de put beschikbaar is, verder de leegstandtijd genoemd.

De toevoerende verharde oppervlakte is een zeer belangrijke parameter. De afstroming naar de regenwaterput wordt echter door vele lokale parameters beïnvloed. Eerst moet men de horizontale projectie van de toevoerende verharde dakoppervlakte bepalen. Hellende daken die georiënteerd zijn naar de dominante windrichting kunnen een grotere hoeveelheid neerslag opvangen dan deze die andersom gericht zijn. Daartoe kan er een correctiecoëfficiënt worden ingevoerd op de toevoerende verharde oppervlakte die functie is van de oriëntatie van het dak en de helling ervan. Simons [1985] specificeert verminderingscoëfficiënten voor daken gericht op het Noord-Oosten, maar deze zijn vrij groot (tabel 4). Volgens recente metingen [Mentens, 2003] liggen deze waarden heel wat lager. Het zou kunnen dat hiervoor werd gerekend met schuine dakoppervlakte in plaats van met de horizontale dakoppervlakte (verticale projectie op een horizontaal vlak). Indien dit wordt gecorrigeerd worden de correctiecoëfficiënten bekomen zoals in tabel 5. In afwachting van verder onderzoek kunnen de coëfficiënten uit tabel 5 gehanteerd worden. Aangezien uit recent onderzoek blijkt dat de hoofdwindrichting bij regenweer eerder West is dan Zuid-West (zie paragraaf 4.5) [Willems et al., 2002b], werd ook de windrichting in die zin aangepast in tabel 5. Hierbij dient vermeld te worden dat zeker met vermeerderingscoëfficiënten voorzichtig moet worden omgesprongen. Voor de verschillende dakdelen met verschillende oriëntatie dienen deze coëfficiënten per dakdeel te worden toegepast. Indien het dak dus evenveel oppervlakte heeft in twee tegenovergestelde richtingen zal de globale coëfficiënt van deze twee delen gelijk zijn aan 1.

Tabel 4 : Reductiecoëfficiënten voor de opvang van neerslag op schuine daken [Simons, 1995].

dakhelling	Noord-Oost
30 °	0,75
35 °	0,70
40 °	0,64
45 °	0,57
50 °	0,48
≥ 55 °	0,45

Tabel 5 : Reductie- en vermeerderingscoëfficiënten voor de opvang van neerslag op schuine daken (voor verschillende waarden van dakhelling en -oriëntatie).

dakhelling	Oost	Noord	West	Zuid
30 °	0,87	1	1,13	1
35 °	0,85	1	1,15	1
40 °	0,83	1	1,17	1
45 °	0,80	1	1,20	1
50 °	0,78	1	1,22	1
≥ 55 °	0,76	1	1,24	1

Ook de initiële verliezen hebben een effect op de toestromende watervolumes. Ten eerste zijn er initiële bevochtigingsverliezen, waarvan men kan aannemen dat ze gecorreleerd zijn aan de hoeveelheid aangesloten verharde oppervlakte. Ten tweede kan er plasvorming zijn. Voor hellende daken kan deze oppervlakteberging worden verwaarloosd. Voor horizontale daken zal de leegstandtijd of het vereiste putvolume groter zijn door deze oppervlaktebergingsverliezen. In tabel 6 worden correctiecoëfficiënten weergegeven voor verschillende daktypes [Van den Bossche & Jansseune, 1998]. Deze correctiefactoren zijn enkel nuttig om het jaarlijks nuttig volume te herschalen en dus bruikbaar voor een ruwe dimensionering van de regenwaterput. Voor een gedetailleerde lange termijn simulatie wordt beter gebruik gemaakt van een specifiek verliesmodel. Tenslotte is er nog een verlies door de filter [VMM, 2000]. Een deel van het regenwater wordt bij zelfreinigende filters gebruikt om de ongewenste vervuiling (bijvoorbeeld bladeren) af te voeren. Voor zelfreinigende filterputten en valpijpfilters kan een filtercoëfficiënt van 0,9 worden ingerekend. Cycloonfilters geven iets minder verlies; hiervoor kan een filtercoëfficiënt van 0,95 worden gebruikt. Voor niet-zelfreinigende filters kan een filtercoëfficiënt van 1 gebruikt worden. De verschillende coëfficiënten dienen te worden vermenigvuldigd met de horizontale dakoppervlakte (d.i. de verticale projectie van het dak op een horizontaal vlak) om zo de effectief bijdragende dakoppervlakte te bekomen.

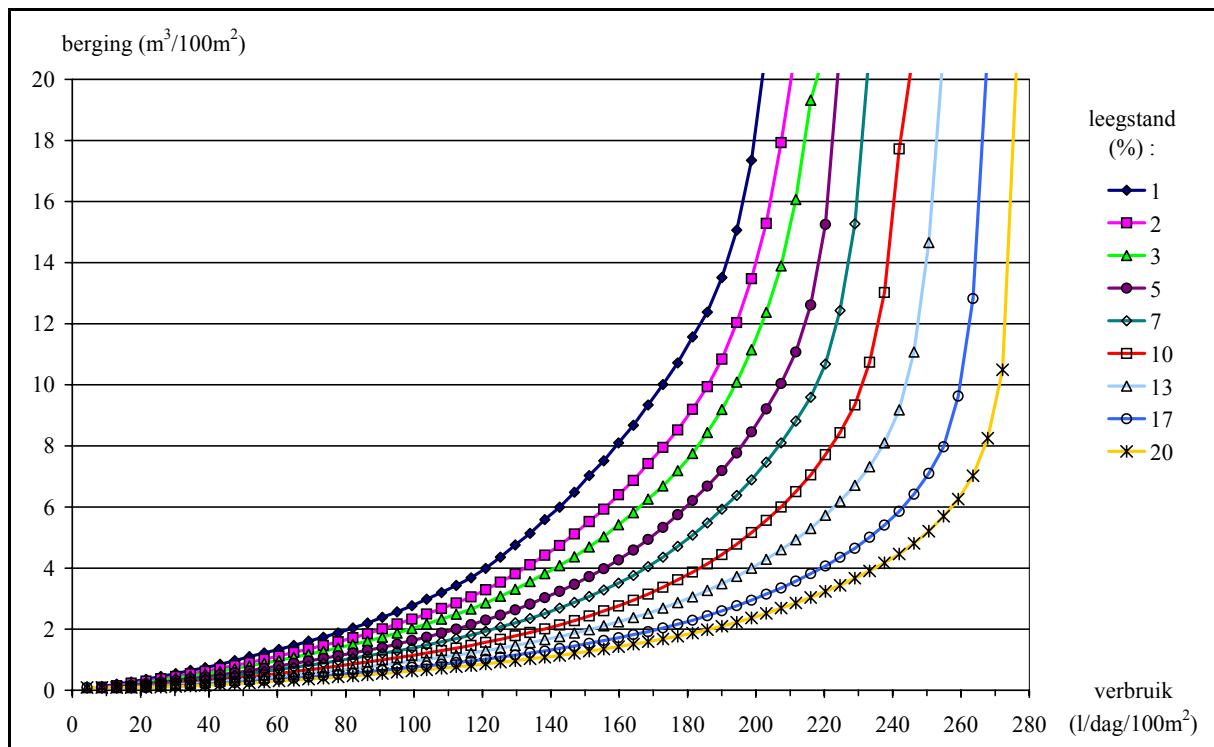
Tabel 6 : Reductiecoëfficiënten voor de opvang van neerslag bij verschillende types van daken [Van den Bossche & Jansseune, 1998].

Type dak	reductiecoëfficiënt
plat dak met grind	0,6
plat dak met bitumen	0,7 tot 0,8
hellend dak met leien of pannen	0,75 tot 0,9
hellend dak met geglazuurde pannen	0,9 tot 0,95
hellend dak met bitumen	0,8 tot 0,95

Een tweede belangrijke parameter is het gebruiksdebiet aan regenwater. Dit hangt nauw samen met het drinkwaterverbruik in huishoudens. Het drinkwaterverbruik kan echter sterk verschillen van plaats tot plaats en van huishouden tot huishouden [VMM, 2000; AMINAL, 2002a,b]. Ruwweg kan ongeveer een derde van de drinkwaterconsumptie gemakkelijk vervangen worden door regenwater, bijvoorbeeld voor toiletspoeling, het wassen van de auto, het sproeien van de tuin, ... De dagelijkse variatie in het drinkwaterconsumptiepatroon werd voor dit onderzoek verwaarloosd. Dit heeft geen invloed op de resultaten, omdat voor de simulaties gebruik werd gemaakt van een lange historische tijdreeks en de neerslag niet preferentieel overdag of 's nachts valt. Bovendien is het buffervolume meestal groot ten opzichte van het gemiddeld gebruiksdebiet. Ook de seizoensvariatie in het consumptiegedrag werd verwaarloosd, omdat de invloed van de persoonlijke levensstijl hierop de bovenhand haalt.

Het vereiste bergingsvolume in de regenwaterput of het beschikbare gebruiksdebiet, om een bepaald niveau te bereiken wat betreft de beschikbaarheid van regenwater, moet relatief ten opzichte van de toevoerende verharde oppervlakte worden beschouwd. Daarom werd een ontwerpgrafiek opgesteld in functie van de relatieve consumptie (in liter per dag en per 100 m² toevoerende oppervlakte) en in functie van het relatieve bergingsvolume in de put (in m³ per 100 m² toevoerende oppervlakte) [Vaes & Berlamont, 1998b]. In figuur 25 staan de lijnen weergegeven voor een gelijk percentage leegstand. Uit deze figuur kan men concluderen dat het economische optimum voor de dimensionering van de regenwaterput zich situeert in de zone waarin de toevoerende verharde oppervlakte in m² 50 tot 100 % bedraagt van het consumptiedebiet in liter/dag. In dat geval volstaat een regenwaterput met een bergingsvolume tussen 3 en 5 m³ per 100 m² toevoerende verharde oppervlakte om 90 % van de tijd water in de regenwaterput ter beschikking te hebben. Dit betekent dat een dakoppervlakte kleiner dan 50 m² zelden een rendabele situatie geeft voor regenwatergebruik. De keuze van het leegstandcriterium wordt hoofdzakelijk bepaald door het ongemak dat ontstaat met betrekking tot het extra bijgebruiken van drinkwater wanneer de regenwaterput leeg staat. Dit wordt met de huidige automatische bijvulsystemen minder belangrijk. Het optimaal leegstandcriterium verschuift daardoor enigszins naar een hoger leegstandpercentage (rond 10 à 20 %).

Uit deze grafiek blijkt ook dat een putvolume van meer dan 10 m³ per 100 m² toevoerende verharde oppervlakte weinig zin heeft. Een berekeningsformulier gebaseerd op deze dimensioneringsgrafiek (figuur 25) is weergegeven in [VMM, 2000].

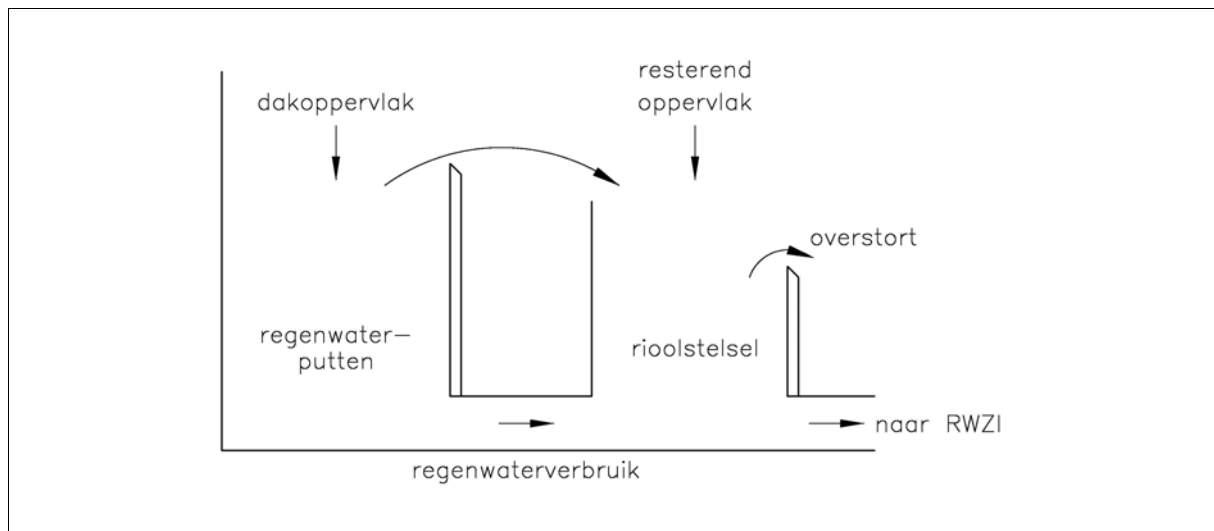


Figuur 25 : Ontwerpgrafiek voor het bepalen van het leegstandpercentage, het vereiste putvolume of het mogelijke regenwaterverbruik.

Er mag geen rechtstreekse verbinding worden gemaakt tussen het hemelwatersysteem en het drinkwatersysteem [Belgaqua, 2003]. Er is een voorfiltering van het hemelwater nodig [VMM, 2000]. Het gebruik van hemelwater voor menselijke consumptie, vaat en persoonlijke hygiëne is totaal af te raden. Het is verder sterk af te raden om andere verharde oppervlakken dan dakoppervlakken af te laten wateren naar de regenwaterput, tenzij er specifieke maatregelen worden genomen om de vervuiling van het regenwater in de put te voorkomen.

2.2.2 Invloed op de overstortemissies

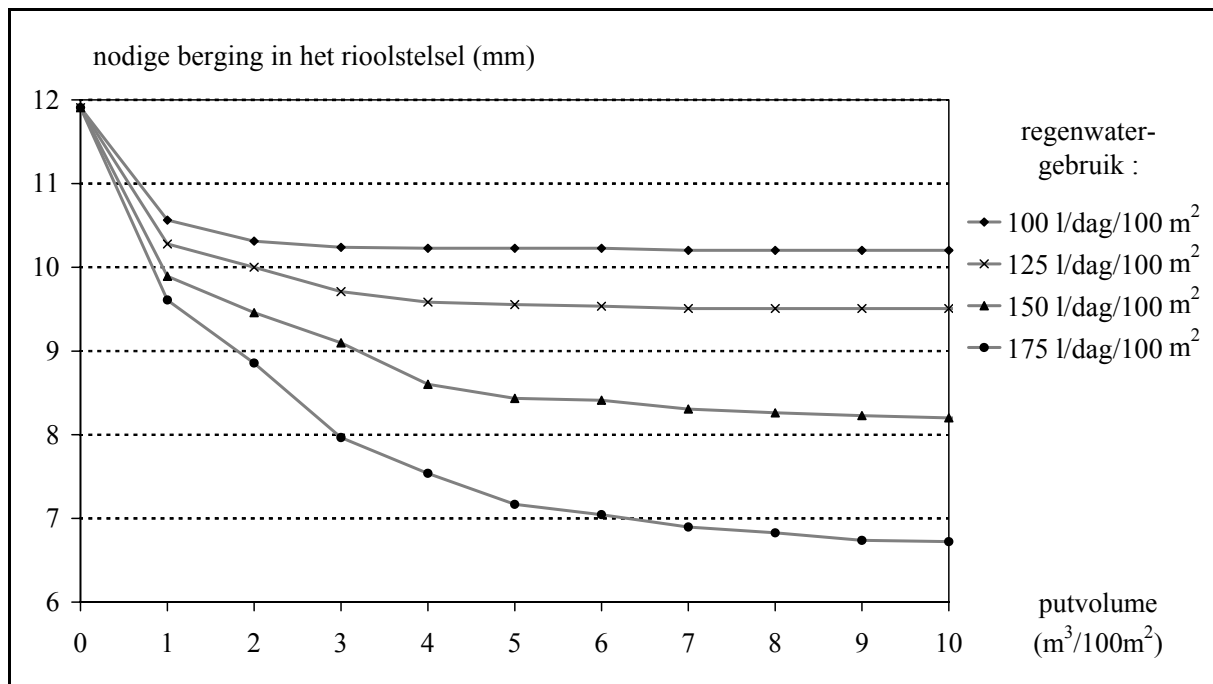
Om het effect van de regenwaterputten op de overstortemissies na te gaan, wordt een model met twee 'bakken' opgesteld (figuur 26) [Vaes & Berlamont, 1998b]. Het opwaartse reservoir stelt het gezamenlijke effect voor van alle regenwaterputten die zich in het rioolgebiet bevinden en het afwaartse reservoir stelt het gemengd rioolstelsel voor. Er wordt van uitgegaan dat de noodoverlaten van de regenwaterputten in het gemengd rioolstelsel lozen.



Figuur 26 : Schematische weergave van het gebruikte bakmodel om de impact van de regenwaterputten op de overstortemissies te begroten [Vaes & Berlamont, 1998b].

De simulatieresultaten tonen aan dat de berging in de regenwaterputten inderdaad kan leiden tot een reductie van de nodige berging in het rioolstelsel of in een overstortbekken (figuur 27) [Vaes & Berlamont, 1998c]. Hiertoe is echter veel meer bergingsvolume nodig in regenwaterputten dan in een overstortbekken. Vanuit economisch standpunt zal het verschil echter minder uitgesproken zijn, omdat regenwaterputten per volume-eenheid goedkoper zijn dan overstortbekkens en er bij een afwaartse oplossing nog andere kosten bij komen (bijvoorbeeld : riolering, milieu, ...).

Interessant is ook het effect van de regenwaterputten op de andere overstortparameters. Wanneer de overstortemissies bij gelijkblijvende overstortfrequentie worden beschouwd, zal het overstortvolume gemiddeld 10 tot 20 % dalen bij het gebruik van regenwaterputten. Ook de piekdebieten zullen met 15 tot 25 % dalen. Opwaartse buffering heeft dus bij gelijkblijvend criterium voor de overstortfrequentie een groter afvlakkend effect dan afwaartse buffering.

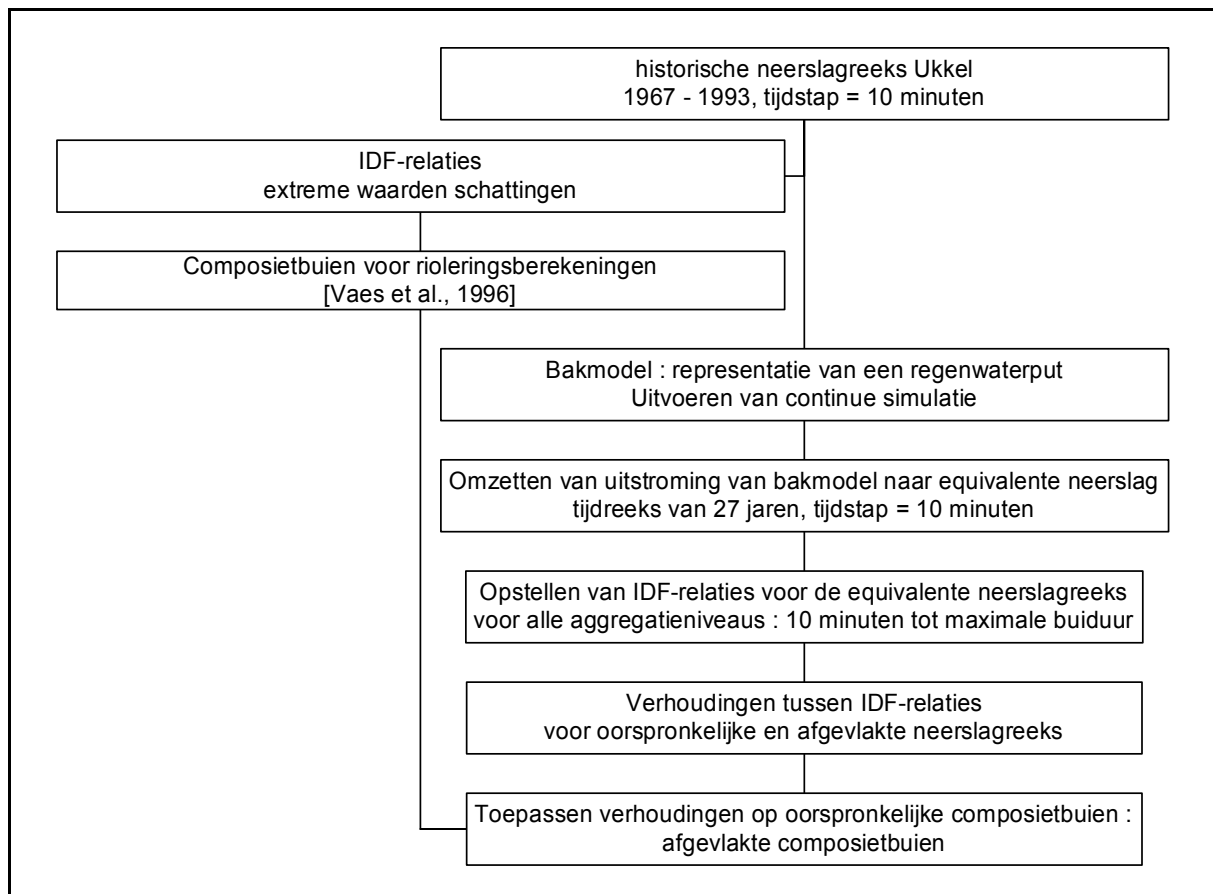


Figuur 27 : Evolutie van de nodige berging in het rioolstelsel om een overstortfrequentie te bekomen van 7 dagen/jaar in functie van het bergingsvolume in regenwaterputten (wanneer 50 % van de verharde oppervlakte is aangesloten op de regenwaterputten) [Vaes & Berlamont, 1998c].

Ondanks het feit dat regenwaterputten in eerste instantie gebouwd worden om zo veel mogelijk gevuld te zijn, hebben ze toch enige bufferende werking met betrekking tot de neerslagafstroming. Uit figuur 27 blijkt dat het bufferend effect niet meer significant toeneemt bij putvolumes vanaf 5 m³/100m². Een kleiner putvolume kan voor hergebruik (figuur 25) volstaan, maar geeft minder bufferend effect. Daarom werd geadviseerd om voor het volume van een regenwaterput met hergebruik minimaal 5 m³ per 100 m² horizontale dakoppervlakte voorop te stellen. Hierbij moet wel worden opgelet dat er voldoende gebruik wordt gemaakt van het regenwater. Bij een te lange verblijftijd in de regenwaterput kan er een biologische film ontstaan, welke de kwaliteit van het water verlaagt. Dit kan worden vermeden door een voldoende gebruiksdebit af te nemen, het water in de put van het licht af te schermen en bij lange periodes zonder gebruik (bijvoorbeeld vakantie) de put te ledigen. Dit is ook de belangrijkste reden om een minimaal gebruik voor te schrijven ter hoogte van een WC of een wasmachine. Indien het gebruiksdebit (tijdelijk) aan de lage kant is, is het gebruik voor de wasmachine (tijdelijk) af te raden. Indien dit systematisch het geval is, kan men het bovenste gedeelte van de regenwaterput als een buffervolume gebruiken en een extra pomp plaatsen die dit bovenste gedeelte ledigt nadat het tijdens een regenbui is gevuld.

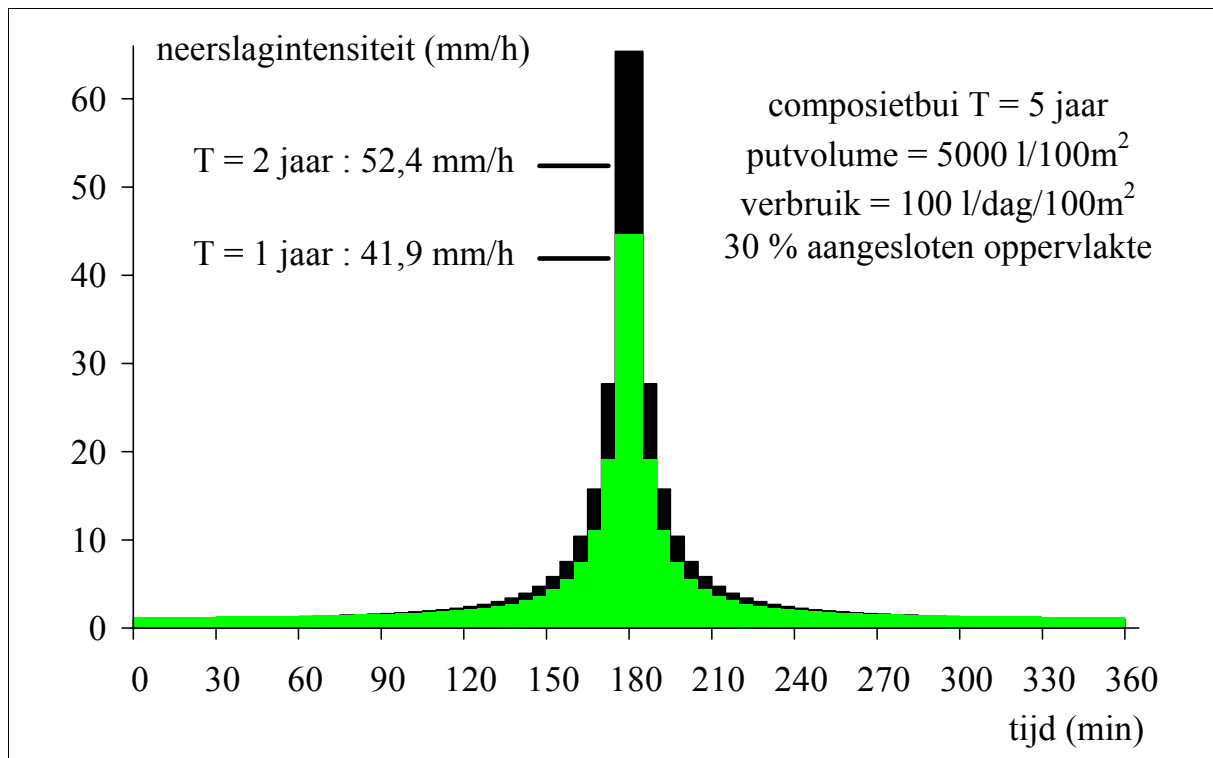
2.2.3 Invloed op de piekafvoer

Naast de invloed op de overstortemissies hebben regenwaterputten ook een invloed op de piekafvoerdebieten en dus op de dimensionering van de riolen [Vaes & Berlamont, 1998c, 2001a; Vaes et al., 2000a]. Dit effect kan echter niet worden ingerekend door een ontwerpbeurt door een regenwaterput te sturen vooraleer dit het rioolstelsel instroomt, omdat de tijdsvariabiliteit van de neerslag hierbij erg belangrijk is. Wegens het niet-lineaire gedrag van het regenwaterputsysteem en de lange voorafgaande (antecedent) periode die van belang is, is er geen eenduidig verband tussen de toevoer in de regenwaterput (de neerslag) en de uitvoer (gebruiksdebiet en overloop). Om deze tijdsvariabiliteit te kunnen inrekenen, moet ook hier een continue lange termijnsimulatie worden uitgevoerd voor het regenwaterputsysteem en moeten de resultaten hiervan statistisch worden verwerkt via QDF-relaties (Quantity/Duration/Frequency = Debiet/Duur/Frequentie). Gezien de eenvoud van een regenwaterputsysteem, kan hiervoor een eenvoudig bakmodel worden gebruikt. Hieruit kan men maatgevende inloophydrogrammen creëren analoog aan de wijze waarop de composietbuizen zijn opgesteld op basis van IDF-relaties (figuur 28). Door deze inloopdebieten te delen door de toevoerende verharde oppervlakte naar de regenwaterput, kan de omzetting gemaakt worden naar equivalente neerslag (d.w.z. composietbuizen : zie paragraaf 4.3) met inbegrip van het afvlakkend effect van de regenwaterput, zonder dat de regenwaterput nog in het rioleringsmodel moet worden meegenomen. In figuur 29 wordt als voorbeeld het effect getoond op een composietbui met een terugkeerperiode van 5 jaar indien er 30 % van de verharde oppervlakte wordt afgeleid naar regenwaterputten met een putvolume van 5000 liter per 100 m² verharde oppervlakte en bij een verbruik van 100 liter per dag en per 100 m² verharde oppervlakte. De oorspronkelijke composietbui is in zwart aangeduid. De piekwaarde van de afgevlakte bui ligt tussen de piekwaarde van oorspronkelijke composietbuizen met terugkeerperioden van 1 en 2 jaar (deze waarden respectievelijk 41,9 mm/h en 52,4 mm/h staan aangeduid in figuur 29).



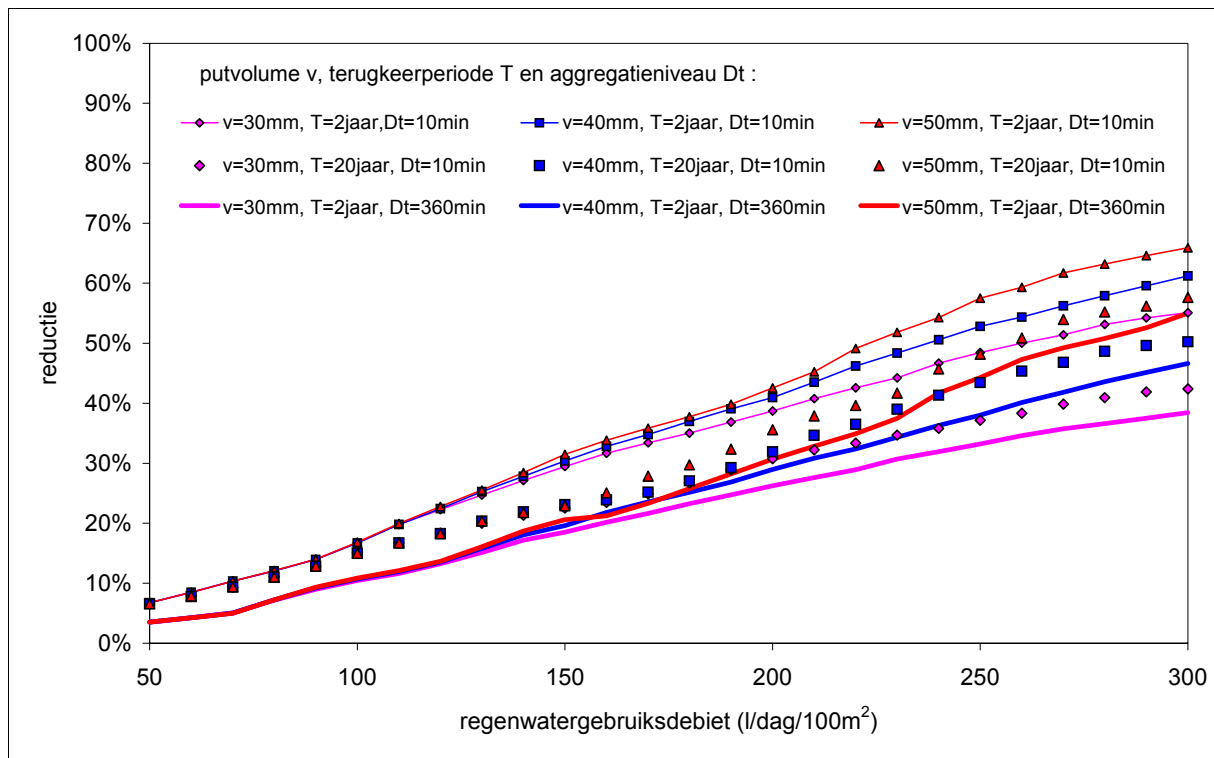
Figuur 28 : Overzichtschemata voor het inrekenen van het effect van regenwaterputten op ontwerpbuizen [Vaes & Berlamont, 1998c].

Bij de afvlakking van de neerslag door een regenwaterput komen een heleboel parameters kijken : het putvolume, het regenwatergebruiksdebiet, de op de regenwaterput aangekoppelde oppervlakte, de terugkeerperiode, de spreiding op het putvolume, de spreiding op het regenwatergebruiksdebiet en eventueel de parameters van het oppervlakte-afstromingsmodel. De variatie aan parameters is dus te groot om een eenmalige toepassing uit te voeren en een reeks afgevlakte composietbuien op te stellen. Daarom werd aan het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven een computerprogramma (Rewaput genaamd) opgesteld dat op basis van de gewenste parameters de afgevlakte composietbui berekent [Vaes & Berlamont, 1998c]. Deze afgevlakte composietbuien kunnen dan worden toegekend aan de verharde oppervlakken die via een regenwaterput afwateren, zonder dat de regenwaterput nog moet worden gemodelleerd in het hydrodynamisch model.



Figuur 29 : Voorbeeld van het afvlakkend effect op de composietbui door een regenwaterput na een statistische evaluatie van de resultaten van een continue lange termijn simulatie [Vaes & Berlamont, 1998c]. In zwart wordt de originele composietbui met een terugkeerperiode van 5 jaar getoond en de horizontale streepjes geven de piekwaarden aan van de composietbuizen met terugkeerperiodes van 1 en 2 jaar.

Gebaseerd op deze methodologie kunnen ook de reductiecoëfficiënten worden afgeleid die weergeven wat de bijdrage is van de regenwaterput in termen van volledig afgekoppelde oppervlakte (m.a.w. met hoeveel percent afgekoppelde verharde oppervlakte komt het effect van de regenwaterput overeen) (bijvoorbeeld bruikbaar in keuzeschema 1, figuur 21). Dit percentage is (in volgorde van belangrijkheid) functie van het regenwatergebruiksdebiet, de terugkeerperiode van de neerslag, het putvolume en het beschouwde aggregatieniveau. Enkele voorbeelden zijn weergegeven in figuur 30. Hieruit blijkt dat een significante reductie vooral bekomen wordt indien het gebruiksdebiet hoog is en de regenwaterput dus regelmatig geleidigd wordt, wat enigszins tegenstrijdig is met het minimaal houden van de leegstandtijd (zie 2.2.1). Verder neemt de reductie toe bij stijgend putvolume en neemt het af bij stijgende terugkeerperiode en stijgend aggregatieniveau. Gezien de variatie met de terugkeerperiode en het aggregatieniveau is er dus geen eenduidige reductiecoëfficiënt toe te kennen aan een regenwaterput.



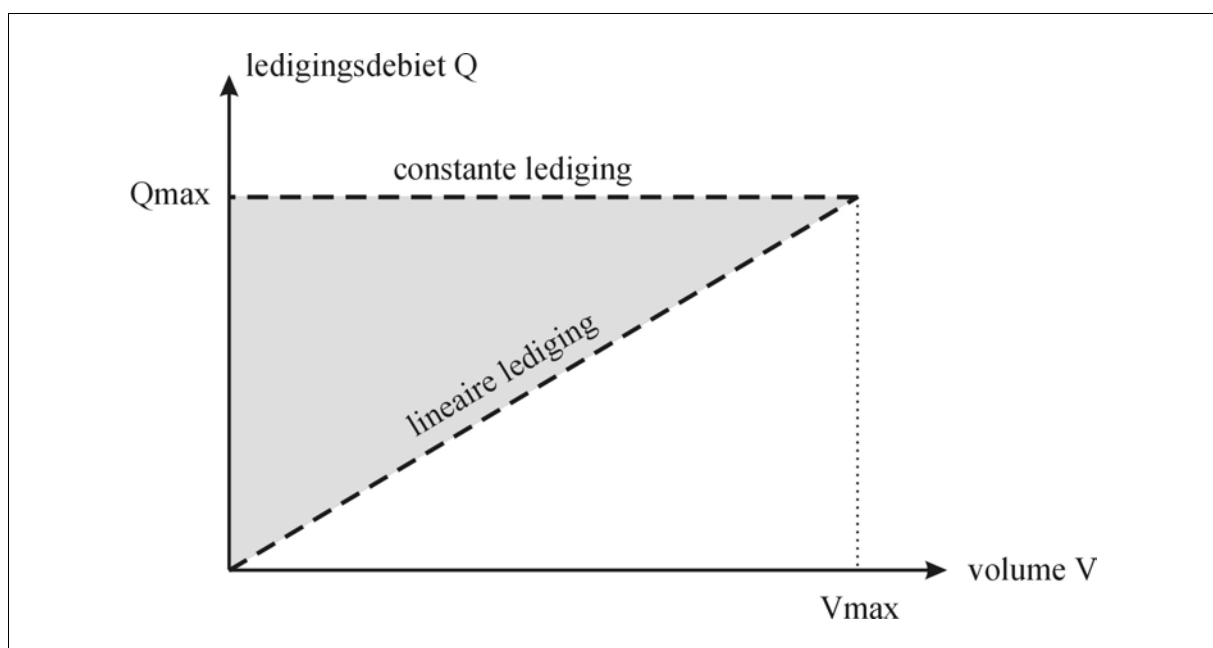
Figuur 30 : Reductie van de afvoer ten gevolge van een regenwaterput voor verschillende gevallen van regenwater gebruiksdebiet, putvolume, terugkeerperiode en aggregatieniveau (gebruiksdebiet en putvolume zijn uitgedrukt relatief t.o.v. de toevoerende oppervlakte).

Hieruit kan worden geconcludeerd dat het installeren van een regenwaterput enkel zin heeft indien het water ook effectief en in voldoende mate wordt gebruikt. Onder deze omstandigheden leidt een regenwaterput met hergebruik tot een zekere buffering, maar deze is afhankelijk van vele factoren en zeker onvoldoende is als equivalent voor een echte buffervoorziening (zie paragraaf 2.3). Het combineren van de gebruiksfunctie met een specifieke bufferfunctie in een regenwaterput is ook mogelijk door het bovenste gedeelte van de put langzaam leeg te laten lopen na een bui (overeenkomstig de buffervoorzieningen in paragraaf 2.3). Het nodige buffervolume kan hierbij dan gereduceerd worden overeenkomstig bovenstaande inschatting. Deze aanpak is echter zowel vanuit ontwerp als praktische realisatie niet evident. Indien men hergebruik wil combineren met buffering wordt beter de overloop van de regenwaterput voor hergebruik naar een aparte voorziening geleid.

2.3 Buffervoorwaarden

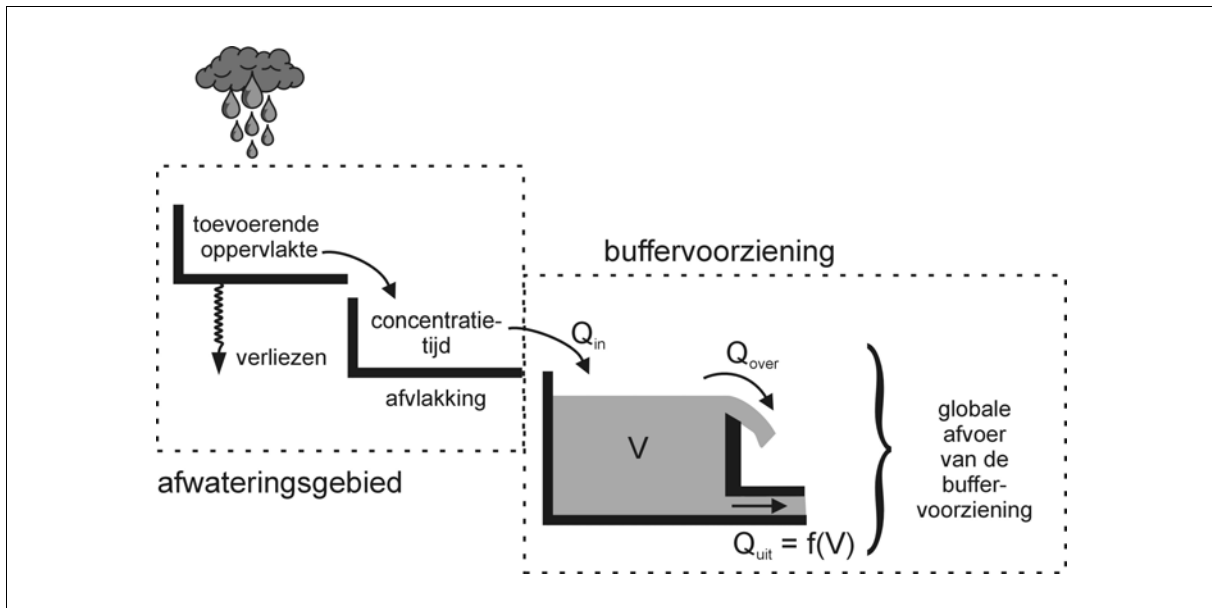
2.3.1 Locale opwaartse buffering

Zoals al in paragraaf 2.1 werd aangegeven, speelt het ledigingsdebiet een grote rol bij buffervoorzieningen. In tabel 3 werden de invloedsfactoren op het afvoerdebiet van een buffervoorziening weergegeven. Afgezien van de schommelingen van de grondwaterstand en de colmatatie bij infiltratievoorzieningen, worden de uiterste grenzen van de in de praktijk het meest voorkomende doorvoerrelaties gegeven door een constant ledigingsdebiet en een lineair toenemend ledigingsdebiet bij stijgende waterhoogte (oftewel stijgend volume) (figuur 31). Doorvoerrelaties gelegen onder de lineaire curve kunnen voorkomen, maar leveren geen goede benutting van de buffering op.

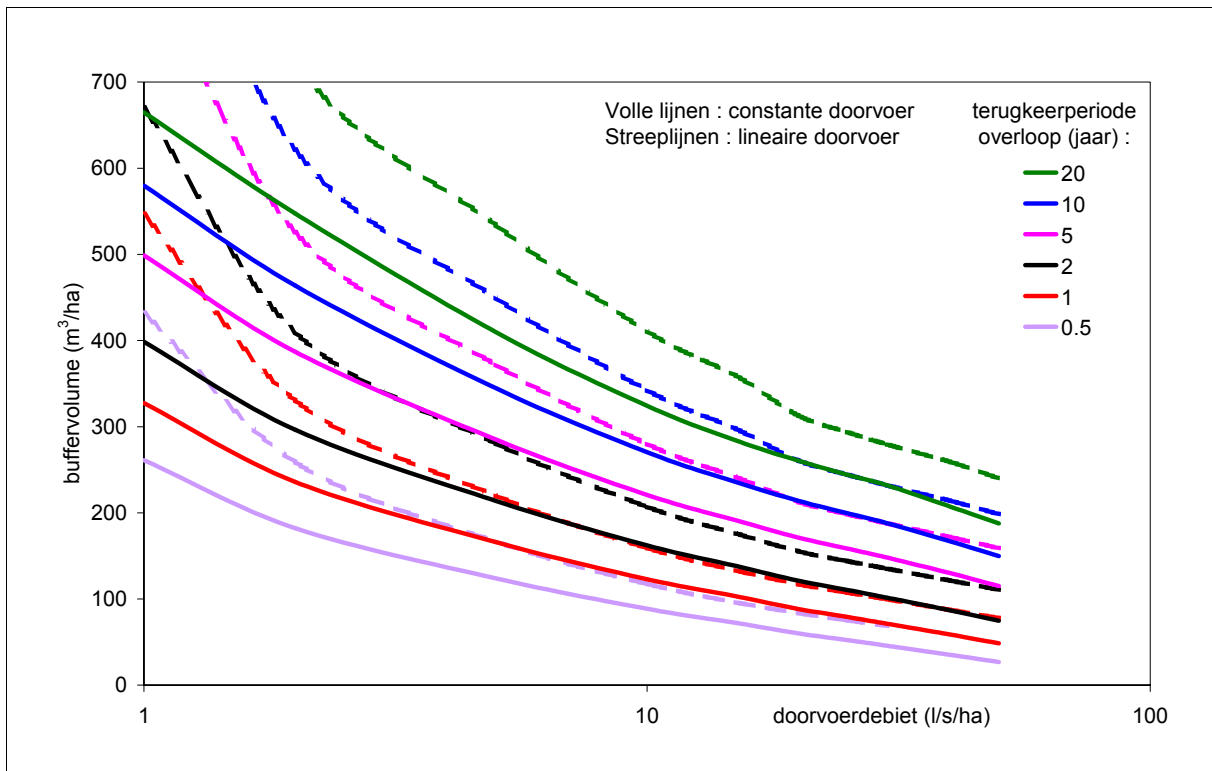


Figuur 31 : Begrenzing van de mogelijke doorvoerrelaties [Vaes & Berlamont, 2004].

Met het bakmodel Remuli van het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven (figuur 153) [Vaes, 1999] werden continue lange termijn simulaties uitgevoerd met de neerslagreeks van Ukkel voor een periode van 100 jaar (1898-1997 [Demarée et al., 1998]) voor deze twee uiterste doorvoerrelaties. Deze twee uiterste doorvoerrelaties geven significant verschillende resultaten, waaruit blijkt dat het onvoldoende is om enkel de maximale berging en maximale doorvoer te bepalen. Ook het tussenliggende verloop van de berging/doorvoer-relaties is belangrijk. De resultaten van deze berekeningen worden weergegeven in tabel 7 en figuur 33. De ledigingsdebieten en buffervolumes zijn uitgedrukt relatief ten opzichte van de toevoerende (verharde) oppervlakte. Een vereenvoudigde voorstelling van het gebruikte model is weergegeven in figuur 32.



Figuur 32 : Vereenvoudigde voorstelling van het conceptuele model voor het berekenen van de nodige buffervolumes aan de hand van continue lange termijn simulaties [Vaes & Berlamont, 2004].



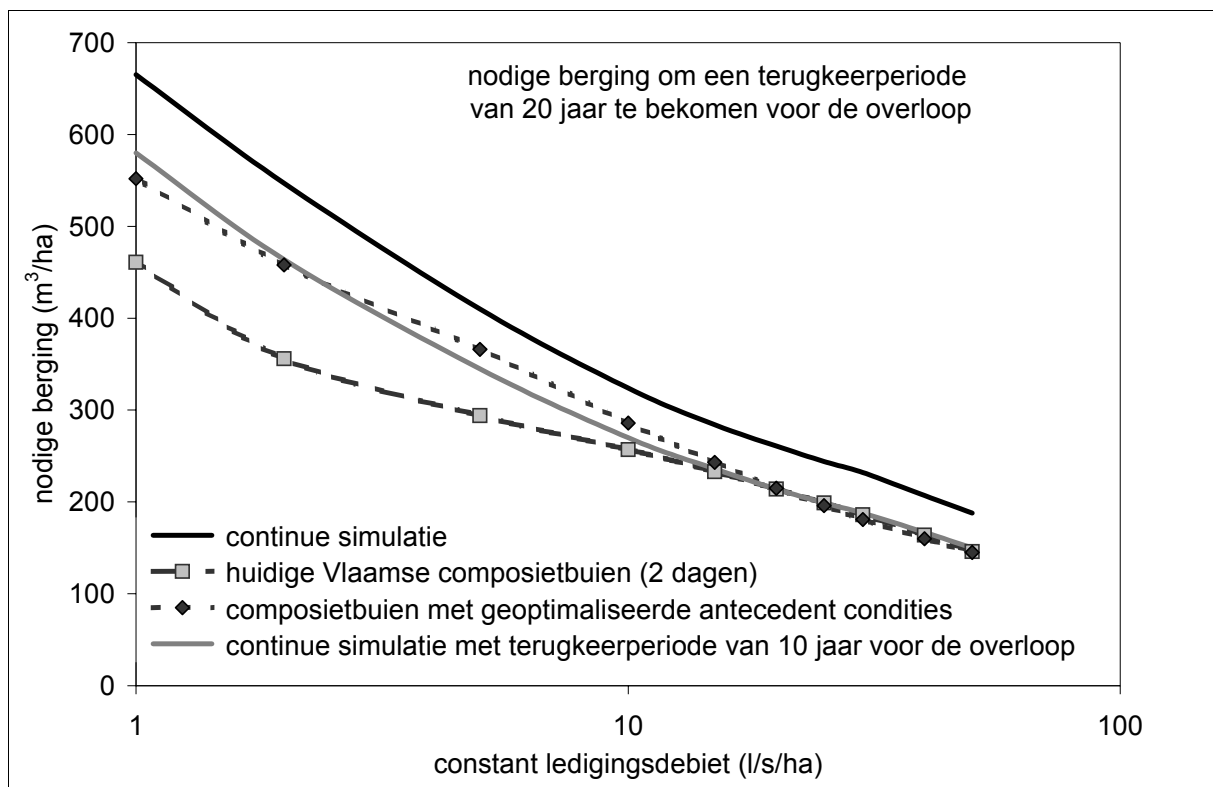
Figuur 33 : Vergelijking van de nodige buffervolumes bij lineaire en constante doorvoer in functie van het maximaal doorvoerdebiet en de terugkeerperiode van de overloop (overeenkomstig de waarden in tabel 7) [Vaes & Berlamont, 2004].

Tabel 7 : Nodige buffervolumes in functie van het maximaal doorvoerdebiet en de terugkeerperiode van de overlaat voor een constante en lineaire doorvoerrelatie bij een concentratietijd van 10 minuten [Vaes & Berlamont, 2004].

ledigings- debiet	terugkeerperiode					
	½ jaar	1 jaar	2 jaar	5 jaar	10 jaar	20 jaar
	lineaire doorvoer					
50 l/s/ha	48 m ³ /ha	78 m ³ /ha	111 m ³ /ha	159 m ³ /ha	198 m ³ /ha	240 m ³ /ha
40 l/s/ha	57 m ³ /ha	87 m ³ /ha	121 m ³ /ha	172 m ³ /ha	214 m ³ /ha	259 m ³ /ha
30 l/s/ha	69 m ³ /ha	100 m ³ /ha	135 m ³ /ha	188 m ³ /ha	232 m ³ /ha	279 m ³ /ha
25 l/s/ha	75 m ³ /ha	107 m ³ /ha	144 m ³ /ha	199 m ³ /ha	244 m ³ /ha	294 m ³ /ha
20 l/s/ha	84 m ³ /ha	117 m ³ /ha	155 m ³ /ha	213 m ³ /ha	261 m ³ /ha	313 m ³ /ha
15 l/s/ha	96 m ³ /ha	133 m ³ /ha	176 m ³ /ha	242 m ³ /ha	298 m ³ /ha	359 m ³ /ha
10 l/s/ha	118 m ³ /ha	159 m ³ /ha	207 m ³ /ha	280 m ³ /ha	342 m ³ /ha	411 m ³ /ha
5 l/s/ha	167 m ³ /ha	220 m ³ /ha	281 m ³ /ha	372 m ³ /ha	450 m ³ /ha	534 m ³ /ha
2 l/s/ha	259 m ³ /ha	330 m ³ /ha	410 m ³ /ha	526 m ³ /ha	622 m ³ /ha	725 m ³ /ha
1 l/s/ha	432 m ³ /ha	547 m ³ /ha	671 m ³ /ha	846 m ³ /ha	988 m ³ /ha	1137 m ³ /ha
	constante doorvoer					
50 l/s/ha	27 m ³ /ha	49 m ³ /ha	75 m ³ /ha	115 m ³ /ha	150 m ³ /ha	188 m ³ /ha
40 l/s/ha	35 m ³ /ha	59 m ³ /ha	87 m ³ /ha	130 m ³ /ha	167 m ³ /ha	207 m ³ /ha
30 l/s/ha	46 m ³ /ha	71 m ³ /ha	101 m ³ /ha	148 m ³ /ha	188 m ³ /ha	232 m ³ /ha
25 l/s/ha	52 m ³ /ha	79 m ³ /ha	111 m ³ /ha	159 m ³ /ha	199 m ³ /ha	244 m ³ /ha
20 l/s/ha	60 m ³ /ha	88 m ³ /ha	121 m ³ /ha	171 m ³ /ha	214 m ³ /ha	261 m ³ /ha
15 l/s/ha	72 m ³ /ha	103 m ³ /ha	138 m ³ /ha	191 m ³ /ha	236 m ³ /ha	284 m ³ /ha
10 l/s/ha	89 m ³ /ha	123 m ³ /ha	162 m ³ /ha	221 m ³ /ha	270 m ³ /ha	324 m ³ /ha
5 l/s/ha	124 m ³ /ha	166 m ³ /ha	214 m ³ /ha	285 m ³ /ha	345 m ³ /ha	410 m ³ /ha
2 l/s/ha	182 m ³ /ha	236 m ³ /ha	296 m ³ /ha	387 m ³ /ha	464 m ³ /ha	547 m ³ /ha
1 l/s/ha	261 m ³ /ha	327 m ³ /ha	398 m ³ /ha	499 m ³ /ha	580 m ³ /ha	665 m ³ /ha

Uit tabel 7 en figuur 33 blijkt dat de nodige buffervolumes groter zijn bij een welbepaalde maximaal doorvoerdebiet en een welbepaalde terugkeerperiode voor de overloop indien men een lineaire doorvoerrelatie heeft ten opzichte van een constante doorvoerrelatie. Bij een lineaire doorvoerrelatie wordt bij gelijk buffervolume en maximaal doorvoerdebiet de terugkeerperiode van de overloop ongeveer gehalveerd ten opzichte van een constante doorvoerrelatie.

De noodzaak om deze buffervolumes te berekenen met continue lange termijn simulaties wordt geïllustreerd in figuur 34. In de praktijk worden vaak nog buffervolumes bepaald op basis van ontwerpstormen. Bij dergelijke capacatieve systemen is de frequentie van het effect niet meer gelijk aan de frequentie van de invoer, waardoor men een systematische onderschatting bekomt van de terugkeerperiode van de overloop indien men gebruik maakt van ontwerpbuien [Niemczynowicz, 1984; Vaes, 1999; Ostrowski, 2000]. Dit effect is meer uitgesproken naarmate de doorvoerrelatie meer niet-lineair is en naarmate de invoer meer variabel is. Figuur 34 toont aan dat het gebruik van ontwerpbuien (d.w.z. statistiek op voorhand : zie ook paragraaf 4.3) tot een onderschatting van de terugkeerperiode kan leiden met een factor 2 zelfs indien men voldoende antecedent condities gebruikt (de afwijking is groter bij niet-lineaire systemen dan bij meer lineaire systemen). Bij het gebruik van onvoldoende antecedent neerslag (te korte ontwerpbuien) lopen de afwijkingen sterk op.



Figuur 34 : Vergelijking van het nodige bergingsvolume (bij constante doorvoer) berekend met composietbuien versus de continue lange termijn simulatie [Vaes & Berlamont, 2004].

In tabel 8 worden de ledigingstijden weergegeven voor de buffervolumes uit tabel 7 bij een constante doorvoer in de veronderstelling dat er geen toevoer meer is (dit zijn dus minimale waarden). Voor buffervoorzieningen met een lineaire doorvoer zal het volume voor ongeveer 60 % geleidigd zijn overeenkomstig de duren in tabel 8 (exponentiële ledigingsrelatie zonder bijkomende toevoer). Een analyse van de resultaten uit de tabellen 7 en 8 bevestigt dat de optimale buffervolumes geen extreem korte of lange ledigingstijden hebben, maar dat hiervoor de ledigingstijd in de grootte-orde van enkele uren ligt. Sieker [1999] meldt dat goede buffervoorzieningen binnen de 3 uren terug leeg moeten zijn. Deze voorwaarde voor een relatief snelle lediging is belangrijk om de buffering beschikbaar te hebben bij een volgende neerslagpiek (bij opwaartse buffervoorzieningen). De buffering wordt optimaal gebruikt indien deze vooral bij extreme neerslag wordt benut en de afvoer bij lagere neerslag er grotendeels doorheen stroomt. Een maximale ledigingstijd van 3 uur is echter reeds een zeer strenge voorwaarde. Dit is een nuttige voorwaarde bij kleine bergingsvolumes die enkel dienen om zeer lokale wateroverlastproblemen op te lossen. De keuze van de ledigingstijd hangt samen met het bestudeerde probleem, dus ook de optimale combinatie van het ledigingsdebiet en de terugkeerperiode van de overloop. Indien het een lokaal probleem is, is vooral een piekafvlakking voor kleine duren van belang; indien het probleem verder stroomafwaarts in het ontvangende oppervlaktewater ligt, zal naar een afvlakking over grotere duren moeten worden gekeken. De concentratietijd van het afwaartse ontvangende oppervlaktewater tot in het probleempunt is dus een zeer belangrijke parameter. Een optimale buffering wordt bekomen indien de ledigingstijd van dezelfde grootteorde is als deze concentratietijd. Voor concentratietijden in het afwaartse systeem in de buurt van 2 keer de ledigingstijd is het bufferend effect grotendeels verdwenen. Als absoluut minimum voor de ledigingstijd is hier 1,5 uur gehanteerd (zie grijze achtergrond in tabel 8). Dit betekent dat het gemiddeld piekdebiet over 1,5 uur minimaal met een factor 2 wordt gereduceerd. De maximale ledigingstijd hangt verder samen met de effectiviteit van de buffering. Voor buffervoorzieningen met een relatief lage terugkeerperiode voor de overloop (bijvoorbeeld t.e.m. 2 jaar) lijkt een ledigingstijd van 6 à 12 uur een bovengrens. Indien men toch grotere buffering wenst te bouwen, is het beter om de terugkeerperiode van de overloop op te trekken. Voor buffervoorzieningen met een hoge terugkeerperiode voor de overloop (bijvoorbeeld vanaf 5 jaar) lijkt een ledigingstijd van 12 à 24 uur een goede bovengrens. Problemen in het afwaartse ontvangende oppervlaktewater met een concentratietijd van meer dan 12 à 24 uur ten opzichte van de locatie van de buffering, zijn niet effectief op te lossen met (enkel) een buffering op deze locatie. Eventueel kan een bijkomende buffering meer afwaarts wel een oplossing bieden. Een lokale buffering wordt dus gebouwd met het oog op een afvlakking van het piekdebiet in het afwaartse watersysteem en kan maar tot een optimale buffering leiden voor een welbepaalde plaats of zone in het afwaartse systeem. In tabel 10 werd een zone afgebakend (in grijze achtergrond) welke met bovenstaande principes rekening houdt.

Tabel 8 : Ledigingstijd in functie van het maximaal ledigingsdebiet en de terugkeerperiode van de overlaat voor een constante doorvoerrelatie, overeenkomstig de buffervolumes in tabel 7 [Vaes & Berlamont, 2004].

ledigings- debiet	terugkeerperiode overloop bij constante doorvoer				
	1 jaar	2 jaar	5 jaar	10 jaar	20 jaar
50 l/s/ha	16 min	25 min	38 min	50 min	63 min
40 l/s/ha	25 min	36 min	54 min	70 min	86 min
30 l/s/ha	40 min	56 min	82 min	104 min	129 min
25 l/s/ha	53 min	74 min	106 min	133 min	163 min
20 l/s/ha	74 min	101 min	143 min	178 min	3,5 uren
15 l/s/ha	115 min	154 min	3,5 uren	4,5 uren	5,5 uren
10 l/s/ha	3,5 uren	4,5 uren	6 uren	7,5 uren	9 uren
5 l/s/ha	9 uren	12 uren	16 uren	19 uren	23 uren
2 l/s/ha	33 uren	41 uren	54 uren	64 uren	76 uren
1 l/s/ha	91 uren	111 uren	138 uren	161 uren	184 uren

De buffervoorwaarden uit tabel 7 gelden voor elk type buffervoorziening (zowel infiltratievoorzieningen als bufferbekkens) voor zover de parameters (ledigingsdebiet en concentratietijd) binnen het beschouwde domein liggen. Uit tabel 7 blijkt dat de invloed van de doorvoerrelatie op het nodige buffervolume groot is. De beste benutting van het buffervolume wordt bekomen met een zo constant mogelijk ledigingsdebiet. Voor de meeste infiltratievoorzieningen is het ledigingsdebiet bij benadering constant in functie van het buffervolume. Voor bufferbekkens levert een doorvoer via een wervelventiel een meer constante uitstroom dan een doorvoer via een knijpleiding. Indien men een grote terugkeerperiode hanteert voor de overloop en een groot buffervolume wenst aan te leggen, kan het tot een betere afvlakking leiden indien toch een meer lineaire doorvoerrelatie wordt gehanteerd. Een meer lineaire doorvoer kan in die omstandigheden de voorkeur genieten boven een kleiner constant ledigingsdebiet beneden 10 l/s/ha, temeer omdat bij een lineaire doorvoerrelatie een ietwat groter maximaal ledigingsdebiet overeenkomt met een kleiner gemiddeld ledigingsdebiet dan bij een constante doorvoerrelatie. Bij de keuze van een meer lineaire doorvoerrelatie dient men het maximale ledigingsdebiet groter te kiezen bij eenzelfde buffervolume en terugkeerperiode van de overloop als voor het geval met een constante doorvoerrelatie om een evenwaardig effect te bekomen. De optimale keuze kan enkel bepaald worden via een statistische analyse van de verschillende keuzemogelijkheden via QDF-relaties (zie paragraaf 2.3.3).

Omdat een dergelijke variatie met de doorvoerrelatie in de praktijk moeilijk hanteerbaar is, werden uit deze resultaten grootte-orde van volumes bepaald die representatief zijn (bepaald op basis van de meest gunstige waarden bij een constant ledigingsdebiet). De buffervolumes voor lineaire doorvoerrelaties kunnen hieraan gekoppeld worden via een halvering van de terugkeerperiode van de overloop (zie tabel 10). Deze buffervolumes werden reeds in de ‘Krachtlijnen voor een geïntegreerd rioleringsbeleid’ van 1996 ingeschreven [VMM, 1996a]. Om echter consequent te blijven met de toenmalige ontwerpregel op basis van een blokbui van 20 minuten bij een terugkeerperiode van 2 jaar, werden de terugkeerperioden van de continue lange termijn simulaties ongeveer verdubbeld (tabel 9). Het heeft echter geen zin om deze aanpassing naar de toekomst toe te behouden. Het is beter dat men dan de ontwerp terugkeerperiode aanpast. Dit werd reeds gedeeltelijk rechtgezet in de ‘Code van goede praktijk’ m.b.t. infiltratievoorzieningen en grachten [VMM, 1999a,b].

Tabel 9 : Grootte-orde van buffervolumes in functie van het maximaal ledigingsdebiet en terugkeerperiode van de noodoverlaat [VMM, 1996a].

terugkeerperiode ‘Krachtlijnen voor een geïntegreerd rioleringsbeleid’ van 1996		2 jaar	5 jaar
terugkeerperiode lange termijn simulaties bij constante doorvoer		± 1 jaar	± 2 jaar
terugkeerperiode lange termijn simulaties bij lineaire doorvoerrelatie		± 0,5 jaar	± 1 jaar
maximaal ledigingsdebiet (via infiltratie, afgeknepen doorvoer, verdamping, ...)	10 l/s/ha	100 m ³ /ha 10 mm	150 m ³ /ha 15 mm
	5 l/s/ha	150 m ³ /ha 15 mm	200 m ³ /ha 20 mm
	2 l/s/ha	200 m ³ /ha 20 mm	/ / / / / / / / / /

Aangezien deze continue lange termijn simulaties zijn uitgevoerd voor een concentratietijd van 10 minuten, kunnen deze buffervoorwaarden enkel gebruikt worden voor buffering van opwaarts, rechtstreeks afstromend regenwater van individuele percelen met een beperkte oppervlakte (afstromingslengte beperkt tot enkele honderden meters). De variatie aan ledigingsdebieten werd in het verleden vooral gekozen in functie van bufferbekkens, maar is soms onvoldoende ruim. Dit soort buffering wordt vandaag de dag vaak opgelegd met zeer kleine doorvoerdebieten bij niet al te extreme terugkeerperioden. Dit is een weinig optimaal gebruik van de buffering. Recent onderzoek aan het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven toont aan dat een optimale afvlakking vaak wordt bekomen bij veel grotere ledigingsdebieten dan deze die worden vermeld in de ‘Krachtlijnen voor een geïntegreerd rioleringsbeleid’ van 1996 (tabel 9) [VMM, 1996a], namelijk in de grootteorde van 20 l/s/ha bij opwaartse buffervoorzieningen (bijvoorbeeld figuur 35) [Vaes & Berlamont, 1999c, 2000d, 2002b]. Lagere ledigingsdebieten specifïeren heeft meestal weinig zin, tenzij men grote buffervolumes kan implementeren (dit blijkt ook uit tabel 7). Bovendien is het zeker bij opstuwing vanwege een afwaartse randvoorwaarde nodig om het ‘theoretische’ doorvoerdebiet (zonder opstuwing) voldoende groot te kiezen, anders zal de buffering bij opstuwing nog minder optimaal zijn.

Daarnaast is het ook moeilijk om bij kleine aangesloten verharde oppervlakken de zeer kleine doorvoerdebieten praktisch te realiseren. Grote doorvoerdebieten zijn dus praktischer, bijvoorbeeld een wervelventiel van 150 mm kan het doorvoerdebiet beperken tot ongeveer 20 l/s, waardoor dit voor een aangesloten oppervlakte vanaf 0,5 tot 2 ha toepasbaar is. Voor kleinere doorvoerdebieten wordt beter gewerkt met bijvoorbeeld een onderliggende drainage (Wadi : zie paragraaf 2.4.1). Beter dan de doorvoerdebieten te verkleinen is het buffervolume optimaler te gebruiken door de eisen voor de terugkeerperiode van het in werking treden van de overlaat strenger te maken. Bij ontvangende oppervlaktewateren of regenwaterafvoersystemen die niet in staat zijn om deze doorvoerdebieten van 20 l/s/ha van opwaartse buffervoorzieningen te kunnen afvoeren, is het verlagen van deze doorvoerdebieten geen oplossing aangezien veel grotere debieten toekomen op het ogenblik dat de overlaat in werking treedt. In deze gevallen kan men een lagere basisafvoer opleggen gelijktijdig met een zeer hoge terugkeerperiode voor de overlaat, wat zal leiden tot een groter buffervolume. Een specifieke optimalisatiestudie is echter voor dit soort gevallen aan te raden. Om deze redenen werd de variatie aan ledigingsdebieten en ook terugkeerperioden van de overlaat verruimd. De resultaten worden getoond in tabel 10, gebaseerd op de constante doorvoerrelaties, na fitting in functie van de concentratietijd (zie paragraaf 2.3.2) en na afronding. De buffervolumes en ledigingsdebieten zijn allemaal weergegeven relatief ten opzichte van de aangesloten verharde oppervlakte, zodat ze onafhankelijk zijn van de grootte van het afwaterend oppervlak. De weergegeven volumes zijn de nuttige buffervolumes, dit wil zeggen tussen het laagste peil waarbij er een lediging is en het peil van de overloop.

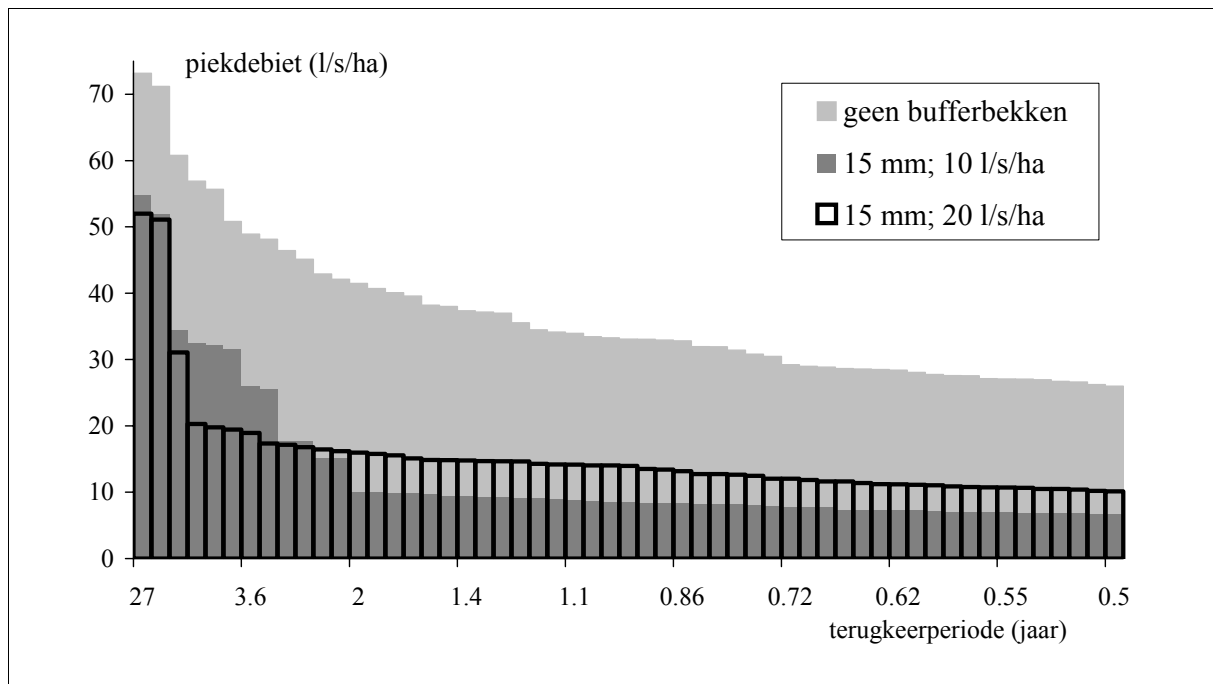
De keuze van het buffervolume gebeurt als volgt :

- Men gaat na welk ledigingsdebiet kan worden bekomen via infiltratie of kan geloosd worden in het ontvangende oppervlaktewater.
- Men kiest een voldoende hoge terugkeerperiode voor de overloop in functie van het ontvangende oppervlaktewater.
- Men leest daarmee in tabel 10 af welk buffervolume moet worden gerealiseerd.

Tabel 10 : Uitgebreide set van grootte-orde van buffervolumes in functie van ledigingsdebiet en terugkeerperiode van de overlaat (ledigingsdebiet via infiltratie, afgeknepen doorvoer, verdamping, ...).

ledigings- debiet	terugkeerperiode overloop bij constante doorvoer				
	1 jaar	2 jaar	5 jaar	10 jaar	20 jaar
	terugkeerperiode overloop bij lineaire doorvoer				
	± 0,5 jaar	± 1 jaar	± 2,5 jaar	± 5 jaar	± 10 jaar
50 l/s/ha 18 mm/h			110 m ³ /ha 11 mm	150 m ³ /ha 15 mm	190 m ³ /ha 19 mm
40 l/s/ha 14,4 mm/h			130 m ³ /ha 13 mm	160 m ³ /ha 16 mm	200 m ³ /ha 20 mm
30 l/s/ha 10,8 mm/h		100 m ³ /ha 10 mm	140 m ³ /ha 14 mm	180 m ³ /ha 18 mm	230 m ³ /ha 23 mm
25 l/s/ha 9 mm/h		110 m ³ /ha 11 mm	160 m ³ /ha 16 mm	200 m ³ /ha 20 mm	240 m ³ /ha 24 mm
20 l/s/ha 7,2 mm/h		120 m ³ /ha 12 mm	170 m ³ /ha 17 mm	210 m ³ /ha 21 mm	260 m ³ /ha 26 mm
15 l/s/ha 5,4 mm/h	100 m ³ /ha 10 mm	140 m ³ /ha 14 mm	190 m ³ /ha 19 mm	240 m ³ /ha 24 mm	290 m ³ /ha 29 mm
10 l/s/ha 3,6 mm/h	120 m ³ /ha 12 mm	160 m ³ /ha 16 mm	220 m ³ /ha 22 mm	270 m ³ /ha 27 mm	330 m ³ /ha 33 mm
5 l/s/ha 1,8 mm/h	170 m ³ /ha 17 mm	210 m ³ /ha 21 mm	280 m ³ /ha 28 mm	340 m ³ /ha 34 mm	410 m ³ /ha 41 mm
2 l/s/ha 0,72 mm/h	240 m ³ /ha 24 mm	300 m ³ /ha 30 mm	390 m ³ /ha 39 mm	460 m ³ /ha 46 mm	
1 l/s/ha 0,36 mm/h	330 m ³ /ha 33 mm	390 m ³ /ha 39 mm	490 m ³ /ha 49 mm		

De keuze van de terugkeerperiode moet voldoende groot zijn, maar ook meer extreme gebeurtenissen waarbij de overloop in werking treedt, worden significant afgevlakt (figuur 35). Hierdoor zal de terugkeerperiode van extreme gebeurtenissen ook sterk afnemen ten opzichte van de situatie zonder buffering en is het meestal niet nodig om de terugkeerperiode voor het in werking treden van de overloop gelijk te nemen aan de terugkeerperiode van de extreme gebeurtenissen die men significant wil afvlakken. Dit dient wel te gebeuren indien er wateroverlast kan ontstaan bij het overlopen van de buffering.



Figuur 35 : Effect op de kansverdeling voor 10-minuten piekdebieten vanwege verschillende maximale doorvoerdebieten bij eenzelfde bergingsvolume [Vaes & Berlamont, 2000].

Hierbij kan voor de te kiezen terugkeerperiode voor de overloop rekening worden gehouden met de aard van de waterloop :

- Indien het een beperking van de zomerse piekafvoer betreft op een waterloop die vooral in de winter tot overstroming leidt, moet de terugkeerperiode van de overloop niet zo hoog worden gekozen (bijvoorbeeld 2 jaar). In de zomer zullen er dan wat frequenter hoge pieken voorkomen ten gevolge van het overlopen van de buffering, maar deze zullen niet snel tot overstroming leiden. In de winter zal het doorvoerdebiet dan wat kleiner zijn, waardoor de kans op overstroming in de winter ook kan worden verminderd. Opwaartse bufferbekkens zijn voor het vermijden van winteroverstromingen echter zelden effectief.
- Indien het een beperking van de zomerse piekafvoer betreft op een waterloop die vooral in de zomer tot overstroming leidt, wordt de terugkeerperiode van de overloop vrij groot gekozen (bijvoorbeeld 5 of 10 jaar). Op die manier zullen zeer zelden piekafvoeren vanuit de buffering voorkomen in de zomer. Opwaartse buffervoorzieningen zijn vooral in dit geval effectief.

Dat deze ledigingsdebieten niet zo extreem zijn, blijkt uit de vergelijking met de neerslagintensiteiten uit de IDF-relaties [Vaes, 1999]. Men kan de ledigingsdebieten vergelijken met de neerslag van een frequente bui welke afstroomt over een verharde oppervlakte zonder buffering. De frequenties van deze buien zijn nog vrij hoog (tabel 11). In combinatie met tabel 10 kunnen we hier bijvoorbeeld uit afleiden dat met een berging van 19 mm het piekafstromingsdebiet in 10 minuten bij een terugkeerperiode van 20 jaar maximaal kan worden gereduceerd tot een debiet met een frequentie van 7 keer per jaar (bij een optimaal gebruik van de buffering).

Tabel 11 : Frequenties van de buien die afstromen over een verharde oppervlakte zonder buffering en eenzelfde afvoerdebiet hebben als de gespecificeerde ledigingsdebieten (bij concentratietijden van 10 minuten en 1 uur) [Vaes, 1999].

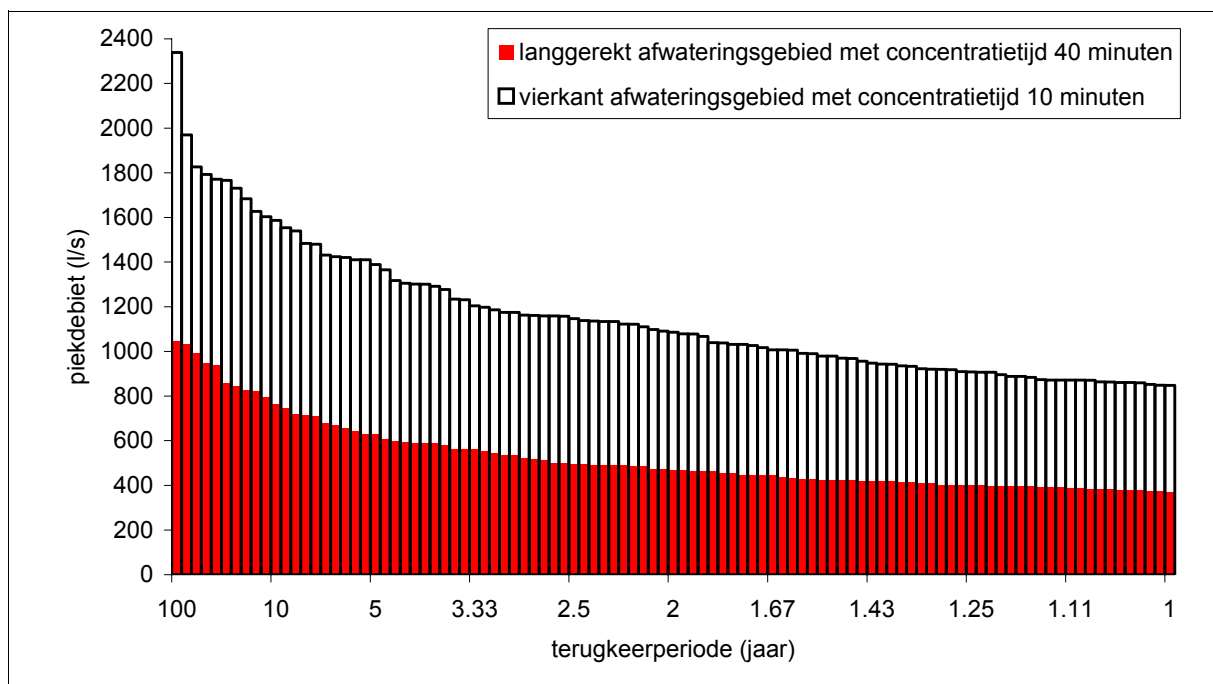
ledigingsdebiet	frequentie van de neerslag in 10 minuten die hier zonder buffering mee overeenkomt	frequentie van de neerslag in 1 uur die hier zonder buffering mee overeenkomt
50 l/s/ha 18 mm/h	7 keer per jaar	1 keer per 2 jaar
40 l/s/ha 14,4 mm/h	10 keer per jaar	1 keer per jaar
30 l/s/ha 10,8 mm/h	17 keer per jaar	2 keer per jaar
25 l/s/ha 9 mm/h	22 keer per jaar	3 keer per jaar
20 l/s/ha 7,2 mm/h	31 keer per jaar	5 keer per jaar
15 l/s/ha 5,4 mm/h	46 keer per jaar	10 keer per jaar
10 l/s/ha 3,6 mm/h	> 52 keer per jaar	24 keer per jaar
5 l/s/ha 1,8 mm/h	> 52 keer per jaar	> 52 keer per jaar

Deze uitgebreide set van buffervolumes (tabel 10) kan dus gebruikt worden voor alle soorten opwaartse infiltratie- en buffervoorzieningen. Hierbij is het vooral belangrijk om de terugkeerperiode van de overloop vast te leggen en in tweede instantie het ledigingsdebiet. Het vastleggen van deze parameters gebeurt in principe door de beheerder van het ontvangende oppervlaktewater. Hierbij moet naast de parameters van het opwaartse afwateringsgebied ook rekening worden gehouden met de karakteristieken van het ontvangende oppervlaktewater (zie ook paragraaf 6.3.1).

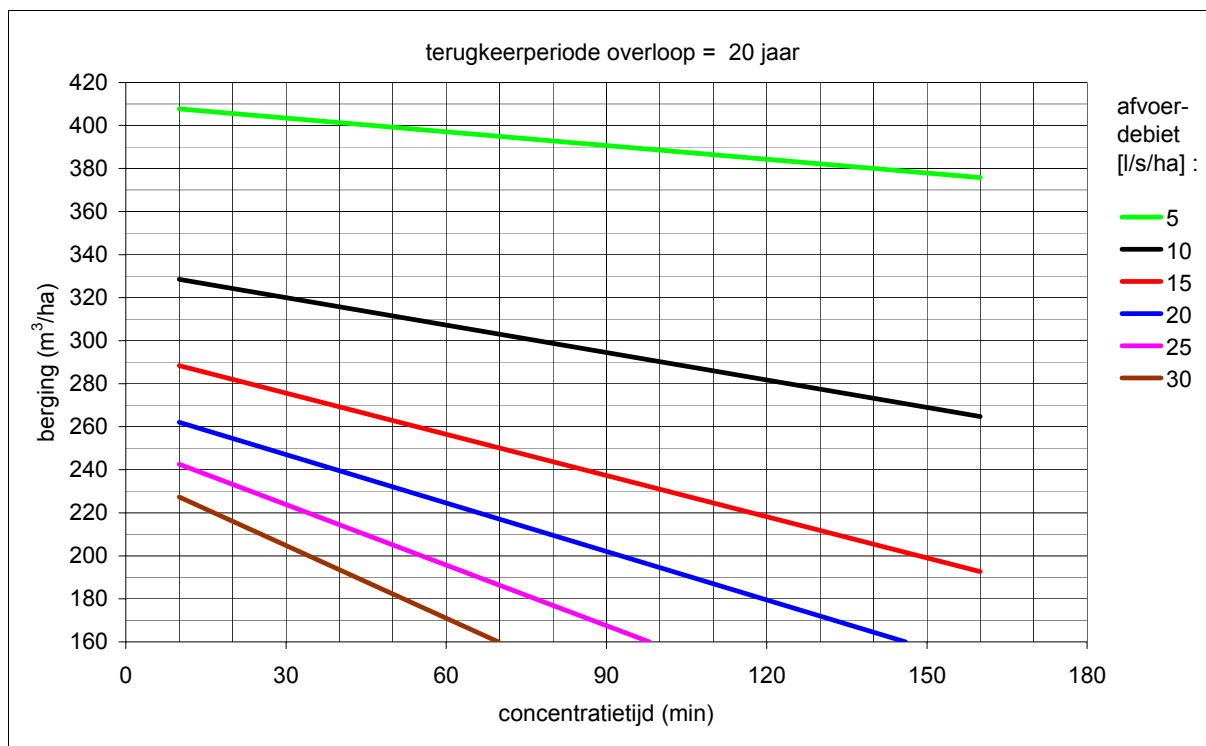
2.3.2 Buffering bij grotere gebieden

Voor grote afwateringsoppervlakken zijn de bovenstaande buffervolumes aan de grote kant, omdat er zich meer afvlakking zal voordoen tijdens de afstroming. Daarom wordt voor grote afvoeroppervlakken deze afvlakking in rekening gebracht via de concentratietijd of wordt een specifieke hydrologische berekening gemaakt (aan te raden vanaf een toevoerende oppervlakte van 10 ha). Hierbij dient wel het basisprincipe van een continue lange termijn simulatie te worden gerespecteerd. Voor buffervoorzieningen afwaarts van overstorten kunnen bovenstaande volumes ook niet zonder meer worden gebruikt en wordt ook verwezen naar paragraaf 7.3.2. Voor grotere afwateringsgebieden kan de afvlakking worden ingerekend bij middel van de concentratietijd op voorwaarde dat de afstroming gravitair en dus lineair gebeurt. Dit geldt bijvoorbeeld ook voor minder grote maar langgerekte oppervlakken (bijvoorbeeld wegen) [Vaes & Berlamont, 2002b]. Indien de concentratietijd groter is dan 10 minuten kan een kleinere berging of een lager ledigingsdebiet volstaan bij eenzelfde terugkeerperiode voor de overloop (figuren 37 t.e.m. 40). In figuur 36 wordt als voorbeeld getoond wat het effect is op de distributie van piekafstromingsdebieten bij een concentratietijd van 40 minuten in vergelijking met een concentratietijd van 10 minuten [Vaes & Berlamont, 2002b].

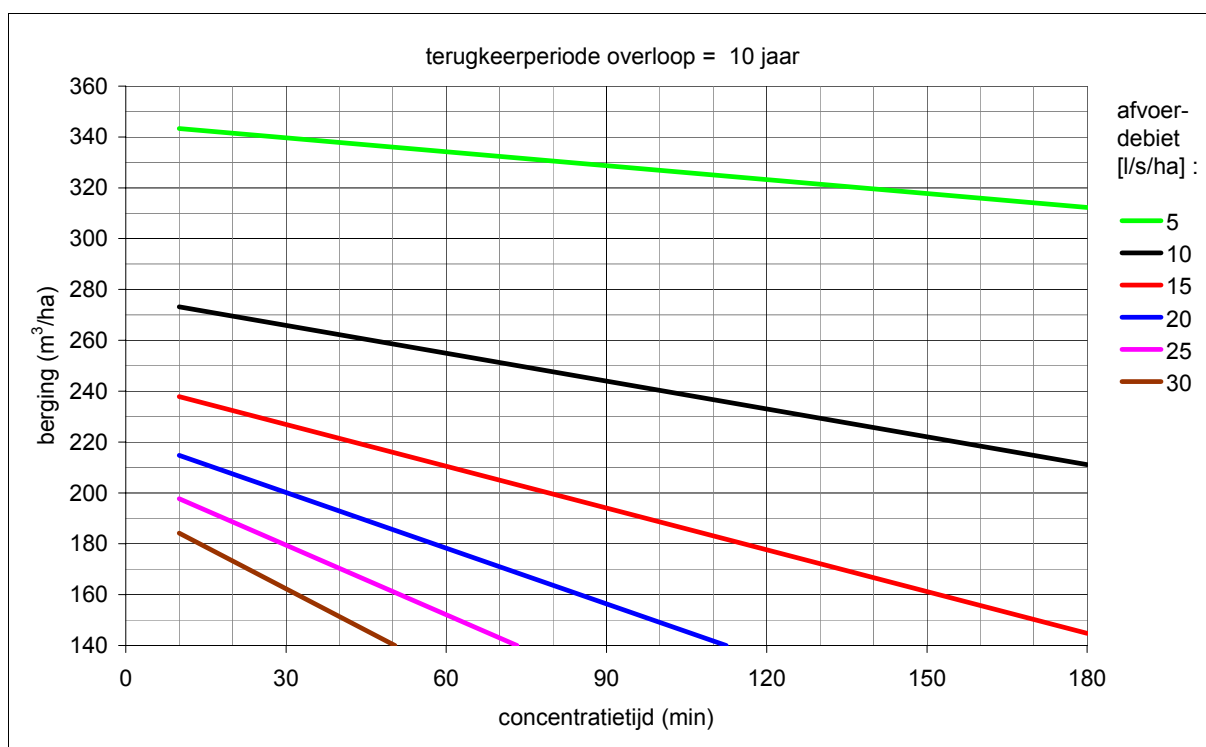
Voor opwaartse afwateringsgebieden met een grote concentratietijd heeft het weinig zin om de ledigingstijd kleiner te kiezen dan deze concentratietijd. De ledigingstijd kan berekend worden als het quotiënt van berging en ledigingsdebiet (bij een constante doorvoerrelatie; bij een lineaire doorvoerrelatie zal de buffering dan slechts voor ongeveer 60 % geleedigd zijn).



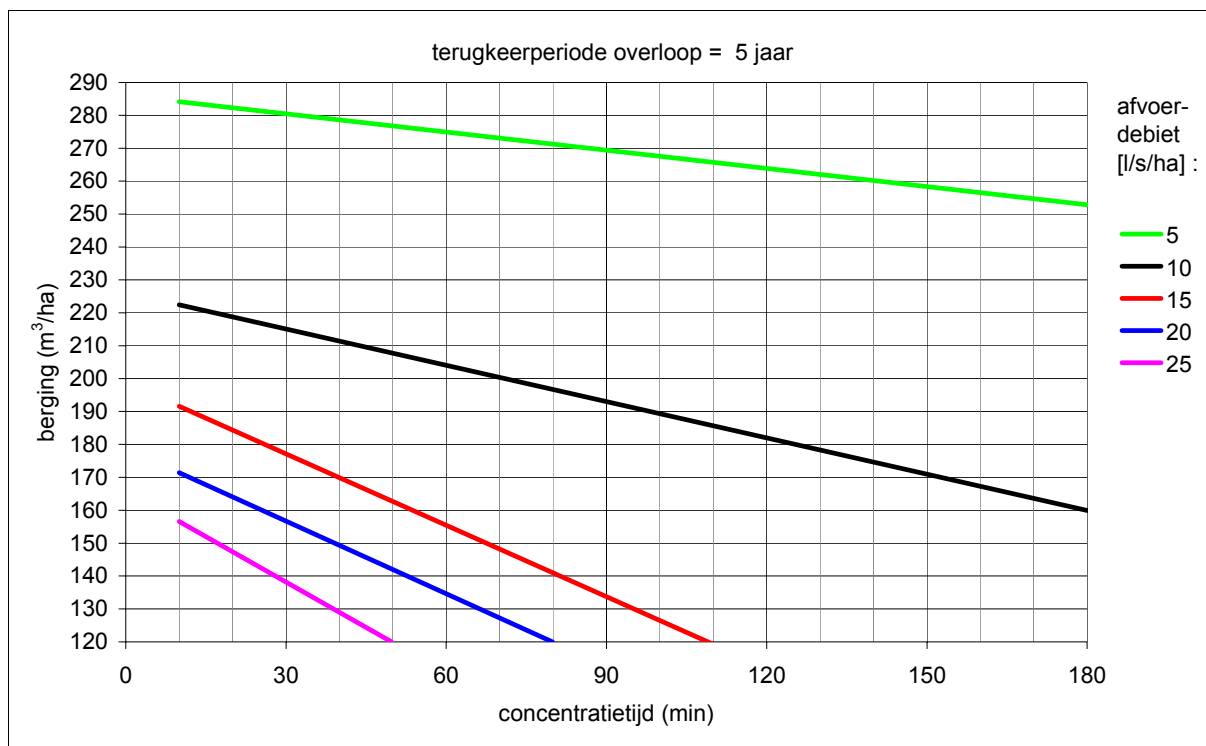
Figuur 36 : Kansverdelingen voor 10-minuten piekafstromingsdebieten afkomstig van afwateringsgebieden met verschillende concentratietijden [Vaes & Berlamont, 2002b].



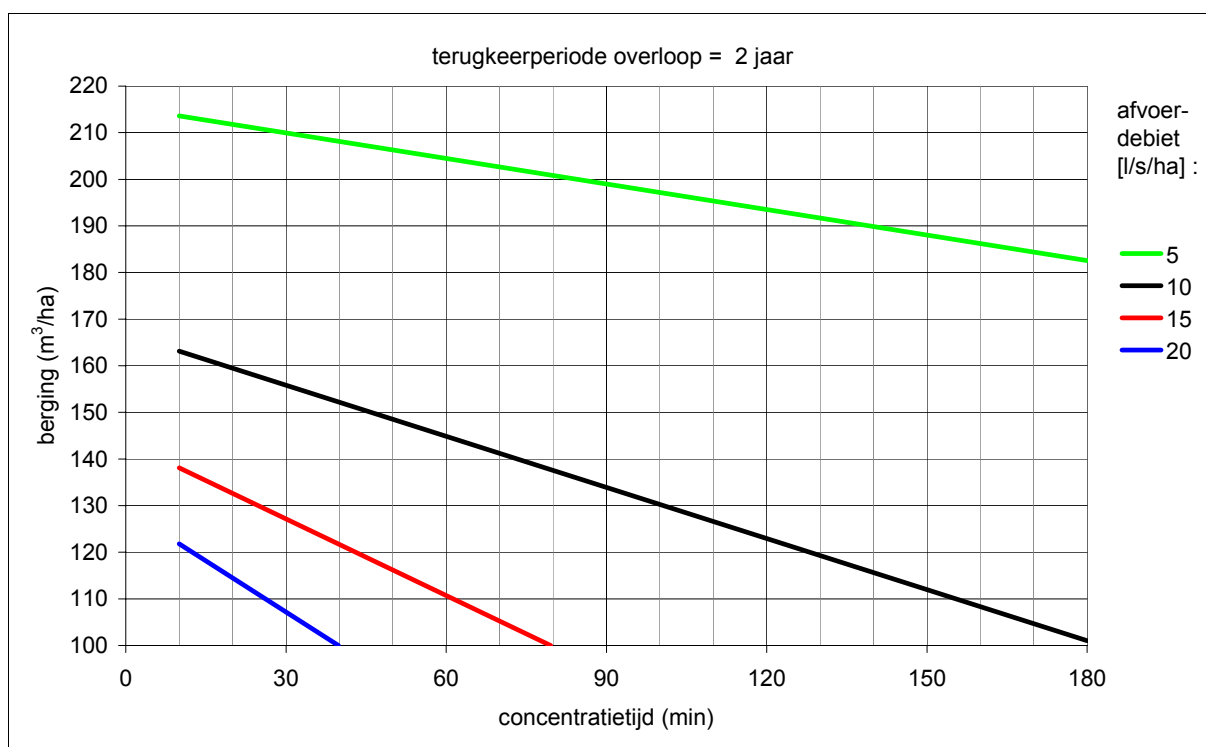
Figuur 37 : Buffervoorwaarden bij een terugkeerperiode van 20 jaar voor de overloop en voor verschillende concentratietijden en ledigingsdebieten.



Figuur 38 : Buffervoorwaarden bij een terugkeerperiode van 10 jaar voor de overloop en voor verschillende concentratietijden en ledigingsdebieten [Vaes & Berlamont, 2004].



Figuur 39 : Buffervoorwaarden bij een terugkeerperiode van 5 jaar voor de overloop en voor verschillende concentratietijden en ledigingsdebieten.



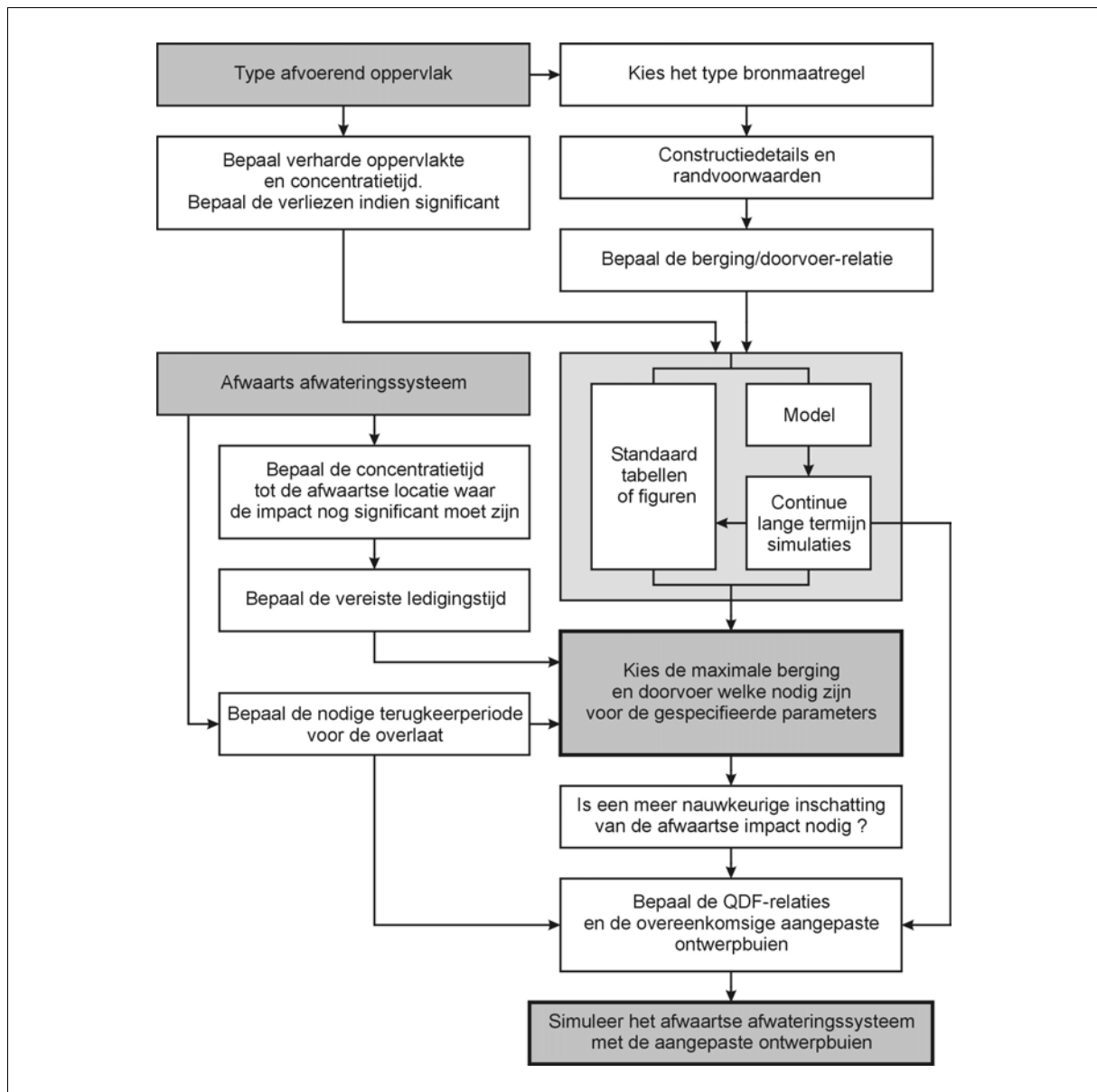
Figuur 40 : Buffervoorwaarden bij een terugkeerperiode van 2 jaar voor de overloop en voor verschillende concentratietijden en ledigingsdebieten.

Uit een sensitiviteitsanalyse die uitgevoerd is voor een specifiek bufferbekken met een vrij groot aandeel doorlatende toevoerende oppervlakte blijkt dat de invloed van verliezen op het oppervlak (bevochtiging, plasvorming, verdamping en infiltratie) weinig invloed hebben op de werking van het buffervolume bij extreme buien [Vaes & Berlamont, 2002b]. Dus wanneer de terugkeerperiode van de overloop voldoende groot is gekozen en de doorlatende verharding zelf geen grote bufferende werking heeft, zal deze onverharde oppervlakte zich bijna als verharde oppervlakte gedragen bij piekafvoer. Er komt wel veel minder water in het bufferbekken bij kleine buien, maar de piekafvoer wordt nauwelijks beïnvloed.

Indien men het effect van een buffervoorziening op het afwaartse afvoersysteem wil berekenen, kan een werkwijze worden gehanteerd analoog aan deze die werd opgesteld voor regenwaterputten (figuur 28). Dit kan van belang zijn indien de terugkeerperiode van de overloop kleiner is dan de terugkeerperiode waarvoor men het afwaartse afvoersysteem moet narekenen (zie ook paragraaf 2.3.3).

2.3.3 Invloed op de piekafvoer

Net zoals bij regenwaterputten (zie paragraaf 2.2.3) kan met behulp van het gebruikte conceptuele model ook worden nagegaan wat de invloed is van de buffervoorzieningen op de piekafvoer in het afwaartse afwateringssysteem. Dit kan niet nauwkeurig gebeuren via simulaties met ontwerp buien (zie ook paragraaf 2.3.1), maar dient te gebeuren op basis van de QDF-relaties van de globale afvoer van de buffervoorziening resulterende uit een continue lange termijn simulatie. De algemene methodologie is analoog aan deze voorgesteld bij regenwaterputten (figuur 28). Het gebruik van een dergelijke methode voor het inschatten van het effect op het afwaartse afwateringssysteem kan tot een bijkomende optimalisatie leiden van de te dimensioneren buffervoorziening. Tot slot wordt in figuur 41 nog eens de algemene methodologie weergegeven voor het berekenen van bronmaatregelen en hun invloed op het afwaartse afwateringssysteem.



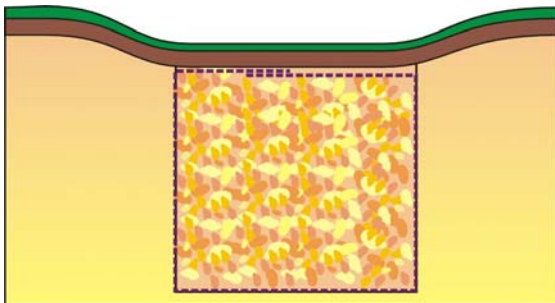
Figuur 41 : Overzicht van de veralgemeende methodologie voor het ontwerp van bronmaatregelen gebaseerd op continue lange termijn simulaties [Vaes & Berlamont, 2004].

2.4 Infiltratievoorzieningen

2.4.1 Soorten

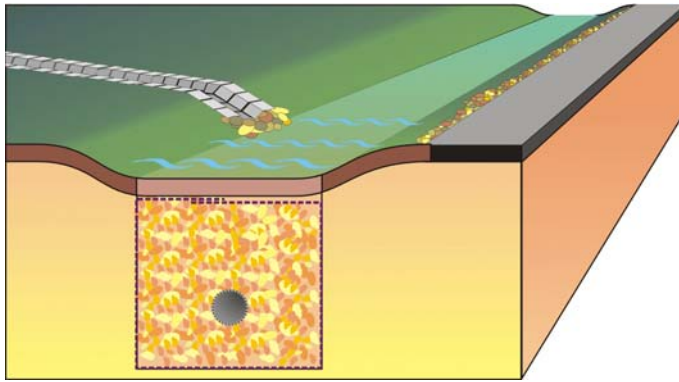
Infiltratievoorzieningen omvatten een brede variatie aan bronmaatregelen, gaande van doorlatende verhardingen tot infiltratiebekkens. In deze paragraaf worden de lokale voorzieningen besproken, terwijl in paragraaf 2.6 de lijnvormige equivalenten besproken worden. In figuur 23 werd reeds een keuzeschema weergegeven om het type infiltratievoorziening te kiezen. De verschillende mogelijke infiltratievoorzieningen zijn :

- Infiltratiekom : Begroeide verlaging in het terrein waar het water tijdelijk wordt gebufferd en kan infiltreren (figuur 16). Infiltratiekommen zijn vrij ondiep. Hetzelfde effect bekomt men indien men lokale verharde oppervlakken laat afhellen naar een ietwat lager gelegen gazon.
- Infiltratiebekken : Dit is de grotere en diepere versie van een infiltratiekom.
- Wadi (figuur 42) : Wadi is het Arabische woord voor dal, wat eigenlijk een opgedroogde rivierbedding is in de woestijn die slechts af en toe kortstondig als rivier functioneert. In Nederland gebruikt men dit ook als letterwoord voor ‘WaterAfvoer door Drainage en Infiltratie’ [Wentink et al., 2003]. Indien de ondergrond van nature uit te weinig doorlatend is, kan een verbeterde infiltratie worden bekomen door onder een infiltratiekom een drainagekoffer aan te brengen. Deze combinatie noemt men een wadi. Hierdoor creëert men een verbeterde infiltratie tussen de infiltratiekom en de verbeterde laag van de ondergrond en een bijkomende ondergrondse buffering in de drainagekoffer. Dit is vooral zinvol indien de doorlatendheid van de natuurlijke ondergrond slechts in beperkte mate ontoereikend is.



*Figuur 42 :
Dwarsdoorsnede
van een Wadi.*

- Wadi met bijkomende drainage (figuur 43) : Indien de doorlatendheid van de ondergrond veel te klein is, zal enkel een drainagekoffer de situatie niet sterk verbeteren. Er dient dan een bijkomende ledigingsmogelijkheid te worden voorzien. Dit kan door in de drainagekoffer een drainageleiding aan te brengen en dit drainagewater af te voeren overeenkomstig het schema in figuur 24. Dit kan ook een zinvolle oplossing zijn indien de infiltratievoorziening (tijdelijk) onvoldoende infiltreert doordat het grondwater te hoog komt. Indien op deze manier een drainage wordt geconstrueerd (op voorwaarde dat de geïnstalleerde drainagecapaciteit binnen de limieten van de ledigingsdebieten ligt overeenkomstig tabel 10), zal dit een voldoende afvlakking van de piekafvoer tot gevolg hebben. Als afwateringssysteem voor gehele wijken is dit vooral bekend in Duitsland (zie ook paragraaf 2.6), waar men het ‘Mulden-Rigolen’ noemt [Sieker, 1999].



*Figuur 43 :
Langgerekte
Wadi met
bijkomende
drainage
[VMM, 2000].*

- Ondergrondse infiltratievoorziening : Indien men bovengronds te weinig plaats heeft om de infiltratievoorziening te installeren, kan dit ook ondergronds gebeuren. De uitvoering van een dergelijke ondergrondse infiltratievoorziening kan in allerlei vormen en materialen (infiltratieput, infiltratiebuis, infiltratiebed, ...). Omdat de voorziening zich ondergronds bevindt, zijn de controle mogelijkheden echter beperkt. Het regenwater dat naar een ondergrondse infiltratievoorziening wordt geleid, dient om deze reden voorgefilterd te worden. Een bovengrondse voorziening geniet daarom altijd de voorkeur boven een ondergrondse voorziening.

Meer informatie over de praktische aspecten van dergelijke infiltratievoorzieningen is terug te vinden in [Esher, 1999; Vlario, 1999; VMM, 2000].

Doorlatende verhardingen kunnen ook aanzien worden als een infiltratievoorziening, maar met bijkomende randvoorwaarden. De mogelijkheid om grote buffervolumes (zowel bovengronds als ondergronds) aan te spreken is vaak beperkt, omwille van de natuurlijke ondergrond en de helling van het terrein. Omwille van de beperkte buffering op doorlatende verhardingen, zal de frequentie van afstromen vaak nog vrij hoog zijn. Doorlatende verhardingen worden dan ook best horizontaal of onder zeer flauwe helling aangelegd. De beperkte doorlatendheid van de ondergrond kan verbeterd worden analoog aan de aanleg van een Wadi of een Wadi met bijkomende drainage. Er bestaat een zeer breed gamma aan soorten doorlatende verhardingen (steenslag, dolomiet, bestrating met brede voegen, doorlatende straatstenen, grastegels, houtspaanders, ...). De meeste doorlatende verhardingen zijn op zich (d.w.z. de toplaag) zeer doorlatend, maar de globale infiltratie wordt mede bepaald door de doorlatendheid van de natuurlijke ondergrond en de fundering onder de verharding.

2.4.2 Ontwerp

A. Gewone infiltratiekommen en -bekkens

Voor alle infiltratievoorzieningen gelden ook de buffervoorwaarden uit paragraaf 2.3 met als enige verschil ten opzichte van een gewoon bufferbekken dat het ledigingsdebiet wordt bekomen via infiltratie of een combinatie van infiltratie met een andere vorm van lediging. Het ledigingsdebiet dat gebruikt dient te worden overeenkomstig tabel 10 is dan de som van alle mogelijke ledigingsdebieten : verdamping, infiltratie, afgeknepen doorvoer, hergebruik, ... Dit betekent ook dat een infiltratievoorziening een noodoverlaat nodig heeft en/of dat de terugkeerperiode voor het ontwerp voldoende groot moet zijn.

Hierbij is het aangegeven ledigingsdebiet door infiltratie niet de infiltratiecapaciteit, maar wordt het verband ertussen gegeven door de verhouding van het toevoerend oppervlak tot het infiltratieoppervlak :

$$\text{ledigingsdebiet} = \frac{\text{infiltratiecapaciteit} \times \text{infiltratieoppervlakte}}{(\text{afvoerende verharde oppervlakte} + \text{infiltratieoppervlakte})}$$

In tegenstelling tot een bufferbekken met een vertraagde doorvoer is de volume/doorvoer-relatie van een infiltratiebekken vaak veel meer variabel. Het ledigingsdebiet wordt in grote mate bepaald door externe hydrologische en meteorologische factoren.

Bij deze bepaling van het ledigingsdebiet wordt in eerste instantie enkel rekening gehouden met de horizontale infiltratieoppervlakte. Bij diepe infiltratievoorzieningen kan het nodig zijn om ook te rekenen op (een deel van de) zijdelingse infiltratie. Bij normale infiltratievoorzieningen zal de zijdelingse infiltratie maar een beperkte invloed hebben op het ledigingsdebiet, omdat de invloed op de verdere doorstroming in de ondergrond beperkt is. De zijdelingse infiltratie kan in die context eerder gezien worden als een veiligheid m.b.t. colmatatie van de bodem.

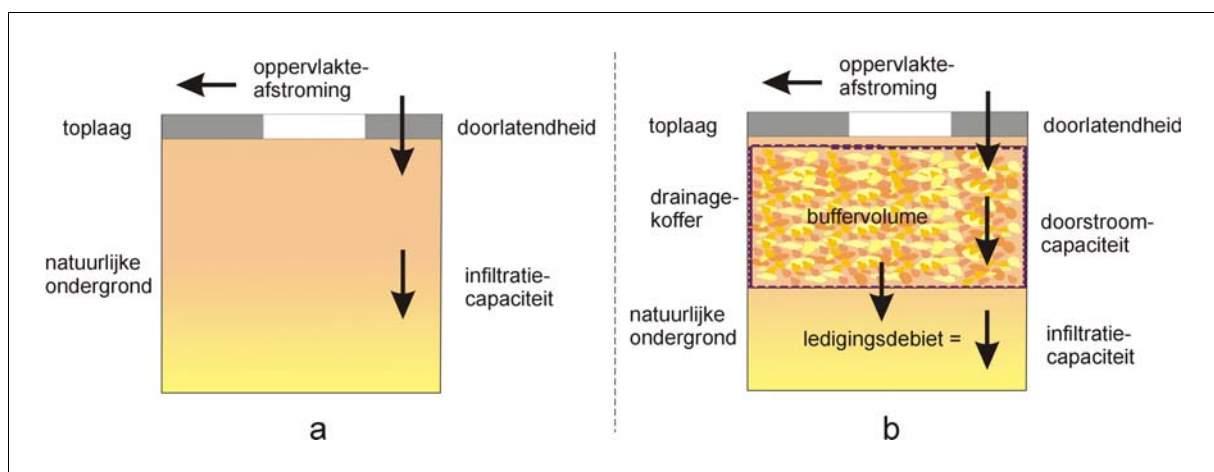
Voor de afstand tot gebouwen wordt als richtwaarde een minimale afstand van 6 m vooropgesteld [Vlario, 1999], zeker als er gevaar bestaat voor wateroverlast in ondichte kelders. Deze afstand kan eventueel verminderd worden indien de nodige afschermingsmaatregelen worden genomen. De Europese Norm in voorbereiding suggereert een minimale afstand van 4 m tot gebouwen, wegen en waterlopen of grachten [CEN, 2000]. Verder wordt een minimale afstand aanbevolen van 3 m tot bomen en andere planten met veel wortels, alsook tot (onverharde) zones waar landbouwmachines of andere (zware) voertuigen rijden.

Het besluit van de Vlaamse Regering houdende reglementering van de handelingen binnen de waterwingebieden en beschermingszones [BS, 1985] legt specifieke eisen op aan lozingen in waterwingebieden en beschermingszones. Infiltratie van regenwater in waterwingebieden en beschermingszones type I en II is niet verboden, maar aan lozingsvoorwaarden gebonden en vergunningsplichtig. Deze lozingsvoorwaarden zijn dermate streng dat bijna algemeen gesteld kan worden dat in deze gebieden geen infiltratievoorzieningen kunnen worden aangelegd. Ook voor beschermingszones type III gelden lozingsvoorwaarden en vergunningsplicht, maar hiervoor lijkt het wel aannemelijk dat een vergunning kan worden toegekend. Een directe lozing van regenwater in het grondwater kan niet worden toegestaan in de beschermingszones en is ook daarbuiten af te raden. Dit houdt in dat infiltratievoorzieningen niet mogen reiken tot in de verzadigde zone (dit is onder de watertafel; dan zal een infiltratievoorziening trouwens nauwelijks nog functioneren) en er een minimale filterende laag tussen de bodem van de infiltratievoorziening en de verzadigde zone moet zijn.

B. Doorlatende verhardingen

Ook voor doorlatende verhardingen kunnen de buffervoorwaarden uit paragraaf 2.3 bij benadering worden gehanteerd voor de bepaling van het nodige buffervolume en/of de terugkeerperiode van de oppervlakte-afstroming (voor doorlatende verhardingen zal vaak teruggegrepen moeten worden naar vrij beperkte buffervolumes). De terugkeerperiode van de oppervlakte-afstroming, die de ‘overloop’ representeert, kan worden ingeschat op basis van de doorlatendheid van de toplaag (de inschatting van de doorlatendheid van de toplaag zou onder dezelfde condities moeten gebeuren als de parameters die voor het ontwerp worden gebruikt : helling, afstromingslengte, intensiteit (terugkeerperiode)). In tabel 12 wordt in functie van de infiltratiecapaciteit van de toplaag (die in dat geval gelijk moet zijn aan de neerslagintensiteit) de overeenkomstige terugkeerperiode voor de oppervlakte-afstroming weergegeven (op basis van 10 minuten neerslagintensiteiten; meer kortstondige extreme neerslag wordt niet beschouwd net zoals bij de opmaak van de buffervoorwaarden in tabel 10). Indien de doorstroomcapaciteit van het ondergronds buffervolume (figuur 45 : drainagekoffer (b) of natuurlijke ondergrond bij afwezigheid van drainagekoffer (a)) kleiner is dan de doorlatendheid van de toplaag dient echter met de doorstroomcapaciteit van het ondergronds buffervolume te worden gerekend overeenkomstig tabel 12 in plaats van met de doorlatendheid van de toplaag. Indien de doorlatende verharding rechtstreeks op de natuurlijke ondergrond wordt aangelegd zonder onderliggende drainagekoffer (figuur 45 a), stopt de berekening hier en is het gebruikte buffervolume in theorie zeer groot. De doorlatendheid van de ondergrond bepaalt dan rechtstreeks de terugkeerperiode van de oppervlakte-afstroming (tenzij de doorlatendheid van de toplaag kleiner is, want dan is de toplaag bepalend).

Bij het gebruik van een drainagekoffer (figuur 45 b) dient nog het nodige buffervolume te worden berekend. Het ledigingsdebiet van het ondergronds buffervolume (drainagekoffer) is de infiltratiecapaciteit van de omgevende ondergrond. Op basis van dit ledigingsdebiet en de ingeschatte terugkeerperiode voor de ‘overloop’ (zie hierboven) kan dan het nodige buffervolume worden afgelezen uit tabel 10. Dit is het volume aan poriën dat moet worden voorzien in het ondergronds buffervolume. Het verhogen van dit nodige ondergronds buffervolume heeft geen zin, omdat de doorlatendheid van de toplaag of de doorstroomcapaciteit van het buffervolume in dat geval bepalend zijn. Indien het werkelijk aangelegde of aan te leggen nuttige poriënvolume kleiner is dan het berekende nodige poriënvolume, dan zal de terugkeerperiode van de ‘overloop’ nog kleiner zijn dan berekend gebaseerd op de doorlatendheid van de toplaag of van het ondergronds buffervolume. Deze lagere terugkeerperiode kan worden afgelezen uit tabel 10 overeenkomstig het gebruikte ledigingsdebiet en het werkelijk aangelegde of aan te leggen poriënvolume.



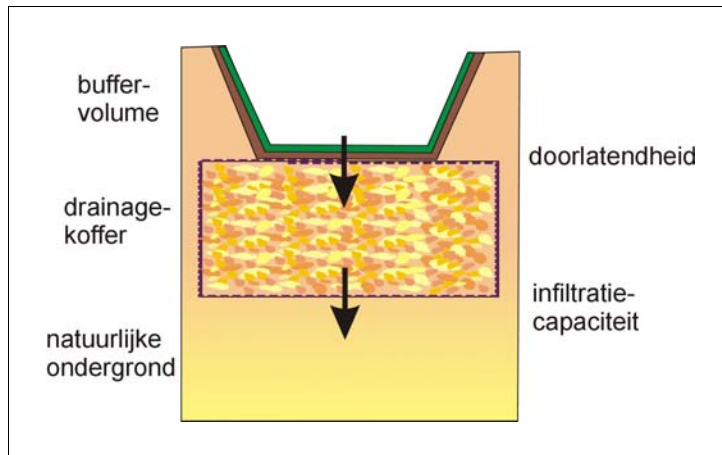
Figuur 45 : Twee types van doorlatende verhardingen : a) op natuurlijke ondergrond die voldoende doorlatend is, b) met drainagekoffer [Vaes et al., 2004].

Tabel 12 : Relatie tussen terugkeerperiode en neerslagintensiteit over een duur van 10 minuten [Vaes, 1999]

Neerslagintensiteit	Terugkeerperiode
116 l/s/ha 42 mm/h	1 jaar
146 l/s/ha 52 mm/h	2 jaar
182 l/s/ha 65 mm/h	5 jaar
209 l/s/ha 75 mm/h	10 jaar
236 l/s/ha 85 mm/h	20 jaar

C. Wadi's

Een Wadi kan bij benadering worden gedimensioneerd op basis van de standaard bufferwaarden (tabel 10) in twee stappen. De eerste stap is de dimensionering van het bovengrondse buffervolume (figuur 46). Dit wordt berekend zoals een infiltratiekom (zie paragraaf 2.4.2 A), maar dan met de doorlatendheid naar de drainagekoffer in plaats van de infiltratiecapaciteit van de ondergrond. De tweede stap is de berekening van het bovengronds buffervolume en de drainagekoffer als een geheel bij dezelfde terugkeerperiode als gebruikt in de eerste stap en met een ledigingsdebiet op basis van de infiltratiecapaciteit van de natuurlijke ondergrond (eventueel inclusief de afvoer via een drainage). Het nodige buffervolume in de drainagekoffer kan dan worden bepaald uit het verschil van de twee berekende buffervolumes. Indien het berekende totale buffervolume te groot is, dient men een lagere terugkeerperiode voor de overloop van het bovengrondse buffervolume te hanteren of een drainageleiding te plaatsen. Indien het berekende bovengrondse buffervolume te groot is, dient men een lagere terugkeerperiode voor de overloop te hanteren of de doorlatendheid naar (van) de drainagekoffer te vergroten. Indien het berekende ondergrondse buffervolume te groot is kan men een deel van deze buffering verplaatsen naar het bovengrondse volume, zonder dat de berekening moet worden herhaald.



*Figuur 46 :
Schematische
voorstelling
van een Wadi
[Vaes et al., 2004].*

D. Verdampingsbekkens

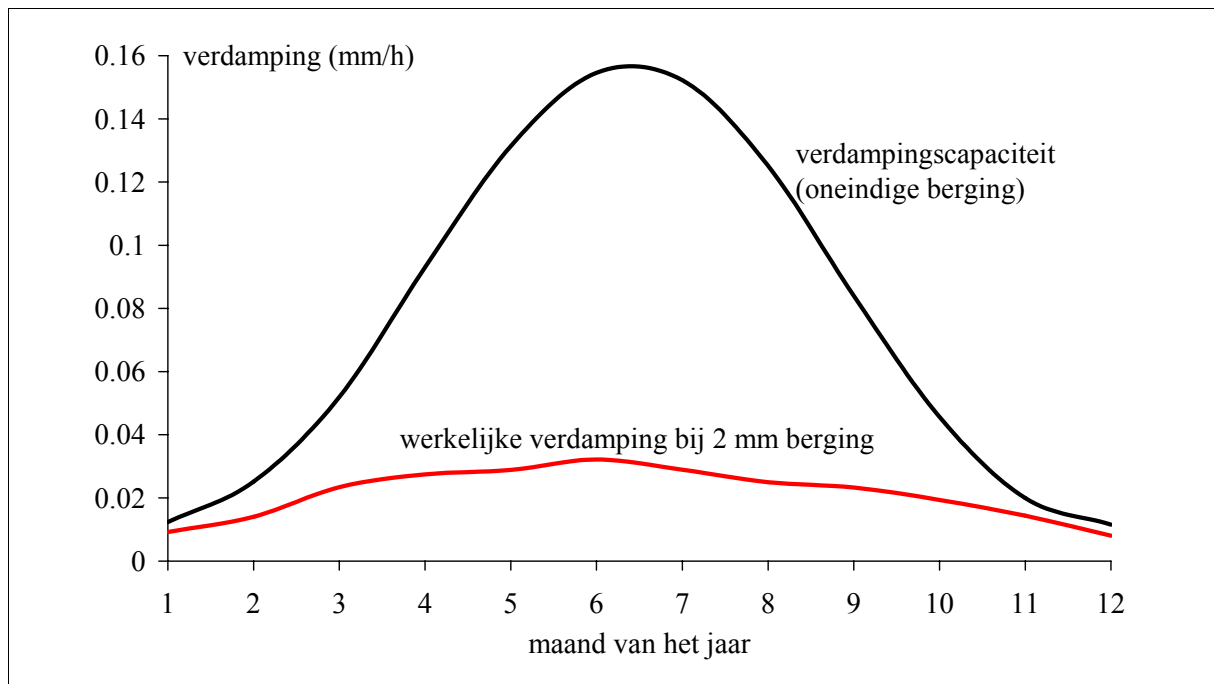
De verdamping is geen constante, maar is sterk seizoensafhankelijk. De gemiddelde dagelijks potentiële verdamping e (in mm/dag) kan voor Vlaanderen geschat worden op basis van de metingen te Ukkel. De Smedt [1997] vond de volgende empirische relatie in functie van de dag van het jaar d :

$$e = 0,27 + 1,37 \left[1 + \sin\left(2\pi \frac{d-87}{365}\right) \right]^{1,35} \quad (1)$$

In figuur 47 wordt deze verdampingscapaciteit grafisch weergegeven. De maximale verdamping in de zomer is dus gemiddeld 0,15 mm/h op voorwaarde dat er water beschikbaar is. Indien de buffering klein is, bijvoorbeeld bij een oppervlakteberging van 2 mm, blijkt dat de werkelijke verdamping sterk wordt gereduceerd, omdat er slechts gedurende een beperkte tijd water aanwezig is (figuur 47) [Vaes, 1999]. Gezien de beperkte ledigingstijden die aan te raden zijn (zie paragraaf 2.3) zal voor infiltratievoorzieningen de effectieve verdamping ergens tussen de twee grafieken in figuur 47 liggen. Dit zijn langjarige gemiddelden, waarop er nog een grote spreiding aanwezig is van jaar tot jaar en van dag tot dag in functie van de effectieve meteorologische omstandigheden.

Het ontwerpen van een bufferbekken dat enkel geledigd wordt via verdamping lijkt dan ook weinig realistisch. Immers de verdampingscapaciteit moet nog eens gedeeld worden door de verhouding van toevoerende verharde oppervlakte tot de verdampingsoppervlakte, analoog aan de relatie voor infiltratie :

$$\text{verdampingsdebiet} = \frac{\text{verdampingscapaciteit} \times \text{bufferoppervlakte}}{(\text{afvoerende verharde oppervlakte} + \text{bufferoppervlakte})}$$



Figuur 47 : Verdampingscapaciteit in Vlaanderen [De Smedt, 1997] en de werkelijke verdamping bij een beperkte oppervlakteberging [Vaes, 1999].

2.4.3 De infiltratiecapaciteit

De infiltratiecapaciteit van de ondergrond hangt nauw samen met het soort ondergrond. Tabel 13 geeft een grootteorde weer van de infiltratiecapaciteit van verschillende soorten ondergrond. Een vergelijking van de infiltratiecapaciteiten uit tabel 13 met de nodige ledigingsdebieten uit tabel 10, toont aan dat enkel bij zanderige gronden een infiltratievoorziening op zich kan volstaan. Bovendien dient deze infiltratiecapaciteit nog gereduceerd te worden met een factor gelijk aan de verhouding van de toevoerende verharde oppervlakte tot de infiltratieoppervlakte. De optimalisatie van de dimensionering met betrekking tot de buffering wordt daardoor een iteratieve procedure. Enkel voor doorlatende verhardingen kunnen de infiltratiecapaciteiten uit tabel 13 rechtstreeks worden gebruikt. Doorlatende verhardingen kunnen dus ook nog voldoende infiltreren bij ietwat lagere infiltratiecapaciteiten van de natuurlijke ondergrond op voorwaarde dat de fundering eronder goed doorlatend is en een voldoende buffering (poriënvolume) garandeert. Daarnaast wordt de infiltratiecapaciteit ook beïnvloed door de grondwaterstand (zie ook figuur 23). Aangezien de extreme piekneerslag vooral voorkomt in de zomerperiodes en deze buffervoorzieningen worden ontworpen om zeer lokale neerslagafvoer te bufferen, lijkt het logisch om met de zomercondities voor de infiltratiecapaciteit te rekenen voor de dimensionering van een dergelijke buffervoorziening. Vaak zal er in de winter dan minder effectief kunnen worden geïnfilteerd, omdat de grondwaterstand stijgt en de verdamping afneemt, maar de neerslagintensiteiten zullen dan ook lager zijn. De Europese Norm in voorbereiding suggereert een minimale hoogte van 1 m onverzadigde zone of filtermateriaal boven het hoogste niveau van de grondwatertafel [CEN, 2000]. Indien de grondwaterstand in de winter toch een probleem vormt, kan best een onderliggende drainage worden voorzien.

De infiltratiecapaciteit zal meestal afnemen in de tijd door dichtslibbing; een goede aanleg en onderhoud zijn noodzakelijk om de infiltratie te blijven garanderen.

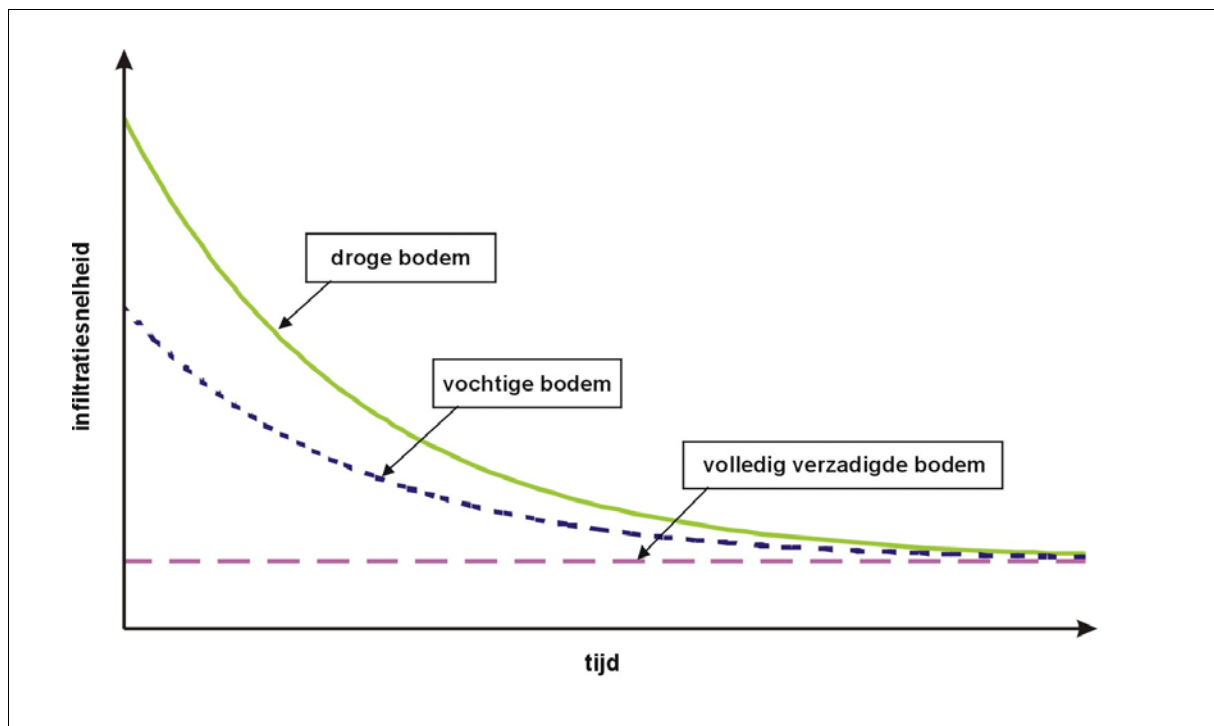
Tabel 13 : Ruwe inschatting van de infiltratiecapaciteit van verschillende grondsoorten [Vlario, 1999].

grondsoort	infiltratiecapaciteit
grof zand	500 mm/h
fijn zand	20 mm/h
leemachtig fijn zand	11 mm/h
lichte zavel	10 mm/h
löss	6 mm/h
veen	2,2 mm/h
leem	2,1 mm/h
lichte klei	1,5 mm/h
matig zware klei	0,5 mm/h
kleiige leem	0,4 mm/h

Uit bovenstaande analyse is het duidelijk dat infiltratievoorzieningen vooral van toepassing zijn voor kleine lokale buffering met goed doorlatende ondergrond. Via een verbetering van de ondergrond of een bijkomende drainage kan het werkingsgebied worden uitgebreid naar minder doorlatende gronden. Voor de grotere verharde oppervlakken en deze waarvoor de bufferingseisen streng zijn, zal de toepassing van infiltratie en verdamping alleen meestal onvoldoende zijn. Infiltratie geeft echter een bijkomend effect bij bufferbekkens met een vertraagde doorvoer, zodat de combinatie ervan een goede keuze is wanneer de kwaliteit van het afgevoerde regenwater aan de gewenste eisen voldoet.

Bij de dimensionering van een infiltratievoorziening is het van belang de infiltratiecapaciteit zo correct mogelijk in te schatten. De waarden vermeld in tabel 13 geven slechts een ruwe inschatting van de infiltratiecapaciteit waarbij de grondsoort gekend verondersteld wordt. Infiltratietesten kunnen een hulpmiddel zijn om een correctere inschatting te maken van de infiltratiecapaciteit van de natuurlijke ondergrond. Hierbij moet vermeld worden dat het weinig zin heeft om de infiltratiecapaciteit te testen bij gronden die vanuit theoretisch standpunt een veel te kleine doorlaatbaarheid hebben.

De ondergrond bestaat uit een onverzadigde en een verzadigde zone. De doorlaatbaarheid van beide zones wordt gekarakteriseerd door de hydraulische geleidbaarheid K . Daar waar in de verzadigde zone de hydraulische geleidbaarheid een constante is (K_{sat}) is dit in de onverzadigde zone niet het geval. In de onverzadigde zone speelt de zuigcapaciteit van de bodem een belangrijke rol en is de hydraulische geleidbaarheid een functie van die zuigcapaciteit, die op haar beurt weer een functie is van het watergehalte van de bodem (o.a. [Hillel, 1980] en [Fredlund & Xing 1994]). Zo zal bij een initieel drogere bodem de infiltratiesnelheid groter zijn dan bij een initieel vochtige bodem. De infiltratiesnelheid zal afnemen naarmate het watergehalte in de bodem stijgt totdat de bodem verzadigd raakt en de infiltratiesnelheid een constante waarde benadert (figuur 48). Het is aan te raden deze constante waarde te gebruiken als (veilige) waarde voor de infiltratiecapaciteit bij de dimensionering en de berekening van het ledigingsdebiet van de infiltratievoorziening.



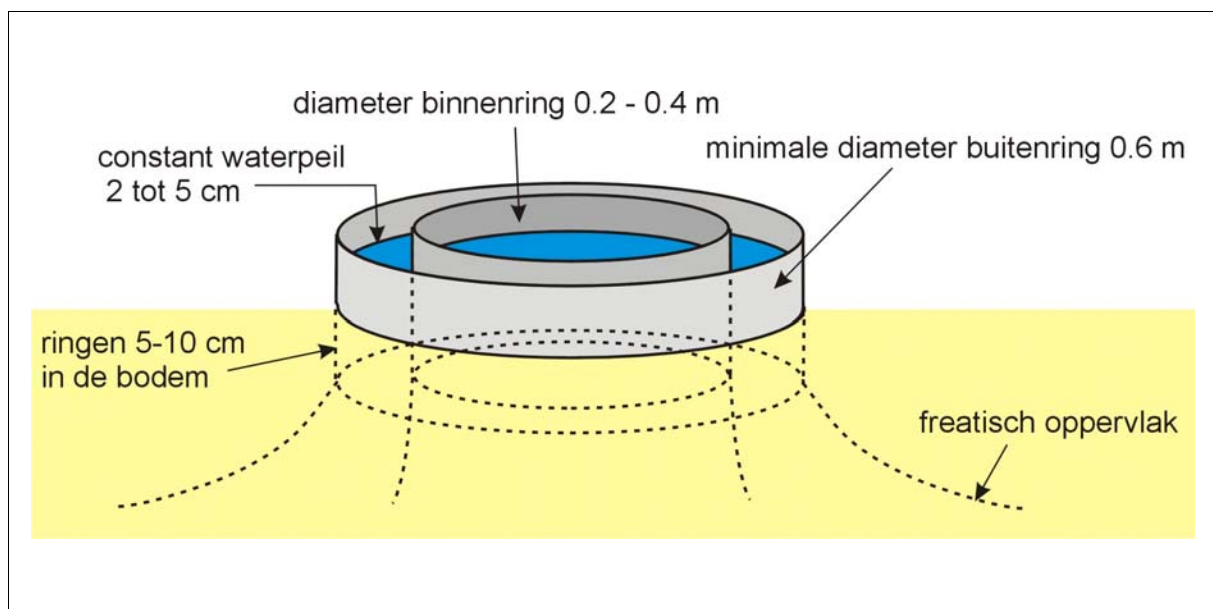
Figuur 48 : Infiltratiesnelheid in functie van de tijd bij eenzelfde bodem met verschillend initieel watergehalte

Uit figuur 48 blijkt ook dat bij een droge bodem de infiltratiecapaciteit veel groter is dan bij een volledig verzadigde bodem. Dit betekent dat infiltratie best niet leidt tot langdurige vernatting, omdat dit de effectiviteit van een infiltratievoorziening sterk vermindert. Dit is ook één van de redenen waarom voor buffervoorzieningen (en dus ook voor infiltratievoorzieningen) een maximale ledigingstijd wordt vooropgesteld. Zo kan de bodem opdrogen en komt er snel bijkomende infiltratiecapaciteit beschikbaar.

2.4.4 Meten van de infiltratiecapaciteit

Er bestaan verschillende methoden om de infiltratiecapaciteit van de (natuurlijke) ondergrond te meten. Een eenvoudige en vrij populaire methode is het meten van de infiltratie aan de hand van een ringinfiltratietest [Maule]. Hierbij wordt een ring voorzichtig (om de bodem zo weinig mogelijk te verstoren) enkele centimeters de bodem ingeduwd, waarna de ring over een hoogte van enkele centimeters gevuld wordt met water en de infiltratiesnelheid wordt bepaald ofwel door het waterniveau binnen de ring constant te houden en te meten hoeveel water er dient bijgevoegd te worden, ofwel door te kijken hoe snel het water zakt in functie van de tijd. Na verloop van tijd zal de toegevoegde hoeveelheid water per tijdseenheid of de snelheid waarmee het water in de bodem zakt, nagenoeg constant blijven. Is dit het geval (bijvoorbeeld wanneer drie achtereenvolgende metingen van de infiltratiesnelheid zo goed als gelijk zijn aan elkaar), dan is de infiltratiecapaciteit gevonden.

Een belangrijk nadeel van deze eenvoudig (enkelvoudige) ringmethode is dat de infiltratie onder de ring zich zal uitstrekken in drie dimensies. Bij een infiltratiebekken daarentegen is de infiltratie hoofdzakelijk verticaal en treden er enkel aan de randen en de hoeken twee- of driedimensionele effecten op. Bij een (lijnvormige) gracht is er verticale en horizontale (loodrecht op de gracht) infiltratie en treden er enkel drie-dimensionele effecten op aan de uiteinden van de gracht. Om die meer-dimensionele effecten zo goed als mogelijk uit te schakelen en enkel de verticale infiltratie te meten kan er rond de ring een tweede ring voorzien worden (figuur 49), die eveneens gevuld wordt met water. Men spreekt in dit geval van een dubbele-ringinfiltratietest [Maule]. Het water infiltreert nu vanuit de buitenste ring in drie dimensies de bodem in, terwijl het water in de binnenste ring het proces van verticale infiltratie beter benadert. Hoe groter de buitenste ring, hoe nauwkeuriger de bepaling van de verticale infiltratie vanuit de binnenste ring is.



Figuur 49 : Illustratie van de dubbele-ring infiltratietest [Maule].

Een ander type infiltratietest waarbij er (net zoals bij de (dubbele-)ringinfiltratietest) een overdruk wordt opgelegd, is de bekkeninfiltratietest [Maule]. Hierbij wordt er grond van buiten de locatie van de geplande infiltratievoorziening gebruikt (om de bodem zo weinig mogelijk te verstoren) om dijkjes te construeren die samen een bekken vormen van 1 m² tot 0,2 ha van waaruit op dezelfde wijze als bij de ringinfiltratietest de infiltratiecapaciteit bepaald kan worden. Naargelang de grootte van het testbekken kunnen ook hier dubbele dijkjes gebruikt worden om de laterale infiltratie vanuit het binnenste bekken te beperken. Nadelen van deze methode zijn de verstoring van de locatie, het nodige grondverzet en de hoeveelheid water die voorzien dient te worden. Een voordeel van deze methode is dat door de grootte van het testoppervlak, de noodzaak vermindert om meerdere tests te doen, omdat de afhankelijkheid van lokale variaties in de bodemgesteldheid wordt opgevangen [Maule].

Onderzoek heeft uitgewezen dat de dubbele-ringinfiltratietest gewoonlijk grotere infiltratiesnelheden oplevert dan de bekkeninfiltratietest. Bedwany & Schumacher [1979] rapporteerden dat infiltratiesnelheden gemeten aan de hand van de dubbele-ringinfiltratometer tot tien keer groter waren dan de infiltratiesnelheden die bekomen werden met de bekkentest. Dit bevestigt de grootteorde van de veiligheidsfactor die reeds werd ingevoerd bij interpretatie van de infiltratietesten zoals opgenomen in de richtlijnen van 1999 [VMM, 1999a]. De veiligheidsfactor in de richtlijnen van 1999 houdt echter geen rekening met de geometrie van de test ten opzichte van de infiltratievoorziening.

In de Stormwater Management Manual for Western Washington [Ciuba et al., 2001] wordt het gebruik van de dubbele-ringinfiltratietest niet toegelaten voor het bepalen van de infiltratiecapaciteit. Als enige aanvaarde test wordt de Pilot Infiltration Test naar voor geschoven. Dit is een bekkeninfiltratietest waarbij een testbekken met een minimale oppervlakte van 100 vierkante voet (ongeveer 9 m²) uitgegraven wordt tot op het voorziene bodempeil van de geplande infiltratievoorziening, waarna de meting gebeurt. Aan de hand van een correctiefactor wordt uit de gevonden infiltratiesnelheid de ontwerpinfiltratiesnelheid afgeleid. Deze correctiefactor is functie van de heterogeniteit van de bodem, het vooropgestelde onderhoud en de voorafgaande zuivering.

De hierboven beschreven testen zijn vrij eenvoudig, maar anderzijds ook vrij arbitrair. Zo is het moeilijk om manueel het waterpeil constant te houden, de meetlat (die in het midden van het testbekken staat) nauwkeurig af te lezen of nauwkeurig de exacte hoeveelheid water te bepalen die werd aangevuld binnen een bepaald tijdsbestek. Meer nauwkeurige metingen kunnen uitgevoerd worden door gebruik te maken van allerhande meettoestellen en/of -benodigdheden, bijvoorbeeld een dubbele-ringinfiltratometer met een Mariottebuis [Boivin et al., 1988]. Er zijn tal van infiltrometers commercieel beschikbaar. Angulo-Jaramillo et al. [2000] geven een overzicht van het gebruik van ring- en diskinfiltrometers.

Een nadeel van infiltratietesten waarbij er een overdruk wordt aangelegd zoals bij de ringinfiltratometer en de bekkeninfiltratietest is dat er een overschatting van de infiltratiesnelheid plaatsvindt (zeker in de beginfase) door de aanwezigheid van preferentiële stroompaden zoals macroporieën, wormgaten, enz... De invloed van deze stroompaden wordt min of meer uitgeschakeld door het aanleggen van een onderdruk zoals bij tensie- of diskinfiltrometers [Reynolds et al., 1995, Vandervaere et al., 1997, Šimunek et al., 1998, Angulo-Jaramillo et al., 2000; Minasny, 2000, Wyseure et al.]. Om een goed contact tussen de infiltratometer en de bodem te voorzien wordt een onder de disk een laagje contactmateriaal voorzien [Reynolds & Zebchuk, 1996].

Naast de hierboven vermelde testen bestaan er nog andere percolatietests zoals de constant-head well permeameter [Reynolds & Elrick, 1986], waarvan de Guelph-permeametermethode één van de meest gebruikte is [Bagarello, 1997; Bagarello & Giordano, 1999; Cassiani, 1998] en de falling-head lined borehole permeameter [Philip J.R., 1993].

Aangezien het de bedoeling is om bij een percolatietest de doorlatendheid te meten bij verzadiging van de ondergrond (figuur 48), dient voorafgaand aan de test de grond te worden verzadigd. Hiertoe kan de procedure worden behouden die reeds in de ‘Code van goede praktijk’ van 1999a [VMM, 1999a] werd overgenomen van de Europese Norm in voorbereiding [CEN, 2000], met als aanvulling dat een buis moet gebruikt worden om de zijdelingse infiltratie uit de test te elimineren :

- Graaf een put tot op het niveau waarop (de bodem van) de infiltratievoorziening zal aangelegd worden.
- Plaats een buis in de put tot op de bodem, lichtjes ingedruwd zodat er geen zijdelingse uitstroming is.
- Vul de buis met water gedurende 4 tot 24 uren om de grond te verzadigen. Indien het water in minder dan 10 minuten verdwijnt, kan de test onmiddellijk worden uitgevoerd en moet men geen 4 tot 24 uren wachten.
- Na verzadiging wordt de buis met water gevuld tot 15 à 30 cm boven de bodem van de put. Dit is het startpeil H_{start} .
- Bepaal nu de waterhoogte H_w na een tijd T gelijk aan 15, 30, 60, 120 en eventueel 240 minuten. Indien het water volledig verdwenen is binnen 30 minuten, herbegint de test en meet de tijd die nodig is om het waterniveau met 10 cm te laten dalen.
- De gemeten infiltratiesnelheid K_m is dan :

$$K_m = \frac{H_{start} - H_w}{T}$$

- Op deze gemeten infiltratiesnelheid moet een veiligheidsfactor worden toegepast (zie paragraaf 2.4.5).

Indien infiltratietesten met infiltratometers worden toegepast op aangelegde doorlatende verhardingen met een sterk doorlatende en bufferende onderbouw (drainagekoffer) meet men eigenlijk hoofdzakelijk de doorlatendheid van de toplaag en dit geeft geen indicatie over de doorlatendheid van het geheel.

2.4.5 Veiligheidsfactor

A. Situering

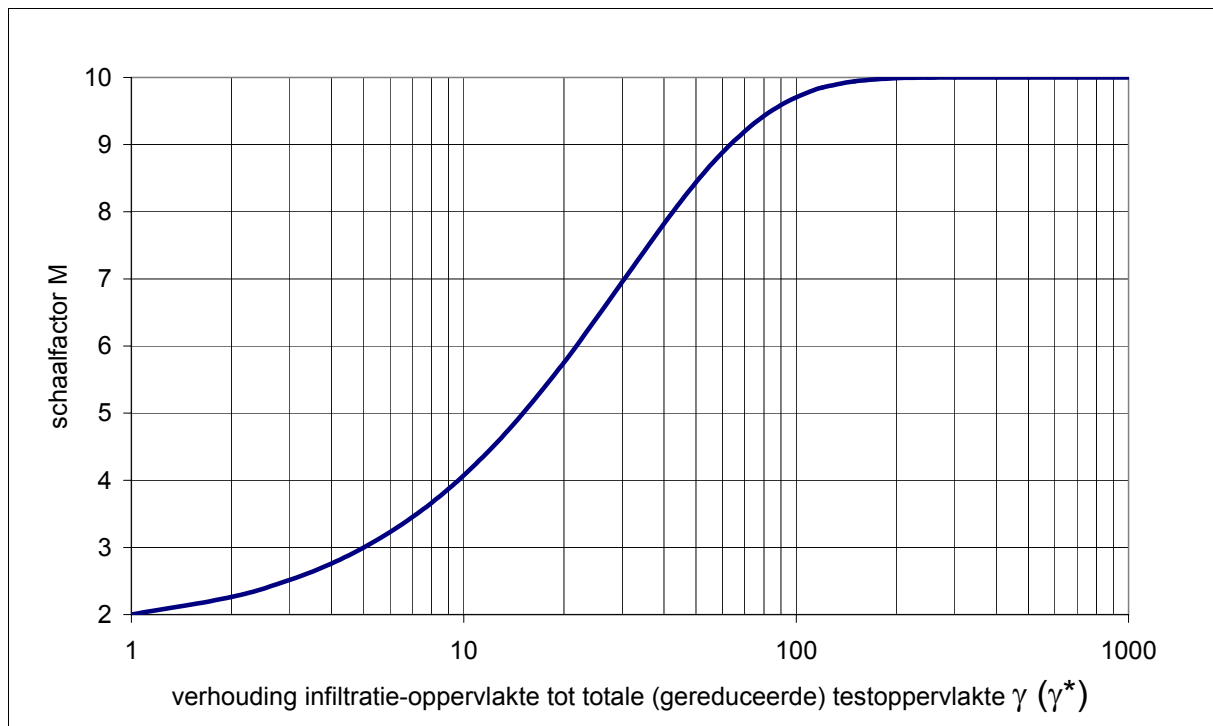
Afhankelijk van het te voorziene infiltratie-oppervlak is het noodzakelijk om meerdere infiltratietesten uit te voeren om rekening te houden met de ruimtelijke variabiliteit van de infiltratiecapaciteit [Boivin & Touma, 1988]. Naast de ruimtelijke variabiliteit is er ook een tijdsafhankelijke variatie (bijvoorbeeld seizoensgebonden) van de infiltratiecapaciteit. [Angulo-Jaramillo et al., 2000; Buttle & House, 1997; Cerdà, 1996; Livingston, 2000].

Om terdege rekening te kunnen houden met de variabiliteit van de infiltratiecapaciteit is het daarom aan te raden de gemeten infiltratiecapaciteit te herschalen en zo enige veiligheid in te rekenen. Bovendien kan om een juistere inschatting van de infiltratiecapaciteit van de infiltratievoorziening te bekomen, de infiltratietest best uitgevoerd worden op het niveau van het bodempeil van de geplande infiltratievoorziening.

Er is een Europese Norm in voorbereiding betreffende infiltratiesystemen, gegroeid vanuit de praktijk van infiltratie van gezuiverde effluënten, maar ook toepasbaar voor regenwaterinfiltratie [CEN, 2000]. Deze Europese Norm in voorbereiding voorziet een omzetting van gemeten infiltratiecapaciteiten naar te hanteren infiltratiecapaciteiten voor het ontwerp en dus de invoering van een veiligheidsfactor en geeft hier ook een voorbeeld van. Dit voorbeeld werd overgenomen in de 'Code van goede praktijk voor hemelwaterputten en infiltratievoorzieningen' [VMM, 1999a]. Uit de praktijk blijkt echter dat dit tot zeer grote veiligheden leidt wat een aanvaardbaar ontwerp vaak onmogelijk maakt, bijvoorbeeld [Oliviers, 2003]. De reden hiervoor ligt bij de te sterk veralgemeende veiligheden (eigenlijk bovengrenzen), onafhankelijk van de omstandigheden en waarschijnlijk ook bij het feit dat deze norm bedoeld is voor de infiltratie van behandeld afvalwater. De Europese Norm in voorbereiding geeft deze omrekeningswaarden ook enkel als voorbeeld en er wordt expliciet bij vermeld dat een lokale regelgeving moet worden toegepast indien ze beschikbaar is. Om deze redenen werd een alternatief systeem van veiligheidsfactoren uitgewerkt, zoals hierna wordt beschreven. Een eerste toepassing en vergelijking blijkt positief [Oliviers, 2003]. Het is belangrijk te benadrukken dat deze veiligheidsfactoren enkel bruikbaar zijn om een veilige inschatting te maken van de doorlatendheid van de natuurlijke ondergrond en niet voor bijvoorbeeld aangelegde doorlatende verhardingen die een sterk niet-lineaire respons hebben omwille van de ondergrondse buffering.

B. Voorstel nieuwe veiligheidsfactor

Figuur 51 illustreert een mogelijke veiligheidsfactor M als functie van de testoppervlakte, het aantal tests en de geplande oppervlakte van de infiltratievoorziening. De gemeten infiltratiecapaciteit dient dan gedeeld te worden door de berekende veiligheidsfactor M .



Figuur 51 : Veiligheidsfactor voor de infiltratiecapaciteit in functie van de (m.b.t. heterogeniteit gereduceerde) totale testoppervlakte (d.i. aantal tests \times testoppervlakte) en de geplande oppervlakte van de infiltratievoorziening [Vaes et al., 2004].

De veiligheidsfactor M wordt bepaald als :

$$M = \alpha - \beta \cdot \exp\left(-\frac{\gamma}{\delta}\right) \quad (3)$$

waarbij γ de verhouding bekkenoppervlakte / (aantal tests \cdot testoppervlakte) is, δ een te bepalen parameter en α en β parameters die als volgt kunnen bepaald worden :

$$\alpha = M_{\min} + \frac{M_{\max} - M_{\min}}{1 - \exp\left[\frac{-(\gamma_{\max} - \gamma_{\min})}{\delta}\right]} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\exp\left(-\frac{\gamma_{\min}}{\delta}\right) - \exp\left(-\frac{\gamma_{\max}}{\delta}\right)} \quad (5)$$

waarbij :

- γ_{\min} : minimale waarde voor γ (= 1 in figuur 51)
- γ_{\max} : maximale waarde voor γ (= 1000 in figuur 51)
- M_{\min} : minimale veiligheidsfactor (= 2 in figuur 51)
- M_{\max} : maximale veiligheidsfactor (= 10 in figuur 51)

Invulling van a en b in de formule voor de veiligheidsfactor M geeft :

$$M = M_{\min} + (M_{\max} - M_{\min}) \cdot \left(\frac{\exp\left(-\frac{\gamma_{\min}}{\delta}\right) - \exp\left(-\frac{\gamma}{\delta}\right)}{\exp\left(-\frac{\gamma_{\min}}{\delta}\right) - \exp\left(-\frac{\gamma_{\max}}{\delta}\right)} \right) \quad (6)$$

De waarden voor γ_{\min} , γ_{\max} , M_{\min} en M_{\max} bepalen de uiterste punten van de curve in figuur 51. De vorm van de curve wordt bepaald door de waarde van δ . Een δ -waarde van 30 (figuur 51) lijkt een aanvaardbare waarde. Bij een minimale waarde voor γ (γ_{\min}) is de veiligheidsfactor M gelijk aan 2 [Livingston, 2000] (dit is wanneer de geteste oppervlakte gelijk is aan de oppervlakte van de infiltratievoorziening). Deze M_{\min} kan dus beschouwd worden als een minimale veiligheidsfactor, vooral rekening houdend met de afname van de infiltratiecapaciteit in de tijd. De maximale waarde voor γ (γ_{\max}) kan gezien worden als een maat voor de minimale testoppervlakte die moet worden gebruikt. De hiervoor gebruikte limietwaarde voor γ_{\max} is 1000, maar voor γ_{\max} -waarden groter dan 100 (1 % testoppervlakte) maakt dit nog maar weinig verschil voor de veiligheidsfactor (figuur 51). Bij deze γ_{\max} hoort een maximale veiligheidsfactor M_{\max} die functie is van het type infiltratietest. Voor de ring- en de bekkeninfiltratietest kan een maximale veiligheidsfactor van 20 aangenomen worden. Gebruikt men een dubbele-ringinfiltratietest of een bekken met dubbele dijkes dan kan men een maximale veiligheidsfactor M_{\max} van 10 aannemen. Dit komt grosso modo overeen met de waarnemingen van Bedwany & Schumacher [1979].

Is γ_{\max} voldoende groot, dan benadert $\exp(-\gamma_{\max}/\delta)$ de waarde nul en wordt de formule voor de veiligheidsfactor M vereenvoudigd tot :

$$M = M_{\min} + (M_{\max} - M_{\min}) \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\delta}\right) \right) \quad (7)$$

Invullen van de vooropgestelde waarden voor γ_{\min} , δ , M_{\min} en M_{\max} in deze vergelijking geeft voor een enkele-ring- of bekkeninfiltratietest de volgende waarde voor M (in functie van γ = de verhouding infiltratie-oppervlakte / (aantal tests \times testoppervlakte)) :

$$M = 2 + 18 \left(1 - \exp\left(-\frac{\gamma - 1}{30}\right) \right) \quad (8)$$

en voor een dubbele-ringinfiltratietest of een bekkeninfiltratietest met dubbele dijkes :

$$M = 2 + 8 \left(1 - \exp\left(-\frac{\gamma - 1}{30}\right) \right) \quad (9)$$

De veiligheidsfactor M houdt volgens bovenstaande berekening geen rekening met de heterogeniteit van de ondergrond. Of de bodem homogeen of heterogeen is, heeft geen invloed op de grootte van de veiligheidsfactor zoals deze hoger is gedefinieerd. Om de heterogeniteit van de bodem toch in rekening te brengen, dient de verhouding tussen infiltratieoppervlakte en het product van het aantal infiltratietests en de testoppervlakte, dit is de parameter γ in bovenstaande vergelijkingen, vervangen te worden door een nieuwe waarde γ^* , die gelijk is aan de oorspronkelijke waarde van γ (voor homogene grond), vermenigvuldigd met de verhouding tussen de maximaal gemeten infiltratiecapaciteit $K_{m,max}$ en de gemiddelde gemeten infiltratiecapaciteit K_m . Door deze aanpassing krijgt, voor eenzelfde verhouding tussen het infiltratieoppervlakte en de totale testoppervlakte, een heterogene grond een hogere veiligheidsfactor toegewezen dan een homogene grond. Dus in figuur 51 dient γ^* te worden

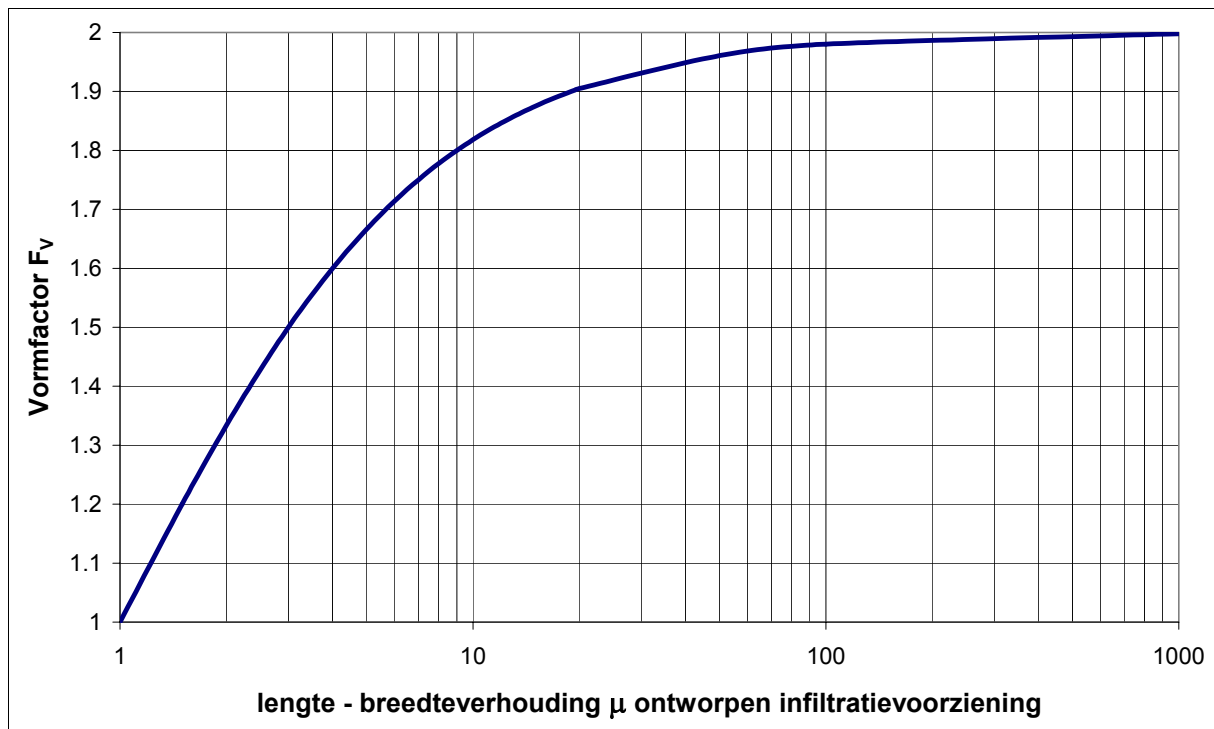
$$\gamma^* = \frac{\textit{infiltratieoppervlakte}}{\textit{aantal tests} \times \textit{testoppervlakte}} \times \frac{K_{m,max}}{K_m}$$

gebruikt op de x-as :

Naast de veiligheidsfactor M kan ook nog een vormfactor F_V in rekening gebracht worden die een functie is van de lengte/breedteverhouding μ van de infiltratievoorziening (figuur 53). De vormfactor wordt bepaald aan de hand van de verhouding tussen de omtrek van de infiltratievoorziening (als maat voor de laterale infiltratie) en de oppervlakte van de infiltratievoorziening (als maat voor de verticale infiltratie). Als referentie wordt een bekkeninfiltratietest met een vierkant testoppervlak gebruikt. De uitdrukking voor de vormfactor F_V is dan :

$$F_V = \frac{2 \mu}{\mu + 1} \quad (10)$$

Wanneer de beoogde infiltratievoorziening een gracht is (dit is met een grote lengte-breedteverhouding μ), dan mag de met een infiltratietest met een vierkant testbekken (of een ringinfiltratietest) gevonden infiltratiecapaciteit met een factor 2 vermenigvuldigd worden om zo de grotere infiltratie door twee-dimensionale effecten in te rekenen (figuur 53).



Figuur 53 : Correctiefactor voor de infiltratiecapaciteit in functie van de vorm van de infiltratievoorziening (uitgaande van een infiltratietest op een cirkelvormig of vierkant oppervlak) [Vaes et al., 2004].

Het toepassen van een veiligheidsfactor M en een vormfactor F_v op de gemeten infiltratiecapaciteit K_m levert dan een ontwerpfactor C ($= M / F_v$) waarmee de infiltratievoorziening kan gedimensioneerd worden :

$$\text{infiltratiecapaciteit}_{\text{ontwerp}} = \frac{\text{infiltratiecapaciteit}_{\text{gemeten}}}{C} \quad (11)$$

waarbij de ontwerpfactor C voor een enkele-ring- of bekkeninfiltratietest gelijk is aan :

$$C = \left(1 + 9 \left(1 - \exp\left(-\frac{\gamma^* - 1}{30}\right) \right) \right) \times \frac{\mu + 1}{\mu} \quad (12)$$

en voor een dubbele-ring- of een bekkeninfiltratietest met dubbele dijkjes gelijk is aan :

$$C = \left(1 + 4 \left(1 - \exp\left(-\frac{\gamma^* - 1}{30}\right) \right) \right) \times \frac{\mu + 1}{\mu} \quad (13)$$

waarbij : γ^* = verhouding tussen infiltratieoppervlakte en het product van het aantal tests en de testoppervlakte, vermenigvuldigd met de verhouding tussen de maximaal gemeten infiltratiecapaciteit en de gemiddelde gemeten infiltratiecapaciteit
 μ = lengte/breedteverhouding van de infiltratievoorziening

C. Voorbeeld

Een beschikbaar, rechthoekig infiltratieoppervlak van 9 bij 6 meter (= 54 m²) wordt opgedeeld in 12 deeloppervlakken. In elk deeloppervlak wordt aan de hand van een dubbele-ringinfiltratietest (testoppervlakte 0,25 m²) de infiltratiecapaciteit bepaald. 12 tests met een testoppervlakte van 0,25 m² en een beschikbare infiltratieoppervlakte van 54 m² geven een γ -waarde van 18, wat neerkomt op een veiligheidsfactor M van 5,46. De meetresultaten zijn respectievelijk 12,2 - 14,6 - 13,5 - 9,6 - 9,5 - 6,8 - 9,9 - 11,2 - 9,7 - 9,9 - 12,4 - 13,0 mm/h.

De metingen leveren een gemiddelde waarde van 11 mm/h op. De maximaal gemeten infiltratiesnelheid bedraagt 14,6 mm/h. Om rekening te houden met de heterogeniteit van de ondergrond wordt de oorspronkelijke waarde van γ vermenigvuldigd met 1,33 (=14,6/11). Dit geeft een nieuwe waarde voor γ^* van 23,9 en een veiligheidsfactor M van 6,27.

De lengte-breedteverhouding van het beschikbare infiltratieoppervlak is 3/2. Dit geeft een vormfactor F_v van 1,2.

De ontwerpfactor C is dan gelijk aan 5,22 (= M/ F_v), waardoor de ontwerp-infiltratiecapaciteit 2,1 mm/h (= 11 / 5,22) bedraagt.

2.5 Groendaken

Er dient een onderscheid gemaakt te worden tussen groendaken en daktuinen. Daktuinen zijn platte daken waarop planten, struiken of zelfs bomen groeien. Deze daken hebben in de eerste plaats een decoratieve en/of recreatieve functie. De planten vragen regelmatig onderhoud. Groendaken daarentegen hebben maar een lichte begroeiing. De begroeiing bestaat bij extensieve groendaken meestal uit een dunne laag geselecteerde mossen die nauwelijks onderhoud vragen en zeer robuust zijn. Het kan op een plat dak, maar ook in helling worden uitgevoerd. De randen dienen uitgevoerd te worden in grind, zodat er geen materiaal kan uitspoelen en de drainage bij piekbelasting toch nog kan gebeuren zonder dat het dak ‘overloopt’. De berging gebeurt in de drainagelaag en het substraat en dient voldoende groot te zijn. De relatie tussen bergingsvolume en ledigingsdebiet bepaalt in grote mate de efficiëntie van het groendak (zie ook paragraaf 2.1). Deze relatie wordt sterk beïnvloed door de afwerking aan de randen. Verder onderzoek over het bufferend effect van groendaken wordt sinds eind 2002 uitgevoerd aan de Faculteit Landbouwkundige en Toegepaste Biologische Wetenschappen van de K.U.Leuven. Reeds in paragraaf 2.1 werd gesteld dat op de buffervolumes zoals gebruikelijk voor regenwaterputten een reductiecoëfficiënt kan worden toegepast indien een groendak wordt gebruikt voor de buffering. Hiertoe werd in afwachting van verder onderzoek een reductiecoëfficiënt van 0,8 voorgesteld. Toch valt te verwachten dat op basis van verder onderzoek zal blijken dat deze reductiecoëfficiënt verder kan verlaagd worden in functie van bepaalde constructie-eisen. Om als bronmaatregel efficiënt te zijn, dient deze evaluatie evenwel te gebeuren op basis van de reductie van de piekafvoer (zoals bij regenwaterputten, paragraaf 2.2.3) en niet op basis van bijvoorbeeld de retentie op jaarbasis. Meer algemene achtergrondinformatie over groendaken is terug te vinden in [Mentens et al., 2002].

2.6 Grachten en alternatieve afwateringssystemen

Een bijzondere vorm van afwateringssysteem en gelijktijdig van bronmaatregel zijn grachten. Enerzijds hebben grachten een bufferfunctie in combinatie met infiltratie en/of vertraagde afvoer bij normale weersomstandigheden en anderzijds hebben ze een afwateringsfunctie bij extreme neerslag. Hierbij is het van groot belang dat de grachten effectief worden uitgevoerd m.b.t. tot de maximale buffering en niet als louter afvoergrachten. Doordat deze twee functies gelijktijdig worden uitgeoefend, wordt de dimensionering bemoeilijkt. Zoals reeds werd aangehaald in paragraaf 2.3 zijn continue lange termijn simulaties nodig voor de dimensionering van buffervoorzieningen. Aan de andere kant moet een nazichtsberekening aantonen dat de extreme piekdebieten, die niet kunnen worden geborgen, kunnen worden afgevoerd. Alternatieve systemen zoals doorlatende regenwaterriolen (o.a. [Hartman, 2003]), langgerekte Wadi's eventueel met onderliggende drainage, ... hebben een analoge werking en dimensionering als grachten.

Om de bufferende werking te maximaliseren is het belangrijk dat de grachten zoveel mogelijk horizontaal worden aangelegd en worden opgedeeld in compartimenten. In hellende gebieden dienen de grachten dus in trapvorm te worden aangelegd. Elk compartiment kan worden behandeld als een infiltratievoorziening (zie paragraaf 2.4) of een buffervoorziening (paragraaf 2.3), die vertraagd geleidigd moeten worden. Op deze manier kan men met grachten wel degelijk een effectieve buffering van de neerslagafvoer bekomen (in tegenstelling tot het verwaarloosbaar buffereffect bij afvoergrachten [IMDC, 2004]).

Reeds in de 'Code van goede praktijk voor de herwaardering van grachtenstelsels' van 1999 werd een berekeningsmethode in twee stappen voorgesteld [VMM, 1999b], waardoor deze twee functies afzonderlijk kunnen worden ingeschat zonder al te veel aan nauwkeurigheid in te moeten boeten. Een meer gedetailleerde analyse kan enkel gemaakt worden indien voor de specifieke configuratie een continue lange termijn modellering wordt uitgevoerd.

De eerste stap omvat de evaluatie van de bufferfunctie. Hiertoe moet de gracht een voldoende groot buffervolume hebben op basis van de lokaal aangesloten hoeveelheid verharde oppervlakte (inclusief eventueel onverharde oppervlakte) en overeenkomstig de dimensioneringsregels voor buffervoorzieningen (zie paragraaf 2.3), rekening houdend met de infiltratie, de verdamping en eventueel de vertraagde afvoer. De oppervlakte van de gracht is van groot belang voor de ledigingscapaciteit indien men infiltratie en verdamping wil maximaliseren. Immers, de infiltratie- en verdampingscapaciteit dienen gedeeld te worden door de verhouding van de toevoerende verharde oppervlakte tot de oppervlakte van de gracht om de ledigingscapaciteit te bekomen (zie ook paragrafen 2.3 en 2.4). De optimalisatie van de dimensionering met betrekking tot de buffering wordt daardoor een iteratieve procedure.

De tweede stap is dan de evaluatie van de transportcapaciteit bij extreme neerslag. Er mag vanwege de waterafvoer via grachten, als onderdeel van het globale afwateringsstelsel, geen wateroverlast optreden voor de vooropgestelde terugkeerperiode (zie paragraaf 5.2). De terugkeerperiode van de overloop van de gracht naar een afwaarts regenwatersysteem dient gekozen te worden in functie van een optimale en beschikbare buffering (zie paragraaf 2.3). In de ‘Code van goede praktijk voor de herwaardering van grachtenstelsels’ van 1999 werd hiervoor een terugkeerperiode van 5 jaar gehanteerd [VMM, 1999b]. Gezien de discussie over de optimale keuze van de buffervoorzieningen in paragraaf 2.3 kan deze minimale terugkeerperiode voor het in werking treden van de transportfunctie worden gereduceerd tot 2 jaar. Daarbij dienen ook de voorwaarde voor de terugkeerperioden voor water op straat en wateroverlast worden gerespecteerd (zie paragraaf 5.2). Er wordt hierdoor dus een duidelijk onderscheid gemaakt tussen het in werking treden van de transportfunctie (d.w.z. overlopen van een grachtsegment in een volgend) en het ‘overstromen’ van de gracht.

Aangezien het de bedoeling is dat grachten worden ingericht als buffervoorzieningen, zal de afvoercapaciteit bij piekbelasting vooral bepaald worden door de hydraulische structuren die de grachtsegmenten begrenzen. Dit betekent dat minimaal ter hoogte van deze hydraulische structuren moet worden nagegaan of het piekdebiet kan worden afgevoerd dat overeenkomt met de terugkeerperiode waarvoor er geen lokale wateroverlast mag plaats hebben (zie paragraaf 5.2). Dit vereist inzicht in de stroming van de piekafvoer van de gracht of met andere woorden een globale afwateringsvisie van het grachtenstelsel. Zonder dat hiervoor een model moet worden opgesteld, vereist dit toch een minimale vorm van een globaal afwateringsplan. Dit kan gekaderd worden in de opmaak van de DuLo-waterplannen (Duurzaam Lokaal waterplan) op deelbekenniveau [Aminal, 2002c]. Wat meer praktische informatie betreffende grachten betreft (o.a. inrichting), kan verdere informatie worden geput uit [Janssens & Claus, 1994, 1996; Ecolas, 1999] en uit bijlage C.

Eventueel kan een hydrodynamische simulatie uitgevoerd worden. Bij een dergelijke hydrodynamische simulatie van grachten zijn de initiële condities zeer belangrijk. Bovendien hebben grachten een grotere ruwheid dan riolen. In tabel 14 worden enkele richtwaarden weergegeven. Bij een modelleringsstudie kunnen op basis van een dataverificatie grotere ruwheden naar voor komen. De reden hiervoor ligt meestal niet in de ruwheid van de grachten zelf, maar in het verwaarlozen van bijzondere ladingsverliezen ter plaatse van vernauwingen, duikers, enz...

Tabel 14 : Richtwaarden voor de ruwheid van grachten [Vaes et al., 2000a].

Type	Manning parameter	White-Colebrook
vlakke wanden	0,02 s/m ^{1/3}	20 mm
grasbegroeiing	0,03 s/m ^{1/3}	100 mm
sterk begroeid of rotsachtig	0,04 tot 0,05 s/m ^{1/3}	250 tot 400 mm

Bovenstaande ontwerpmethodologie is opgesteld om een enkelvoudig grachtsegment te beoordelen op bufferend vermogen. Indien er echter een vertraagde afvoer van een opwaarts gelegen grachtsegment in het te dimensioneren grachtsegment terecht komt, dient het maximaal ledigingsdebiet van het te dimensioneren grachtsegment verhoogd te worden. Dit kan door eerst het nodige maximaal ledigingsdebiet te berekenen zonder rekening te houden met dit opwaarts doorvoerdebiet en daar het maximaal opwaarts doorvoerdebiet bij op te tellen. Het ledigingsdebiet van het te dimensioneren grachtsegment dient dan gelijk te zijn aan deze som. Dit is een ruwe inschattingmethode voor de koppeling van grachtsegmenten die qua nauwkeurigheid op gelijk niveau staat met bovenstaande methodologie in twee stappen voor een enkelvoudig grachtsegment. Een meer gedetailleerde analyse kan enkel gemaakt worden indien voor de specifieke configuratie een continue lange termijn modellering wordt uitgevoerd.

Naast gewone grachten zijn er ook andere types alternatieve afwateringssystemen en hybride vormen waarbij de afvoerfunctie wordt gecombineerd met de bronmaatregel. Het meest contrasterende alternatieve afwateringssysteem ten opzichte van open grachten is een ondergronds infiltratieriool of drainagenetwerk. Hierbij dient net als bij grachten de berging optimaal te worden benut, wat kan gebeuren via stuwputten [Vlario, 1999]. Andere alternatieve afwateringssystemen zijn hybride vormen tussen deze twee uitersten gelegen, zoals :

- (ondiepe) gracht met onderliggende drainagekoffer (dit is een langgerekte Wadi)
- gracht met onderliggende drainageleiding (in een drainerend koffer : zie figuur 43) : dit kan zeer interessant zijn als alternatief voor zeer kleine knijpconstructies (dit is het befaamde Duitse Mulden-Rigolen systeem [Sieker, 1999])

De keuze tussen een gracht en een ander type alternatief afwateringssysteem wordt vooral bepaald door de beschikbare plaats. Deze alternatieve afwateringssystemen zijn eigenlijk de lijnvormige equivalenten van de infiltratievoorzieningen die in paragraaf 2.4 zijn besproken. De aanbevelingen en opmerkingen die bij deze infiltratievoorzieningen werden weergegeven voor deze verschillende types bronmaatregel, zijn dan ook hier geldig. Zo dient bijvoorbeeld de rechtstreekse toevoer naar een ondergronds infiltratieriool of drainagesysteem voorafgegaan te worden door een filtering. De voorkeur gaat bij dit soort afwateringssystemen echter uit naar het zoveel mogelijk bovengronds houden van de afwatering, ook met betrekking tot de toevoer naar dit afwateringssysteem (zie figuren 16 en 18).

Voor weinig bereden wegen (bijvoorbeeld woonerven) kan de weg zelf als doorlatende verharding worden aangelegd. De verkeersintensiteit moet dan wel minimaal zijn en ook de vorstgevoeligheid moet beperkt zijn [Vlario, 1999]. Bij weinig bereden wegen kunnen korte stukken weg ook tijdelijk als oppervlaktebuffering en waterafvoerweg worden gebruikt.

Voor wegen waar frequent verkeer te verwachten valt, dient de weggkoffer droog te worden gehouden om de stabiliteit ervan op lange termijn te garanderen [Fuchs & De Backer, 2000]. Dit wordt standaard gedaan door de weggkoffer te draineren indien de ondergrond zelf niet voldoende drainerend is [Van den Kerkhof, 2000]. Bij alternatieve afwateringssystemen waarbij op infiltratie vanuit het afwateringssysteem wordt gerekend, kan dit systeem tot gevolg hebben dat de weggkoffer meer en langer nat blijft dan bij een conventionele riolering. Meestal ligt het alternatieve afwateringssysteem voldoende diep en is de ledigingstijd ervan voldoende klein om dit effect te minimaliseren. Indien dit niet het geval is, dient een lager gelegen drainage overwogen te worden. In goed uitgekende gevallen zal het alternatief afwateringssysteem meestal zowel deze drainerende functie als de infiltratiefunctie kunnen vervullen.