

7. Overstorten en randvoorzieningen

7.1 Impact en locatie van overstorten

7.1.1 Impact van overstorten op het oppervlaktewater

Om een overbelasting van de riolering te vermijden bij hevige neerslag worden overstorten in het systeem ingebouwd. Het gemengd afvalwater dat bij regenweer niet kan worden afgevoerd naar de RWZI en ook niet tijdelijk in het rioolstelsel kan worden geborgen, zal overstorten naar het oppervlaktewater. Deze overstorten zullen een beperkt aantal keren per jaar een acute impact hebben op het oppervlaktewater. Het verontreinigde overstortwater kan resulteren in vissterfte, overmatige algengroei, verdwijnen van bepaalde watergebonden fauna, enz... Overstorten op DWA-systemen zijn niet toegelaten (zie hoofdstuk 3). Overstorten van het RWA-gedeelte van een verbeterd gescheiden rioolstelsel of lozingen van RWA-riolen zullen een kleinere impact hebben op het ontvangende oppervlaktewater dan overstortingen van gemengde rioolstelsels. Dit leidt tot de conclusie dat vooral voor overstorten op gemengde riolen extra maatregelen nodig kunnen zijn om de impact te verminderen. De mogelijkheden om deze impact te verlagen zijn :

- Goede keuze van de overstortlocatie
- Vergroten van de berging in bergings- of bergbezinkingsbekkens (zie paragraaf 7.3.1)
- Reductie van de geloosde vuilvracht via verbeterde overstorten of bergbezinkingsbekkens (zie paragrafen 7.2 en 7.3.1)
- Afvlakken van piekbelasting via bufferbekkens na de overstort (zie paragraaf 7.3.2)
- Nazuivering via bufferbekkens na de overstort

Voor RWA-lozingen kunnen de twee laatste mogelijkheden ook van toepassing zijn.

7.1.2 Locatie van overstorten

In paragraaf 6.3.2 worden de criteria voor overstorten gekoppeld aan de ‘ecologische kwetsbaarheid’ van de ontvangende waterloop. Belangrijk is in eerste instantie de keuze van de locatie van de overstort. Binnen de mogelijkheden van het hydraulisch ontwerp van het rioolstelsel, dient de locatie van de overstort zo te worden gekozen dat het oppervlaktewater waarop geloosd wordt tot een zo laag mogelijke ecologische kwetsbaarheidsklasse behoort. Bovendien dient het overstortwater zoveel mogelijk geloosd te worden op het oppervlaktewater waar de natuurlijke regenwaterafvoer van het betreffende gebied toe bijdraagt. Daarnaast moet worden nagegaan welke andere wettelijke beperkingen er zijn met betrekking tot de functie van het gebied waar men de overstort bouwt. Ook voor het tracé van de riolen dienen naast technische en economische afwegingen, de ecologische aspecten in rekening te worden gebracht.

In hoofdstuk 6 wordt reeds benadrukt dat een integrale immissiebenadering vandaag de dag niet veralgemeenbaar is en dat in afwachting een emissiebenadering kan worden gehanteerd rekening houdend met de verschillende ecologische kwetsbaarheidsklassen. De karakteristieken van de ontvangende oppervlaktewateren zullen dus slechts in beperkte mate in rekening kunnen worden gebracht. Een overzicht van de belangrijkste aandachtspunten :

- Het debiet van de waterloop kan in rekening worden gebracht bij de keuze van de buffering bij extreme gebeurtenissen en zo ook een invloed hebben op het verschil in impact tussen een overstort op een kleine of een grote waterloop (zie ook paragraaf 6.3).
- Ook de stroomsnelheid speelt een belangrijke rol. Bij lozingen in stilstaand water dient niet met de verhouding van de debieten rekening te worden gehouden, maar met de verhouding van de watervolumes. Bovendien dienen maatregelen te worden getroffen om de zuurstofbalans op peil te houden (zie ook paragraaf 6.3.2).
- Zelfreinigend vermogen van het ontvangende oppervlaktewater : hiermee is enkel rekening te houden bij een integrale immissiebenadering (zie paragraaf 6.1).
- De aanwezigheid van andere overstorten : zoals reeds gesteld in paragraaf 6.3.1 zullen meerdere overstorten die kort bij elkaar liggen zich als 1 grote overstort gedragen. De impact van de verschillende overstorten moet dan in zijn totaliteit worden beschouwd. Indien de overstorten verder uit elkaar liggen, kan het zelfreinigend vermogen tussenin de impact afzwakken.

7.2 Overstortconstructies

7.2.1 Inleiding

Een verbeterde overstortkamer is een randvoorziening aan een gemengd rioolstelsel, waarbij men tracht een optimale splitsing te krijgen tussen het afvalwater dat wordt doorgevoerd naar de RWZI en het overstortwater. Een aangepaste vormgeving van de overstortkamer moet deze optimale splitsing garanderen, zowel kwantitatief als kwalitatief. Het kwantitatieve aspect houdt in dat het doorvoerdebiet zo weinig mogelijk invloed ondervindt van het aanvoerdebiet. Een kwalitatief optimale splitsing houdt in dat de vuilvracht zich vooral concentreert in het debiet dat doorgevoerd wordt naar de RWZI en dat het meest zuivere gedeelte van het gemengde afvalwater overstort.

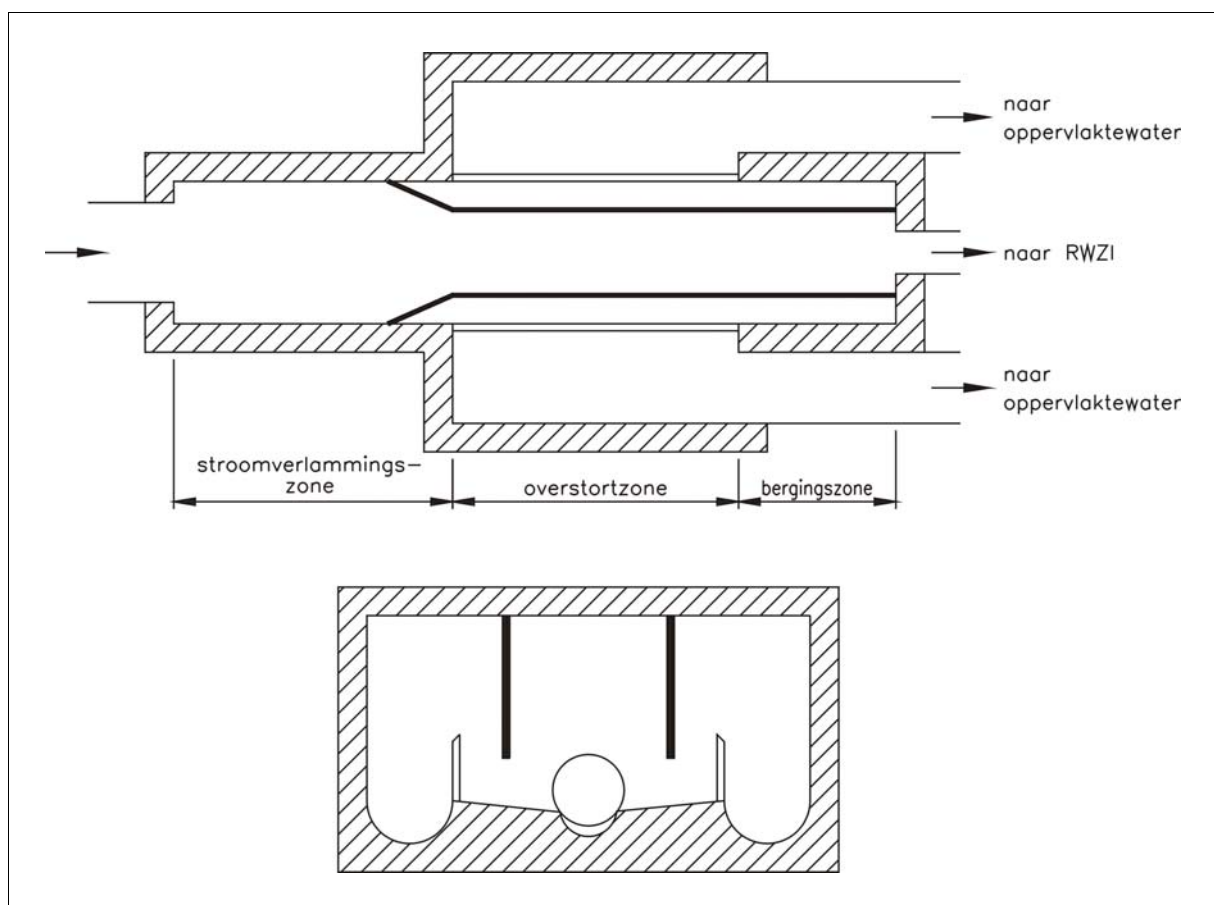
In principe worden beide doelstellingen met alle randvoorzieningen beoogd en dus is het erg moeilijk om te differentiëren tussen verbeterde en gewone overstortconstructies.

De oorspronkelijke overstortconstructies hadden als enige doel het doorvoerdebiet naar de RWZI te regelen. Meer en meer werd men zich echter bewust van de negatieve effecten van riooloverstorten voor de oppervlaktewaters en men trachtte de overstortkamers zo te ontwerpen, dat er ook een zekere vuilscheiding gerealiseerd werd. Hierbij werd in eerste instantie gebruik gemaakt van bezinking en opdrijving : het inbouwen van een stroomverlammingszone (verbreding van de overstortkamer) zorgt voor lagere stroomsnelheden en geeft de aanwezige sedimenten de mogelijkheid om uit te zakken naar de bodemstroom of op te drijven naar de oppervlaktestroom. Later werden ook cilindrische overstortkamers ontworpen, waarbij bijkomend gerekend wordt op centrifugaalkrachten om de sedimentdeeltjes te concentreren in de doorvoerstream naar de RWZI. Meerdere bedrijven gingen zich toeleveren op het ontwerp van meer ingewikkelde overstortconstructies. De meeste van deze constructies zijn gepatenteerd en de gebruikte dimensioneringsregels worden dan ook niet vrijgegeven, zodanig dat het moeilijk is om deze constructies te vergelijken met de eenvoudige constructies wat vuilscheidend vermogen betreft.

In [Vaes et al., 1994c] werd een uitgebreid literatuuronderzoek voorgesteld met betrekking tot randvoorzieningen aan gemengde rioolstelsels en meer in het bijzonder werd aangegeven welke oplossingen aangewezen zijn voor gebruik in Vlaanderen. Deze oplossingen zijn de hoge zijdelingse overstort en de stroomverlammingsoverstort [Berlamont et al., 1994]. In deze studie werd de omtrekswerveloverstort als recente en veelbelovende ontwikkeling aangegeven. Verder onderzoek toonde aan dat deze constructie qua toepasbaarheid in Vlaanderen zeker vergelijkbaar is met een hoge zijdelingse overstort [Luyckx et al., 2000]. Deze drie genoemde constructies worden hier verder in detail besproken. Daarnaast zijn er nog een aantal andere types van overstortconstructies die besproken werden in [Vaes et al., 1994c], maar die minder geschikt bleken voor toepassingen in Vlaanderen. Voorbeelden hiervan zijn de verschillende wervelafscheiders, schachtoverstorten, ...

7.2.2 Hoge zijdelingse overstort

De hoge zijdelingse overstort heeft een rechthoekig grondplan en dit grondplan kan opgedeeld worden in drie zones (figuur 159). Een eerste zone, de stroomverlammingszone, geeft de aanwezige sedimentdeeltjes met een dichtheid groter dan die van water de mogelijkheid om uit te zakken naar de onderste regionen van de kamer. Deeltjes lichter dan water zullen in deze zone naar het oppervlak opdrijven. Dit opdrijven en bezinken zou grotendeels zijn maximaal effect moeten hebben bereikt vooraleer de sedimenten de tweede zone van de kamer bereiken : de overstortzone. In deze zone, waar de overstortdrempel(s) zich bevind(t)(en), wordt verondersteld dat het merendeel van de oprijvende deeltjes zich bevindt centraal tussen de duikschotten en dat de zwaardere deeltjes voldoende zijn uitgezakt zodanig dat ze niet mee overstorten. De bergingszone is toegevoegd om voldoende plaats te bieden voor het tijdelijk verzamelen van oprijvend vuil.



Figuur 159 : Hoge zijdelingse overstort [Vaes et al., 1994c].

Om sedimentatie tijdens DWA te voorkomen, is het van groot belang om aan de uitvoering van de bodem van de kamer grote zorg te besteden. Eerst en vooral moet er centraal in de kamer een droog-weer-goot voorzien worden die helt naar de doorvoerleiding toe. In het meest optimale geval blijft tijdens de DWA de afvoerstroam geconcentreerd in deze goot en blijft de rest van de kamer droog. In dwarsrichting dient de bodem af te hellen in de richting van de droog-weer-goot en dit met een aanbevolen helling van 1/12 [Saul, 2002]. Een kleinere helling zou onvoldoende zijn om deeltjes mee te voeren naar deze goot en zou afzettingen met zich meebrengen. Te steile hellingen ($> \frac{1}{4}$) betekenen een zeker verlies aan berging en leveren gevaar op voor uitglijden wanneer onderhoudspersoneel de kamer betreedt.

Wanneer geen aandacht besteed wordt aan deze eisen, gaat een gedeelte van de sedimenten bezinken tijdens de droog-weer-periode. De eerstvolgende regenbui gaat deze sedimenten opwoelen en voor een gedeelte meesleuren over de overstortrand. Vuilconcentraties en -vrachten kunnen bijgevolg hoger worden dan deze van het gemengde afvalwater dat de overstortkamer binnenstroomt (dit is een negatief rendement).

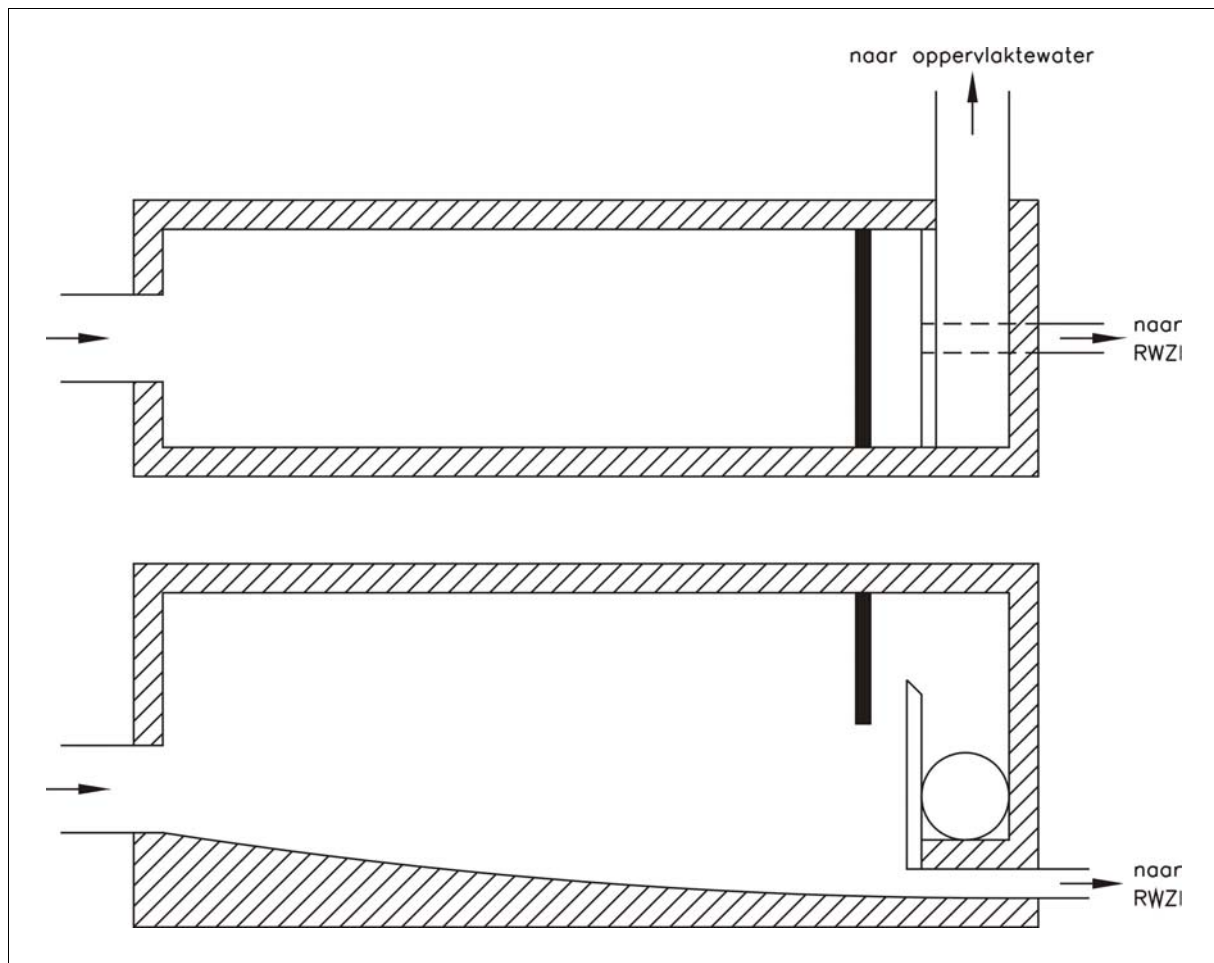
7.2.3 Stroomverlammingsoverstort

Wat het grondplan betreft, is de stroomverlammingsoverstort vergelijkbaar met de hoge zijdelingse overstort (figuur 160). Het grote verschil is dat de overstortrand zich nu bevindt aan de achterzijde van de overstortkamer, loodrecht op de stroomrichting. De principes van dergelijke overstortconstructie zijn dezelfde als bij een bergbezinkingsbekken (zie paragraaf 7.3.1), maar dan op veel kleinere schaal.

De lengte van de overstortrand zal onder normale omstandigheden kleiner zijn dan bij een hoge zijdelingse overstort. Dit zorgt ervoor dat de hoogte in de overstortkamer veel meer aan fluctuaties zal onderhevig zijn en bijgevolg zullen de fluctuaties op het doorvoerdebiet ook groter zijn dan bij een hoge zijdelingse overstort. Enkele varianten van de stroomverlammingsoverstort waarbij dit nadeel wordt weggewerkt zijn :

- verwijdende stroomverlammingsoverstort
- stroomverlammingsoverstort met sifon
- stroomverlammingsoverstort met jet-sifon

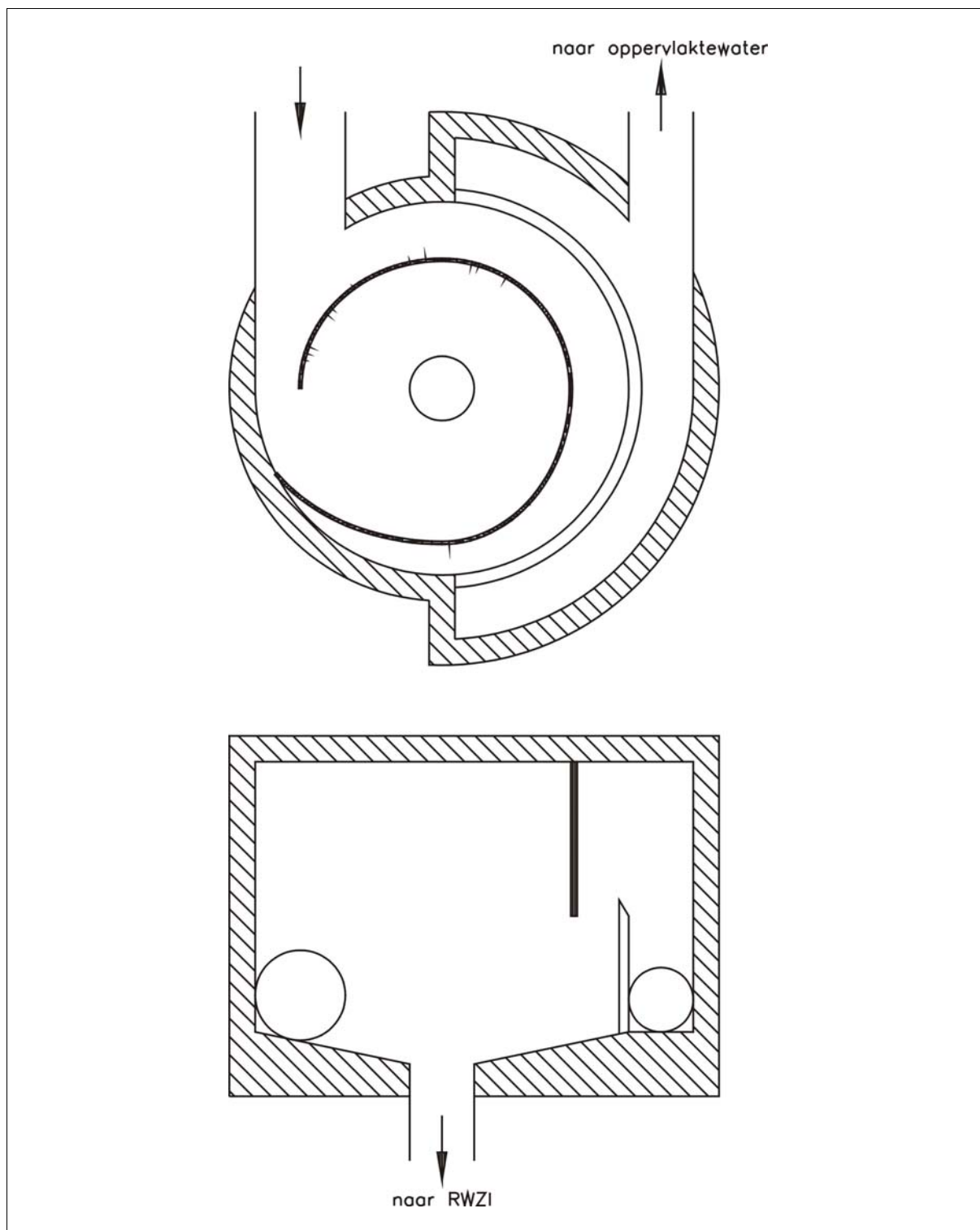
Voor de verwijdende stroomverlammingsoverstort is de kamer smal aan de inlaat en wordt geleidelijk aan breder naar de overlaat toe. Deze verbreding zorgt ervoor dat de dikte van de overstortlaag over de overstortrand kleiner wordt. Voor de systemen met sifon zorgt de hevelwerking ervoor dat de waterhoogteschommelingen in de overstortkamer beperkt blijven.



Figuur 160 : Stroomverlammingsoverstort [Vaes et al., 1994c].

7.2.4 Omtrekswerveloverstort

De omtrekswerveloverstort bestaat uit een cirkelvormige overstortkamer waarop de toevoerleiding tangentieel aansluit (figuur 161). De bodem van de kamer is lichtjes hellend naar het centrum toe, in de richting van de doorvoerleiding. De overlaat bevindt zich op de buitenrand van de overstortkamer en neemt meestal een kwart tot de helft van de omtrek in beslag. Wanneer de overstort in werking treedt, wordt er verwacht dat de bezinkbare deeltjes zich onderaan en de oprijvende materialen zich centraal aan het oppervlak verzamelen. Om deze reden bevindt de overstortrand zich aan de buitenzijde van de kamer. Een spiraalvormig duikschot verhindert dat oprijvend materiaal dat zich aan het oppervlak heeft verzameld, wordt meegesleurd over de overstortrand.



Figuur 161 : Omtrekswerveloverstort [Vaes et al., 1994c].

7.2.5 Rendementen

A. Modelproeven

Een groot aantal fysische modelproeven werd uitgevoerd op modellen van allerhande overstortconstructies. De volgende proefresultaten werden gebruikt om een onderlinge vergelijking te maken :

- hoge zijdelingse overstort : [Luyckx et al., 1999a]
- hydrodynamische wervelafscheider :
[Fenner & Tyack, 1998], [Luyckx et al., 1998b, 1999b]
- omtrekswerveloverstort : [Koníček & Maršálek, 1993], [Van Poucke & Luyckx., 2000]

Dit vergelijkend onderzoek had als belangrijkste resultaat dat rendementscurven konden opgesteld worden van zodra de volgende gegevens voorhanden zijn :

- sedimenten : gemiddelde bezinkingssnelheid en de spreiding rond dit gemiddelde
- overstortconstructie : gemiddelde verblijftijd en de spreiding rond deze gemiddelde verblijftijd

Het rendement η kan dan afgelezen worden uit de S-vormige rendementscurve (cumulatieve normaalverdeling G) in functie van het logaritme van het Hazen-getal (Ha [-]) :

$$\eta = G(\ln(Ha)) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln(Ha)} \exp\left(-\frac{t^2}{2\sigma^2}\right) dt \quad (73)$$

σ is de spreiding van deze lognormaalverdeling.

Dit Ha -getal wordt gegeven door :

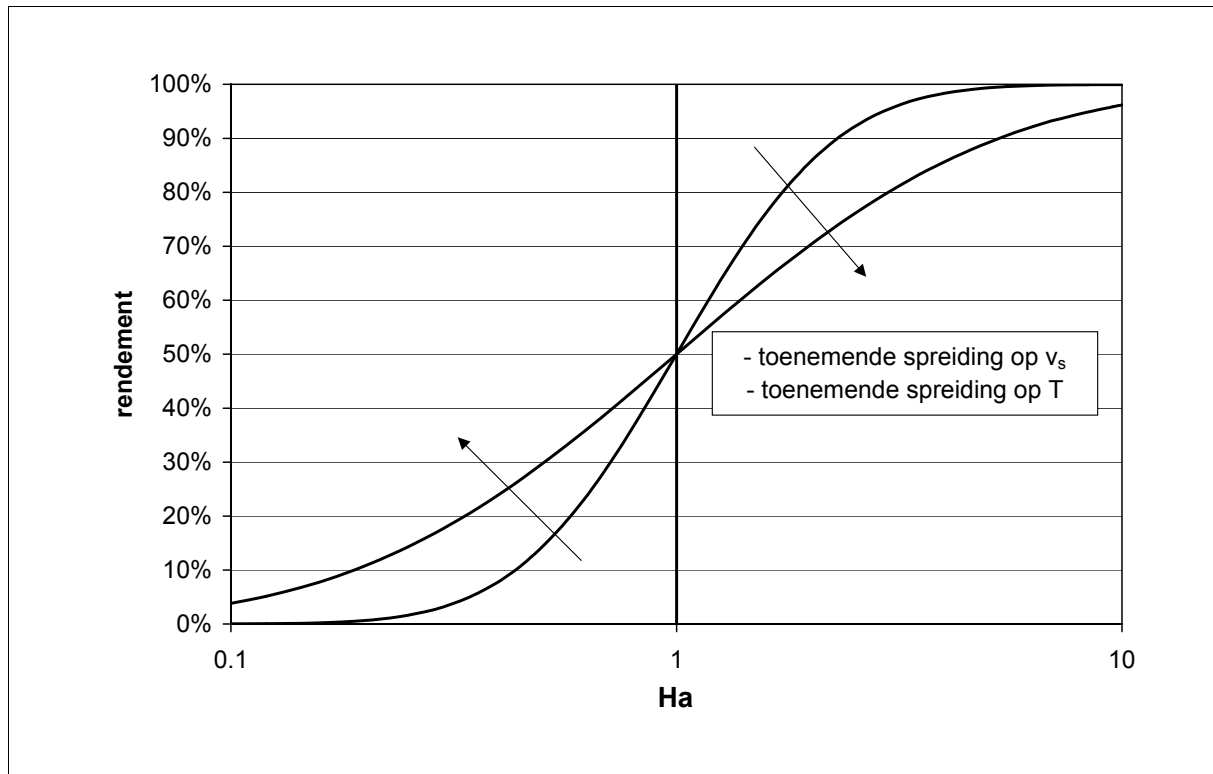
$$Ha = \frac{v_s}{v_0} = \frac{v_s T}{h} \quad (74)$$

- met :
- v_0 = oppervlaktebelasting [m/s] = Q/A_{hor}
 - A_{hor} = horizontale oppervlakte van de overstortkamer [m²]
 - Q = toevoerdebiet [m³/s]
 - v_s = gemiddelde bezinkingssnelheid van de sedimenten [m/s]
 - V_{kamer} = volume van de overstortkamer [m³]
 - h = waterhoogte in de overstortkamer [m]
 - T = verblijftijd [s] = V_{kamer} / Q

Deze S-curve varieert tussen 0 en 1 en bereikt een waarde van 0,5 voor Ha gelijk aan 1 (figuur 162). De afgeleide van deze cumulatieve normaalverdeling is een Gauss-klok. Uit de analyse van de fysische modelproeven bleek dat de standaarddeviatie (σ) van deze Gauss-klok kan bepaald worden uit de gecombineerde spreiding op de verblijftijden en de bezinkingssnelheden. Dit blijkt ook uit het feit dat het Ha -getal expliciet kan worden geschreven in functie van de verblijftijd en de bezinkingssnelheid (vergelijking 74).

In het ideale geval van een perfecte propstroming in combinatie met sedimentdeeltjes met allemaal dezelfde bezinkingssnelheid betekent dit dat de globale standaarddeviatie naar 0 gaat. Met andere woorden de rendementscurve van figuur 162 wordt een stapfunctie :

- wanneer $Ha < 1$ gaan alle deeltjes overstorten en wordt het rendement gelijk aan 0 %
- wanneer $Ha > 1$ zullen alle deeltjes bezinken in de overstortkamer en wordt het rendement gelijk aan 100 %



Figuur 162 : Theoretische rendementscurve voor een overstortconstructie.

In werkelijkheid zullen echter niet alle deeltjes dezelfde bezinkingssnelheid hebben en zal ook de stroming afwijken van propstroming. Deze fenomenen zorgen voor een afvlakking van de rendementscurve (figuur 162).

Wanneer ook rekening wordt gehouden met doorvoerdebieten (q), dient men in figuur 162 het genormaliseerd rendement η^* uit te zetten in ordinaat in plaats van het rendement η :

$$\eta^* = \frac{\eta - \frac{q}{Q}}{1 - \frac{q}{Q}} \quad (75)$$

Voor de fysische modelproeven wordt meestal gebruik gemaakt van gezeefde fracties van bepaalde kunststofdeeltjes. Deze zeving zorgt ervoor dat bij de modelproeven de spreiding op de bezinkingssnelheden vrij beperkt blijft. Anders gezegd : de vorm van de rendementscurven wordt voornamelijk bepaald door de spreiding op de verblijftijden.

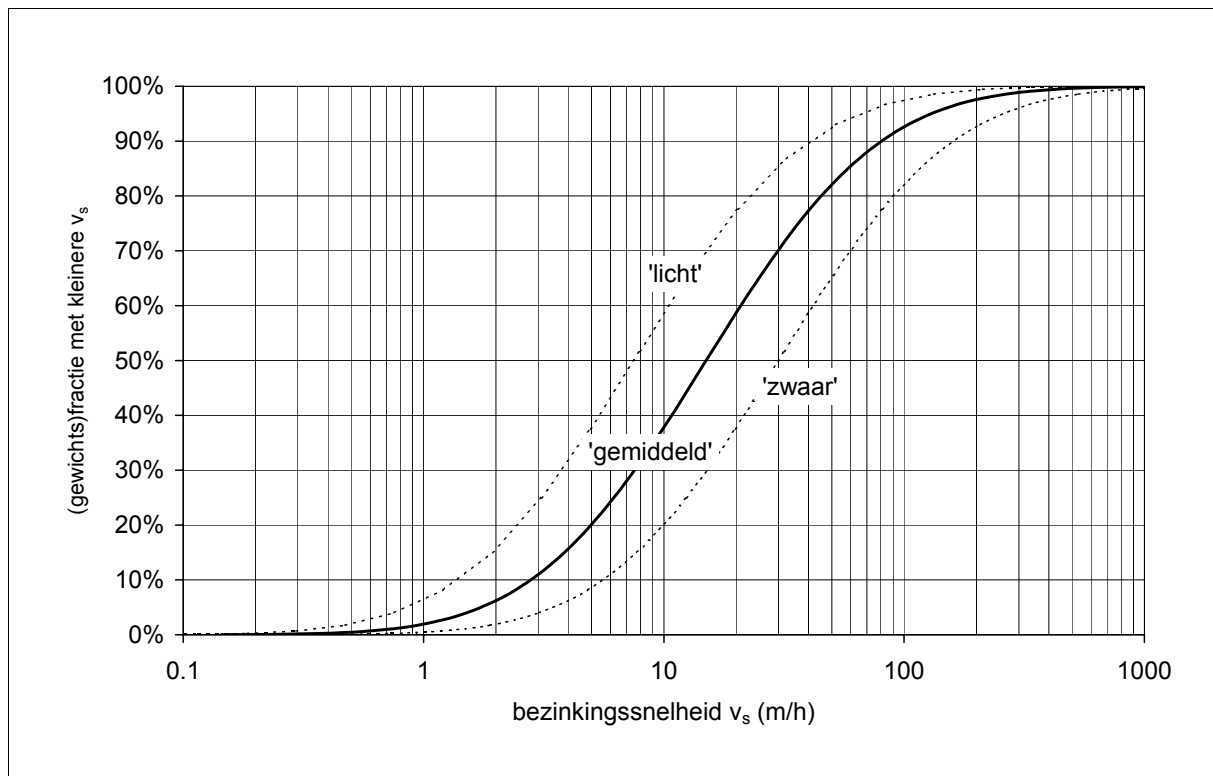
De rendementscurven voor verschillende constructies kunnen onder proefomstandigheden dan ook behoorlijk van elkaar verschillen, juist omwille van het feit dat de spreiding op de verblijftijden sterk verschilt naargelang de constructie. De stroming in een bergbezinkingsbekken bijvoorbeeld benaderd veel meer een propstroming dan de stroming in een omtreksoverstort. De verdeling van de verblijftijden zal voor een bergbezinkingsbekken dan ook een meer gepiekt verloop kennen.

B. Werkelijke sedimenten

Wanneer de eigenschappen van werkelijke rioolsedimenten in ogenschouw worden genomen, blijkt een veel grotere spreiding op de bezinkingsnelheden [Michelbach & Wöhrle, 1993]. Tijdens buien in een rioolstelsel in Duitsland werden een 100-tal stalen genomen om te analyseren naar bezinkbare sedimenten. Uit deze analyse bleek dat de verdeling van de bezinkingsnelheden vrij goed kan benaderd worden door een lognormaal verband. Voor verschillende aard van rioolsedimenten (licht, gemiddeld, zwaar) werd wel een andere gemiddelde waarde voor de bezinkingsnelheid gevonden. In figuur 163 wordt het benaderend verloop van de bezinkingsnelheid aangegeven voor de werkelijke rioolsedimenten en in tabel 39 worden de karakteristieken van deze verdelingen weergegeven.

Tabel 39 : Afgeleide karakteristieken voor werkelijke rioolsedimenten.

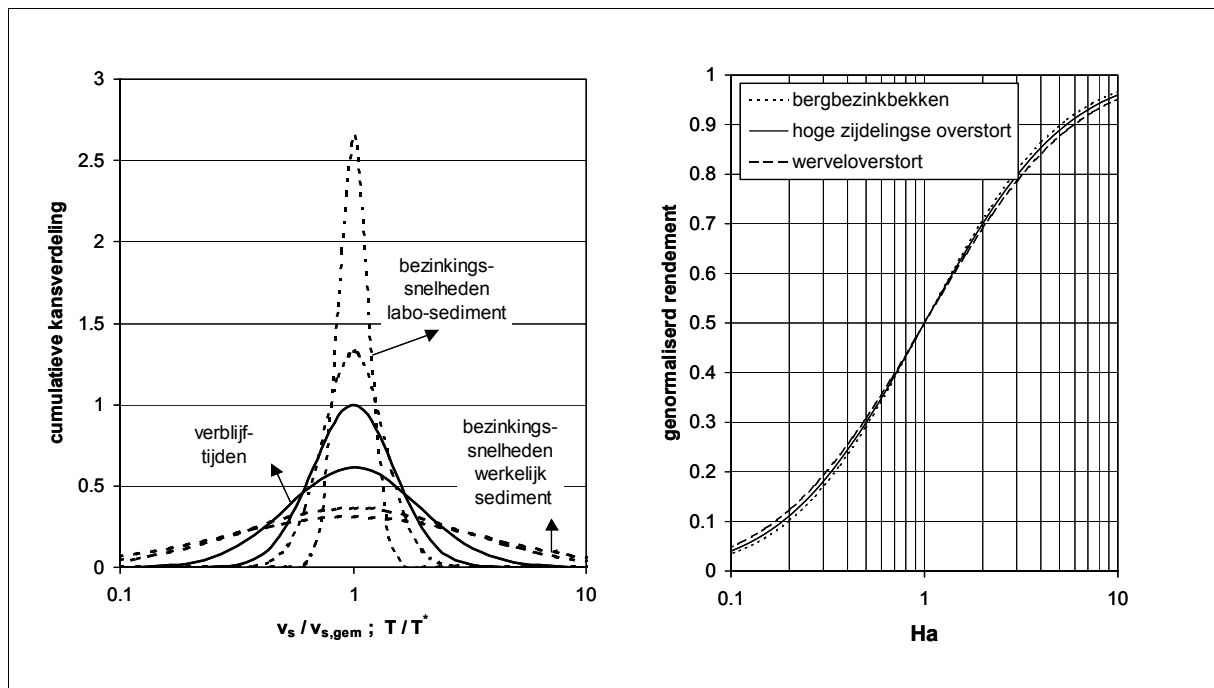
Sedimenttype	gemiddelde bezinkingsnelheid $v_{s, \text{gem}}$ [m/h]	spreiding op het logaritme van de gemiddelde bezinkingsnelheid $\sigma_{\ln v_s}$
licht	7,5	1,2
gemiddeld	15	
zwaar	30	



Figuur 163 : Verdeling van de bezinkingssnelheden voor werkelijke rioolsedimenten [Michelbach & Wöhrle, 1993].

De relatieve verhoudingen worden voorgesteld in figuur 164 : in korte streeplijn worden de verdelingen weergegeven voor labo-sedimenten, in volle lijn de verdeling van de verblijftijden (twee uiterste grenzen) en in lange streeplijn de spreiding op de bezinkingssnelheden bij werkelijke rioolsedimenten. Het feit dat de bezinkingssnelheid van werkelijke rioolsedimenten een veel grotere spreiding vertoont dan de verblijftijden (welke constructie er ook beschouwd wordt), brengt met zich mee dat het voor reële constructies het de sedimenten zullen zijn die de vorm van de rendementscurve bepalen.

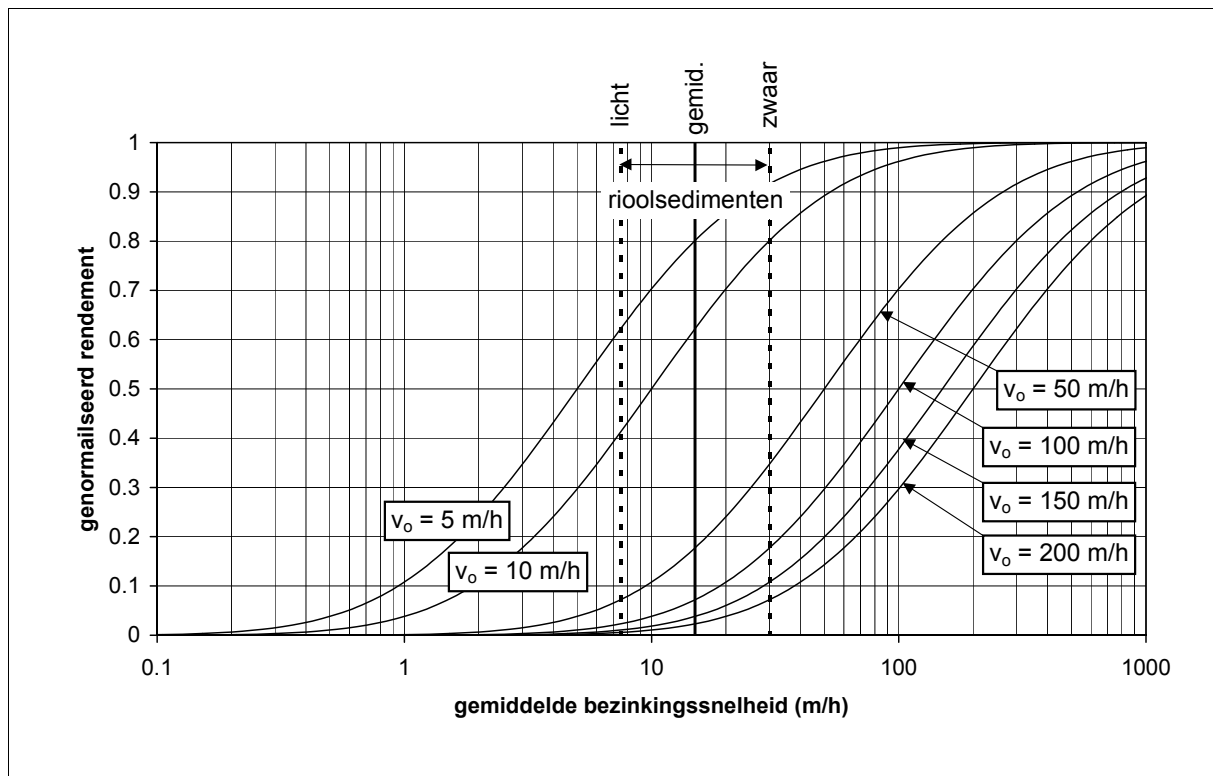
In de rechterfiguur van figuur 164 worden de genormaliseerde rendementscurven voor verschillende types van overstortconstructies weergegeven uitgaande van de karakteristieken van werkelijke rioolsedimenten en de verblijftijd-karakteristieken voor de diverse types van randvoorzieningen.



Figuur 164 : Spreiding op verblijftijden en bezinkingssnelheden (labo en werkelijke); genormaliseerde rendementscurven voor verschillende randvoorzieningen.

Het feit dat nagenoeg dezelfde rendementscurven kunnen worden bepaald voor de verschillende types van overstortconstructies, maakt het mogelijk om één globaal verband voor het vuilscheidend rendement van een riooloverstort op te stellen [Luyckx et al., 2002].

In figuur 165 is dit genormaliseerd rendement weergegeven als functie van de gemiddelde bezinkingssnelheid en voor verschillende waarden voor de oppervlaktebelasting. Voor overstortconstructies zal de waarde van de oppervlaktebelasting (bij het ontwerpdebiet) rond 200 m/h liggen. In [Luyckx, 1997] werd voor een hoge zijdelingse overstort een ontwerppoppervlaktebelasting van 150 m/h vooropgesteld.



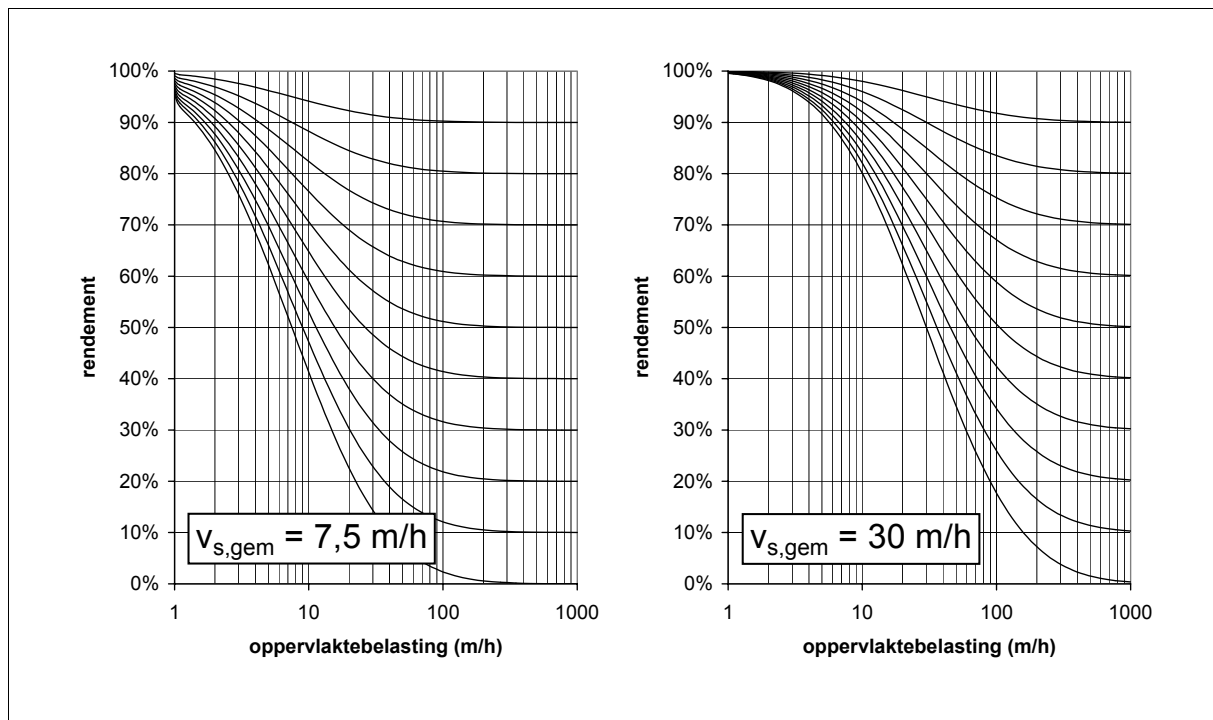
Figuur 165 : Genormaliseerd rendement in functie van de gemiddelde bezinkingsnelheid.

Figuur 165 geeft duidelijk aan dat voor werkelijke rioolsedimenten de te verwachten rendementen vrij beperkt zijn wanneer de oppervlaktebelasting groter wordt dan 100 m/h. Enkel in het geval van zwaardere sedimenten kan er een klein vuilscheidend rendement vastgesteld worden. Hier moet wel opgemerkt worden dat tijdens overstortgebeurtenissen de oppervlaktebelasting vaak kleinere waarden bereikt dan de ontwerpwaarde. Tijdens die meer frequente omstandigheden mag er, bij een goed ontworpen overstortconstructie, wel een zekere vuilscheiding verwacht worden.

Figuur 165 geeft ook aan dat voor bergbezinkingsbekkens, die ontworpen worden voor een oppervlaktebelasting van 5 tot 10 m/h wel een groot gedeelte van het bezinkbaar materiaal kan worden afgescheiden. Rendementen van ongeveer 70 % komen overeen met praktijkervaringen o.a. in Duitsland en Frankrijk.

In figuur 166 worden rendementscurven weergegeven in functie van de oppervlaktebelasting voor zowel licht als zwaar rioolsediment. De curven horen bij verhoudingen van doorvoerdebiet op instroomdebiet (q/Q) tussen 0 % en 100 % met een stap van 10 %.

Belangrijk is wel op te merken dat bij hogere debieten zwaardere sedimenten worden uitgeschuurd. Bijgevolg zullen bij het ontwerpdebiet, en dus ook bij de ontwerppoppervlaktebelasting, het eerder de zwaardere rioolsedimenten zijn die in beschouwing moeten worden genomen bij de bepaling van de overstortende vuilvracht.



Figuur 166 : Verwachte rendementen in functie van de oppervlaktebelasting (licht en zwaar sediment).

7.2.6 Dimensionering van randvoorzieningen

A. Algemeen

Uit de vorige paragraaf blijkt het grote belang van de oppervlaktebelasting op de vuilscheidende werking van een overstortconstructie. De meeste van de bestaande rendementsformules of dimensioneringsrichtlijnen zijn echter opgesteld vanuit het oogpunt van de individuele constructie, zonder vergelijking met andere oplossingen. De dimensioneringsregels zijn meestal gebaseerd op economische beschouwingen aangezien er vanuit ecologisch standpunt steeds geldt : hoe groter, hoe beter. Verschillende onderzoekers hebben andere inzichten in de economisch/ecologisch beste oplossing, zodanig dat de optimalisatie van de verschillende constructies vaak op verschillende criteria berust.

Daarom wordt nu uitgegaan van de oppervlaktebelasting als uitgangspunt van de dimensionering. Aangezien dezelfde waarde voor de oppervlaktebelasting aanleiding geeft tot nagenoeg dezelfde vuilscheiding, lijkt dit een aanvaardbare oplossing. In tabel 40 wordt aangegeven op welke manier een overstortconstructie kan gedimensioneerd worden.

Tabel 40 : Dimensionering van een overstortconstructie.

Ontwerpparameters		
Q_d		bepaling ontwerpdebiet
$A = \frac{Q_d}{k_\eta v_0} = \frac{A_0}{k_\eta}$		benodigde horizontale oppervlakte
hoge zijdelingse overstort	stroomverlammingsoverstort	omtrekswerveloverstort
$B_{\min} = 1,5 D$ $L = \frac{A}{B}$ $L_{o,\min} = 2 D$	$B = \sqrt{\frac{A}{L/B}}$ $B_{\min} = 2,5 D$ $L/B = 3$	$D_k = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}}$ $D_{k,\min} = 3 D$

met : L = (totale) lengte, D = inkomende diameter, A = benodigde horizontale oppervlakte, A₀ = ontwerppoppervlakte, v₀ = oppervlaktebelasting, L_o = lengte van de overlaat, B = breedte, D_k = diameter van de overstortkamer, k_η = geometrische coëfficiënt

De coëfficiënt k_η werd ingevoerd omdat voor bepaalde geometrische verhoudingen het rendement lager wordt (bijvoorbeeld korte zijdelingse overstortconstructies; omwille van groter aandeel dode zones, afwijking van propstroming) of juist omdat het rendement verhoogt, zoals bijvoorbeeld bij vrij compacte werveloverstorten. Bij dergelijke werveloverstorten werd immers vastgesteld dat de centrifugaalkrachten zorgt voor een gunstige invloed op het rendement. De grootte van deze coëfficiënt wordt bij elk type overstortconstructie aangegeven en is gebaseerd op de correctie van de mediaanwaarden. Hierdoor kan de berekening in twee stappen worden toegepast ter optimalisatie. Eerst wordt op basis van het ontwerpdebiet Q_d en de nodige oppervlaktebelasting v₀ de ontwerppoppervlakte A₀ berekend en de bijbehorende afmetingen van de verbeterde overstort worden gekozen. Daarna wordt de correctiecoëfficiënt k_η berekend en wordt de benodigde horizontale oppervlakte A berekend. Indien men wenst kan men de verhoudingen van de verschillende afmetingen dan wijzigen om een meer optimale structuur te bekomen (d.w.z. lagere k_η waarden).

B. Hoge zijdelingse overstort

Voor deze randvoorziening wordt een breedte gelijk aan 1,5 keer de inkomende diameter D als ontwerpwaarde vooropgesteld. Dit komt ongeveer overeen met [Ammerlaan et al., 1986]. Combinatie met de oppervlakte A levert vervolgens de totale lengte L van de overstortkamer op (stroomverlammings-, overstort- en bergingszone samen).

Het rendement van een hoge zijdelingse overstortkamer wordt beïnvloed door de lengte/breedte-verhouding van de kamer. Een meer langgerekt grondplan levert (bij dezelfde oppervlakte) een hoger rendement op. Een langere overstortzone L_o zorgt voor een kalmere stroming in de kamer en resulteert ook in een groter vuilscheidend rendement. De grootte van de stroomverlammingszone L_s speelt geen rol, zolang ze groter is dan tweemaal de breedte van de overstortkamer. Een kleinere waarde zorgt voor een daling van het rendement. Als absoluut minimum wordt een stroomverlammingszone van $2 D$ aanbevolen. De hoogte van de overlaat heeft geen significante invloed op de vuilscheidende werking van een hoge zijdelingse overstortkamer. Het kruinpeil van de overlaat moet wel gelijk met of hoger liggen dan het kruinpeil van de toevoerleiding.

Deze geometrische invloeden worden weerspiegeld in $k_{\eta,HZO}$, de coëfficiënt k_{η} (tabel 40) voor een hoge zijdelingse overstort :

$$k_{\eta,HZO} = k_{L/B} k_{L_o/B} k_{L_s/B} \quad (76)$$

De grootte van de verschillende invloedsfactoren wordt aangegeven in tabellen 41 en 42, respectievelijk voor een enkelzijdige en voor een dubbelzijdige overstortkamer. Een onderscheid tussen beide gevallen dient inderdaad gemaakt te worden aangezien de effectieve overstortlengte bij een dubbelzijdige overstortkamer dubbel zo groot is. Dit resulteert in gunstigere condities voor de vuilscheiding en bijgevolg in een hoger rendement.

Tabel 41 : Coëfficiënten $k_{L/B}$, $k_{L_o/B}$ en $k_{L_s/B}$ voor een enkelzijdige overstortkamer.

L / B	$k_{L/B}$	L_o/B	$k_{L_o/B}$	L_s/B	$k_{L_s/B}$
3	0,43	2	0,49	0	0,64
4	0,52	3	0,65	0,7	0,66
6	0,66	4	0,77	1	0,68
8	0,75	5	0,85	1,5	0,75
10	0,82	6	0,90	2	0,84
15	0,92	7	0,93	2,5	0,92
20	0,96	9	0,97	3	0,97
30	0,99	12	0,99	4	1,00

Tabel 42 : Coëfficiënten $k_{L/B}$, $k_{L_0/B}$ en $k_{L_s/B}$ voor een dubbelzijdige overstortkamer.

L / B	$k_{L/B}$	L_0/B	$k_{L_0/B}$	L_s/B	$k_{L_s/B}$
3	0,66	1	0,49	0	0,64
4	0,75	1,2	0,56	0,4	0,66
5	0,82	1,5	0,65	0,5	0,68
6	0,87	1,8	0,73	0,6	0,71
8	0,93	2,5	0,84	0,8	0,77
10	0,96	3	0,90	1	0,84
12	0,98	4	0,96	1,4	0,96
16	0,99	6	0,99	2	1,00

C. Stroomverlammingsoverstort

Hiervoor wordt uitgegaan van de optimale dimensies zoals weergegeven door Ammerlaan et al. [1986], waar wordt gesteld :

- $B_{\min} = 2,5 D$
- $L_{\min} = 7,5 D$

Dit komt neer op een L/B-verhouding van minimaal 3. Deze minimale waarden worden overgenomen.

Voor een stroomverlammingsoverstort zullen de hydraulische eisen zorgen voor een beperkte toepasbaarheid. Om de dikte van de overstortlaag te beperken tot 20 cm bij een terugkeerperiode van 2 jaar, zal de oppervlaktebelasting bij (middel)grote debieten moeten gelimiteerd worden. Deze beperking zorgt ervoor dat een stroomverlammingsoverstort niet praktisch toepasbaar is als verbeterde overstortconstructie, tenzij voor vrij kleine debieten, maar dat men evolueert naar een bergbezinkingsbekken (tenzij men bijvoorbeeld een verwijdende stroomverlammingsoverstort zou bouwen [Vaes et al., 1994c]).

Omwille van de geometrische gelijkenis tussen een stroomverlammingsoverstort en een bergbezinkbekken wordt voorgesteld om voor de coëfficiënt k_{η} dezelfde waarden te gebruiken voor deze beide types van randvoorzieningen (tabel 45 in paragraaf 7.3.1).

D. Omtrekswerveloverstort

De diameter van de overstortkamer D_k kan op eenvoudige manier bepaald worden uit de benodigde oppervlakte. Naast het bezinkingsrendement treedt er bij dit type van overstortkamers een bijkomende vuilscheiding op door de rotationele stroming. Dit effect zal groter zijn voor overstortkamers met een kleinere diameter. Als minimale waarde wordt $3 D$ vooropgesteld, o.a. omwille van constructieve eisen. Bij een omtrekswerveloverstort heeft ook de hoogte van de overlaat een merkbare invloed op de vuilscheidende werking.

De coëfficiënt $k_{\eta,OWO}$, dit is de coëfficiënt k_{η} (tabel 40) voor een omtrekswerveloverstort wordt gegeven door (h is de hoogte van de overlaat) :

$$k_{\eta,OWO} = k_{D_k/D} k_{h/D_k} \quad (77)$$

De grootte van de verschillende invloedsfactoren wordt in tabel 43 aangegeven. Voor de positie van de duikschotten wordt verwezen naar [Vaes et al., 1994c].

Tabel 43 : Coëfficiënten $k_{D_k/D}$ en k_{h/D_k}

D_k / D	$k_{D_k/D}$	h / D_k	k_{h/D_k}
3	2,87	0,33	0,70
3,2	2,51	0,4	0,76
3,4	2,18	0,5	0,83
3,6	1,89	0,6	0,88
3,8	1,65	0,7	0,92
4	1,46	0,8	0,94
4,5	1,17	1	0,97
5	1,05	1,2	0,99
6	1,00	1,5	1,00

7.2.7 Ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting

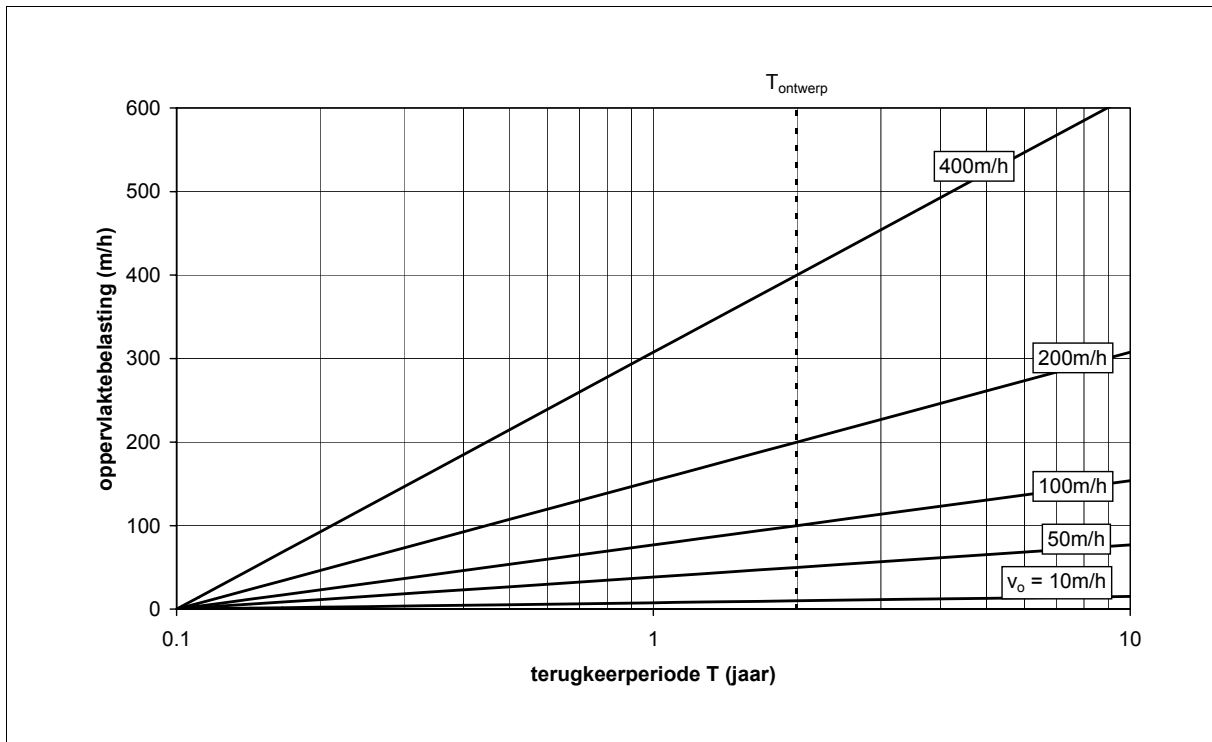
De waarde van de ontwerpoppervlaktebelasting $v_{0,d}$ is een arbitraire keuze, zowel wat de grootte als wat de terugkeerperiode betreft. Voor de terugkeerperiode kan 2 jaar worden vooropgesteld. Voor de bijbehorende ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting wordt er aanbevolen om deze te diversifiëren al naargelang de kwetsbaarheid van de ontvangende waterloop (zie paragraaf 6.3.2).

De meeste randvoorzieningen hebben bij het ontwerpdebiet ($T = 2$ jaar) een oppervlaktebelasting van ongeveer 200 tot 400 m/h. Wanneer de figuren 165 en 166 worden bekeken, zou men kunnen besluiten dat voor dergelijke waarden voor $v_{0,d}$ de exacte keuze slechts een kleine rol speelt, aangezien de vuilscheidende rendementen minimaal zijn. Anders wordt het echter wanneer de meer frequente buien worden bekeken. Deze resulteren in een kleiner debiet dat de overstortkamer binnenstroomt en bijgevolg in een lagere oppervlaktebelasting. Om het vuilscheidend rendement voor deze meer frequente buien te begroten, wordt uitgegaan van de verdeling voor de oppervlaktebelasting in figuur 167. Bij deze grafiek worden de volgende vereenvoudigde aannamen gemaakt :

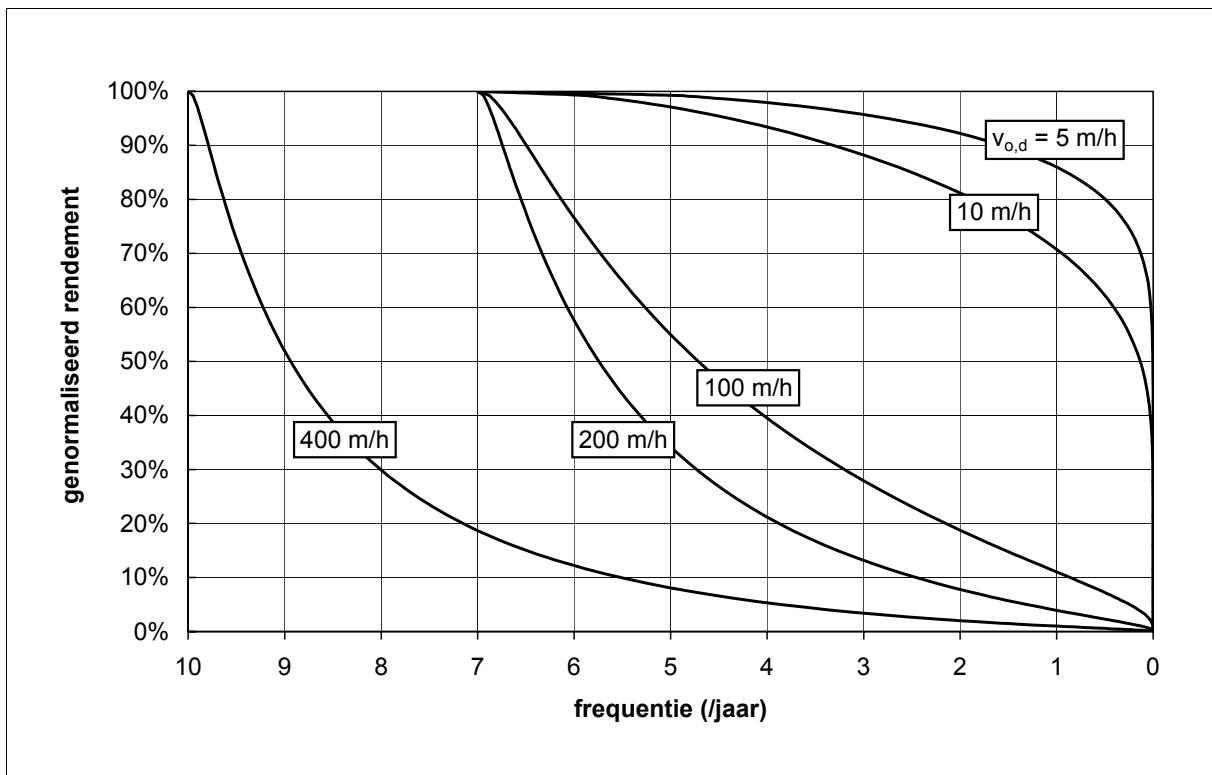
- voor een bui met een frequentie van 7 of 10 keer per jaar wordt de oppervlaktebelasting gelijk aan 0 (net geen overstorting)
- bij een bui met een terugkeerperiode van 2 jaar wordt de oppervlaktebelasting gelijk aan de ontwerpwaarde $v_{0,d}$
- door deze twee punten wordt vervolgens een logaritmisch verband verondersteld (zoals ook benaderend wordt teruggevonden voor neerslagintensiteiten; dit logaritmisch verband wordt bevestigd op basis van enkele lange termijn simulaties met het bakmodel Remuli [Vaes, 1999]).

Uit combinatie van de figuren 165 en 167 kan bepaald worden welk (genormaliseerd) vuilscheidend rendement kan gehaald in functie van de frequentie van de buien. De resultaten van deze analyse worden voorgesteld in figuur 168. Een bui met een frequentie van 7 of 10 keer per jaar resulteert net niet in een overstorting en levert een rendement van 100 % op. Voor de minder frequente buien neemt het rendement af en deze afname wordt bepaald door de keuze van de ontwerpoppervlaktebelasting. Voor zijdelingse overstortkamers komt een oppervlaktebelasting van ongeveer 400 m/h vrij goed overeen met een dikte van de overstortlaag van 20 cm, hetgeen vaak als dimensioneringsregel wordt gebruikt. Deze waarde lijkt aangewezen om als minimale eis op te leggen, een soort basis-ontwerp voor de minst kwetsbare waterlopen, waar de dimensionering van de overstortkamer voornamelijk gebeurt uit het oogpunt van een hydraulisch optimale werking. Voor de meer kwetsbare waterlopen worden bijkomende eisen opgelegd aan de kwaliteit van het overstortwater, hetgeen resulteert in kleinere waarden voor de ontwerpoppervlaktebelasting (zie paragraaf 6.3.2), m.a.w. in grotere overstortkamers.

Overeenkomstig tabel 40 dient opgemerkt te worden dat de oppervlakte van de overstortkamer (veel) groter kan zijn dan het ontwerpdebiet gedeeld door de ontwerpoppervlaktebelasting, zoals theoretisch verwacht omdat er een aantal correctiecoëfficiënten k_η in rekening dienen te worden gebracht. Dit komt doordat de stroming niet altijd ideaal is. Men zou hiervan ook kunnen zeggen dat men een lagere werkelijke ontwerpoppervlaktebelasting ($v_{0,w} = k_\eta \times v_{0,d}$) moet hanteren dan de voorgeschreven ontwerpoppervlaktebelasting $v_{0,d}$ om deze niet-ideale stromingseffecten te compenseren.



Figuur 167 : Terugkeerperiodes voor de oppervlaktebelasting als functie van $v_{o,d}$



Figuur 168 : Genormaliseerde rendementen voor de meer frequente buien.

7.2.8 Roosters, filters, zeven

In Groot-Brittannië zoekt men voor overstortconstructies al geruime tijd zijn toevlucht bij allerlei 'screening' methoden : zeven/roosters/filters worden gebruikt om de zogenaamde esthetische vervuiling (dit is grof vuil) te verwijderen uit het overstortwater. Dit heeft zijn gevolgen voor het ontwerp voor overstortkamers. De meest recente aanbevelingen voor het ontwerp van zijdelingse overstortkamers geven aanleiding tot kleinere overstortkamers [Saul, 2002]. Dit komt doordat men de overstortkamers niet langer ontwerpt vanuit bezinkingsoogpunt, maar eerder met een optimale werking van de zeef.

Een uitgebreid gamma aan schermen/zeven werd en wordt nog steeds onderworpen aan fysische proeven [Saul, 2002]. Een groot probleem wordt gevormd door verstopping van de openingen, die variëren van 4 tot 6 mm. Deze verstopping tracht men te verhelpen, ofwel door mechanische reinigingssystemen te voorzien, ofwel door het systeem zelfreinigend te ontwerpen. Vaststellingen op het terrein geven echter aan dat tijdens de meeste overstortgebeurtenissen de schermen binnen de kortste keren verstopt raken, de noodoverlaat in werking treedt en de overstortconstructie dus buiten dienst wordt gesteld.

Voor de Vlaamse toestand werd altijd aangenomen dat hier minder problemen zijn wat betreft drijvend en/of grof vuil, omdat de bevolking minder de neiging heeft om deze materialen door te spoelen door de toiletten. Dit kan voor een deel zo zijn en dient het streefdoel te zijn (o.a. via sensibilisering). Het is echter ook zo dat vele woningen zijn uitgerust met een bezinkingsput, die het grootste deel van dit drijvend materiaal (mocht het dan al doorgespoeld worden) zal tegenhouden. Bijgevolg, wanneer men er in de toekomst aan denkt om deze bezinkingsputten niet meer te gebruiken, zou het kunnen dat op bepaalde overstortlocaties wel problemen met drijvend vuil opduiken. Op die plaatsen kan het nuttig zijn om na te gaan of de plaatsing van een rooster of scherm kan helpen het probleem op te lossen.

7.3 Overstortbekkens

7.3.1 Bekkens opwaarts van de overstort

A. Soorten bekkens

Indien de overstortfrequentie voor een overstort te groot is, wordt er in bepaalde gevallen een bergbezinkingsbekken opgelegd. In principe zijn verschillende soorten buffering opwaarts van de overstort mogelijk om de overstortfrequentie en de bijbehorende impact te verminderen [Vaes et al., 1994c]. Ten eerste zou men een eenvoudig bergingsbekken kunnen bouwen, waarin het eerst toestromende water (de zogenaamde ‘first flush’ of het ‘spoeleffect’) wordt opgevangen. Wanneer het bekken vol is, stort het dan nog toestromende water over. Een tweede mogelijkheid is een doorstroombekken. In dit geval stroomt al het toekomstige water doorheen het bekken, eens het bekken vol is en zal het water dat door het bekken gepasseerd is overstorten. In dit geval kan men naast het bergingseffect ook gebruik maken van een bezinkingseffect in het bekken. Wanneer men over bergbezinkingsbekkens spreekt, bedoelt men meestal dit soort doorstroombekkens. Een derde mogelijkheid is de combinatie van de twee bovenstaande bekkens, waarbij een eerste gedeelte van het bekken als bergingsbekken wordt gebouwd en een tweede deel als doorstroombekken. Dit wordt een combinatiebekken genoemd en is strikt genomen ook een bergbezinkingsbekken. Een bergingsbekken zal enkel in uitzonderlijke omstandigheden met een belangrijk spoeleffect een betere oplossing bieden dan een bergbezinkingsbekken.

B. Dimensionering bergbezinkingsbekkens

Stationair

Analoog aan de dimensionering van een bezinkingsbekken in een RWZI gebeurt de dimensionering van een bergbezinkingsbekken in de praktijk voor een stationaire toestand. Men kiest een ontwerpdebiet (bij de ontwerpsterugkeerperiode, zie paragraaf 5.2.2) en veronderstelt een ideale, 2-dimensionale stroming (propstroming). Daarnaast kiest men de belangrijkste ontwerpparameters: oppervlaktebelasting, verblijftijd en lengte/breedte-verhouding (tabel 44). De oppervlaktebelasting is de belangrijkste parameter en wordt gedefinieerd als het debiet gedeeld over de horizontale oppervlakte. Bij een ideale stroming zal een deeltje met een valsnelheid gelijk aan de oppervlaktebelasting nog net kunnen bezinken in het bekken. Door de aanwezigheid van dode zones en kortsluitstromingen, zullen ook deeltjes met een valsnelheid groter dan de oppervlaktebelasting toch nog kunnen overstorten; de effectieve oppervlaktebelasting is voor een optimaal gedimensioneerd bekken grosso modo 10 tot 15 % groter (nuttige oppervlakte is kleiner) dan de theoretische oppervlaktebelasting [Vaes, 1993; Vaes et al., 1994c]. Door gebruik te maken van de correctiecoëfficiënten k_{η} (zie paragraaf 7.2.6, tabel 40) kan deze invloed worden ingeschat in functie van de geometrische parameters. Hiertoe kunnen de coëfficiënten k_{η} uit tabel 45 worden gebruikt.

Door turbulentie treedt er ook een spreiding (diffusie) op op de deeltjes met een bepaalde valsnelheid die nog net in het bekken kunnen bezinken [Vaes, 1993; Vaes et al., 1994c]. Dit betekent dat een gedeelte van de lichtere deeltjes toch nog kan bezinken en een gedeelte van de zwaardere deeltjes toch nog zal overstorten.

Tabel 44 : De ontwerpparameters voor bergbezinkingsbekkens en de bepaling van de dimensies hieruit [Vaes et al., 1994c].

ontwerpparameters	
Q $\beta = \frac{L}{B}$ $T = \frac{V}{Q}$ $v_0 = \frac{Q}{B L}$ k_η	<p>debiet</p> <p>lengte/breedte-verhouding</p> <p>verblijftijd</p> <p>oppervlaktebelasting</p> <p>geometrische factor (zie tabel 45)</p>
dimensies	
$L = \sqrt{\frac{Q \beta}{v_0 k_\eta}}$ $B = \sqrt{\frac{Q}{\beta v_0 k_\eta}}$ $H = v_0 T k_\eta$	<p>lengte</p> <p>breedte</p> <p>(gemiddelde) hoogte</p>

Tabel 45 : Coëfficiënten $k_{L/H}$ en $k_{L/B}$ voor een bergbezinkingsbekken en een stroomverlammingsoverstort.

L/H	$k_{L/H}$	L/B	$k_{L/B}$
5,0	0,61	3	0,73
6,7	0,72	3,5	0,79
10,0	0,84	4	0,83
10,5	0,86	4,5	0,86
11,1	0,87	5	0,89
11,8	0,88	5,5	0,91
12,5	0,89	6	0,93
13,3	0,90	6,5	0,94
14,3	0,91	7	0,95
15,4	0,92	7,5	0,96
16,7	0,93	8	0,97
18,2	0,93	8,5	0,98
20,0	0,94	9	0,98
22,2	0,94	9,5	0,98
25,0	0,95	10	0,99

De dimensioneringsmethode is gebaseerd op Koot [1981] en bijgewerkt door Vaes et al. [1994c]. Voor de oppervlaktebelasting kiest men vaak een ontwerpwaarde van 5 m/h. Dit is een ervaringsgegeven. Een meer nauwkeurige bepaling van de ontwerpwaarde voor de oppervlaktebelasting heeft slechts zin wanneer men over metingen beschikt waaruit de verdeling van de valsnelheid en hierbij behorende vuilvrachten kunnen worden afgeleid. Voor de verblijftijd van de deeltjes neemt men vaak 20 tot 30 minuten. De verblijftijd bepaalt in hoofdzaak het bergingseffect. Vaak wordt het volume van het bergbezinkingsbekken (en daardoor ook de verblijftijd) echter bepaald op basis van de reductie van de overstortfrequentie en/of -volumes. Voor de lengte/breedte-verhouding neemt men een minimale waarde van 4. De lengte/breedte-verhouding bepaalt in hoofdzaak de grootte van de dode zones en dus de afwijking tussen de theoretische en de werkelijke oppervlaktebelasting. Tenslotte dienen nog een aantal controleparameters binnen bepaalde grenzen te worden gekozen (tabel 46).

Tabel 46 : Controleparameters voor bergbezinkingsbekkens [Vaes et al., 1994c].

$Re = \frac{v R}{\nu}$ $R = \frac{B H}{2H + B}$	<p>Reynoldsgetal</p> <p>hydraulische straal voor een rechthoekig bekken</p>	<p>richtwaarde tussen 10^4 en $2 \cdot 10^4$ maximaal $3 \cdot 10^4$</p>
$Fr = \frac{v}{\sqrt{g H}}$	<p>Froudegetal</p>	<p>Fr^2 groter dan 10^{-5}</p>
$\frac{H}{L}$	<p>hoogte/lengte-verhouding</p>	<p>richtwaarde tussen 1/10 en 1/30</p>
<p>H</p>	<p>hoogte</p>	<p>richtwaarde tussen 1,5 en 3 m</p>
$v_h = \frac{Q}{B H}$	<p>horizontale snelheid</p>	<p>kleiner dan de uitschuursnelheid v_s [Vaes, 1993]</p>

Niet-stationair

Een bergbezinkingsbekken bevindt zich echter niet vaak in een stationaire toestand. Bij het begin van bui zal het bekken vaak leeg zijn. Gedurende de vulling zal de stroming heel wat turbulenter zijn en er kan tijdens de vulling zelfs een golffront op en neer bewegen tussen de begin- en eindoverlaat [Vaes, 1993, Vaes et al., 1994c]. Dit golffront leidt tot vortices met een verticale as die zeer traag uitdempen. Een woelige stroming in het bekken heeft een negatief effect op het bezinkingsrendement. Om de vulling zo rustig mogelijk te laten verlopen, dient de bodem van het bergbezinkingsbekken in tegenhelling te worden aangelegd [Vaes, 1993]. Hierdoor ontstaat er vooraan in het bekken een woelkom waarin een groot deel van de energie wordt gedissipeerd. Hoe rustiger de vulling gebeurt, hoe sneller een stationaire toestand wordt bereikt eens het bekken gevuld is en ook hoe dichter het bezinkingsrendement dit van een stationaire toestand zal benaderen.

3-dimensionale effecten

Bij de dimensionering van een bergbezinkingsbekken wordt ook verondersteld dat de stroming uniform en gelijkmatig over de breedte gebeurt en er zich geen dwarsstromingen voordoen. In werkelijkheid zal dit niet het geval zijn. 3-dimensionale effecten hebben een negatieve invloed op het bezinkingsrendement en dienen dus tot een minimum te worden beperkt. Door het aanleggen van een bodem in tegenhelling wordt vermeden dat er tijdens de vulling grote vortices ontstaan rond een verticale as [Vaes, 1993; Vaes et al., 1994c]. Daarnaast heeft vooral de plaatsing van de toevoerleiding een invloed op de 3-dimensionale stromingseffecten, omdat dit de gelijkmatige instroming nadelig kan beïnvloeden [Kluck, 1997]. Een grote lengte/breedte-verhouding of het plaatsen van langschotten kan een meer uniforme stroming bevorderen.

Uitrusting

Aangezien een bergbezinkingsbekken vaak gevuld en geledigd wordt en er specifiek naar een zo groot mogelijke bezinking wordt gestreefd, vergt dit specifieke reinigingsvoorzieningen [Vaes et al., 1994c]. Dwarshellingen en goten kunnen voor een minimale achtergebleven hoeveelheid vuil zorgen bij het ledigen van het bekken. Zelfreinigende bekkens bestaan echter niet. Het is daarom aangewezen om van bij de bouw spoelvoorzieningen te voorzien. Mogelijkheden hiervoor zijn onder andere spoelbakken of spoelkleppen achteraan het bekken of jet-pompen in het bekken (spoelpompen blijken minder positieve ervaringen op te leveren). Na het ledigen van het bekken moet het gereinigd worden om heropwoeling tijdens een volgend gebruik te verhinderen en om consolidatie van het bezonken slib tegen te gaan.

Om het bezinkingseffect te verbeteren en de stroming gelijkmatiger te laten verlopen, kan men lamellen in het bekken ophangen [Vaes et al., 1994c].

C. Modelling

Om na te gaan hoe deze eenvoudige dimensioneringsmethode geoptimaliseerd kan worden, werd de laatste jaren heel wat onderzoek verricht over bergbezinkingsbekkens, gaande van fysische modellen en metingen in situ tot numerieke modellen.

Numerieke stromingsmodellen

Door de snelle vooruitgang in computertechnologie, lijkt het gebruik van zeer gedetailleerde stromingsmodellen voor de stroming in een bergbezinkingsbekken voor de hand te liggen. Numerieke stromingsdynamica, beter bekend onder de Engelse afkorting CFD (Computational Fluid Dynamics), is dan ook een recente technologie die tot nieuwe mogelijkheden leidt bij het bestuderen van het functioneren van bergbezinkingsbekkens. Bij dit soort modellen wordt een bergbezinkingsbekken opgedeeld in een groot aantal elementjes, waarvoor de differentiaalvergelijkingen die de stroming beschrijven numeriek worden opgelost. Het grote voordeel van dit soort modellen is dat men op ieder moment in elk elementje alle betrokken grootheden kan bepalen, zoals snelheden, stromingsrichting, enz... Hierdoor kan men berekeningen maken, waarvoor men in een fysisch model vele maanden proefnemingen voor nodig zou hebben en/of waarvoor men dure uitrusting nodig heeft. Het nadeel blijft dat er heel wat randvoorwaarden zijn die in het numeriek model moeten worden ingegeven. Hiertoe blijft een kalibratie en verificatie van het numeriek model nodig. Bovendien is de modellering van de interactie tussen lucht en water bij de CFD-berekeningen niet eenvoudig. Hierdoor kan er slechts mits zeer grote rekentijden en met een beperkte nauwkeurigheid een variërend waterpeil worden gesimuleerd. Toch kunnen CFD-berekeningen ons heel wat extra informatie opleveren over 3-dimensionale stromingen, niet-stationaire effecten, optimalisatie van het bekken, enz... [Kluck, 1997; De Cock et al., 1998; Berlamont et al., 1998].

Fysisch model

Zelfs in het computertijdperk van vandaag is een fysisch model vaak nog onmisbaar. Niet enkel zijn resultaten van een fysisch model nodig om een numeriek model te kalibreren, ook is een fysisch model vaak het snelste en eenvoudigste instrument om tot resultaat te komen. Om het rendement van bergbezinkingsbekkens te bepalen onder stationaire stroming, kan men eenvoudige bezinkingsproeven uitvoeren, waarbij men modelsedimenten inbrengt in de toevoer en de fracties meet die respectievelijk overstorten en bezinken. Door de parameters van de toevoer en het model te variëren, kan men zo het rendement berekenen voor een brede variatie aan bergbezinkingsbekkens. Analoge bezinkingsproeven kunnen ook uitgevoerd worden tijdens de vullingsfase.

Op basis van de experimenten die werden uitgevoerd aan het Laboratorium voor Hydraulica van de K.U.Leuven werd de onderstaande formule opgesteld voor het bezinkingsrendement η voor stationaire stroming [Berlamont et al., 1998] :

$$\eta = \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{v_s}{v_0}\right)^{1.3}\right) \right] \cdot \exp\left[-\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{H}{L}\right)^{2.5} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}} \cdot \frac{1}{Fr} \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^{1.8}\right] \quad (78)$$

In deze vergelijking is : v_s de bezinkingsnelheid in stilstaand water

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} = \frac{\rho v^2}{(\rho_s - \rho) g d} \quad \begin{array}{l} \text{de verhouding van de schuifspanning } \tau \text{ tot} \\ \text{de kritische schuifspanning } \tau_{cr} \text{ [Berlamont,} \\ \text{1981; Vaes, 1993]} \end{array}$$

Uit deze experimentele relatie blijkt dat vooral de oppervlaktebelasting de bepalende factor is, maar dat het rendement naar beneden gaat indien andere parameters buiten bepaalde grenzen gaan (zie ook tabel 46).

Flocculatie en coagulatie

In de waterzuiveringssector wordt het zuiveringsrendement in bezinkingsbekkens vaak opgedreven door flocculanten en coagulanten toe te voegen. Men kan zich dan afvragen of dit ook voor bergbezinkingsbekkens nuttig kan zijn. Om dit na te gaan werd in het CFD-pakket Phoenix (CHAM, Groot-Brittannië) een module toegevoegd die dit coagulatie- en flocculatiegedrag kan modelleren [De Cock et al., 1999; Berlamont et al., 1998]. Uit de simulatieresultaten blijkt dat flocculatie in bergbezinkingsbekkens slechts een minimaal bijkomend rendement geeft. Voor een bergbezinkingsbekken met een oorspronkelijk rendement (zonder flocculatie) van bijvoorbeeld 80 %, kan dit met enkele percenten stijgen. Een stijging van het globale rendement met 2 %, geeft in dit geval echter wel een daling van 10 % van de vuiluitwerp. De kosten zijn echter hoog en de implementatie en sturing vergen heel wat inspanning. Het toepassen van flocculatie in bergbezinkingsbekkens zal dan ook enkel in specifieke gevallen een haalbare kaart zijn.

Continue simulaties

Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het bezinkingsrendement van een bergbezinkingsbekken vooral gevoelig is voor de toevoer (kwantitatief en kwalitatief) in het bekken. Bovendien blijkt uit ervarings- en modelleringsgegevens dat in de praktijk 3/4 van het totale rendement van een bergbezinkingsbekken veroorzaakt wordt door berging en slechts 1/4 door bezinking [Veldkamp, 1992]. Dit alles wijst erop dat het zeer belangrijk is om de toevoer naar het bekken goed te kwantificeren. Bovendien duidt dit op de noodzaak om het rendement van een bergbezinkingsbekken statistisch en op lange termijn te evalueren. Hiertoe zijn continue lange termijn simulaties onontbeerlijk.

De kwantitatieve schatting van de toevoer is geen probleem. Zelfs met zeer eenvoudige conceptuele modellen ('bakmodellen') kan men zeer goede resultaten bekomen, indien men een fysisch gebaseerde kalibratie doorvoert (zie paragraaf 6.2.2). De schatting van de waterkwaliteitsparameters is heel wat moeilijker. De huidige modelleringssoftware is niet in staat om goede waterkwaliteitsvoorspellingen te maken (zie ook paragraaf 6.1). Bovendien ontbreken voor dit soort modellen meestal de nodige invoergegevens.

Toch kan men met simpele waterkwaliteitsrelaties enig resultaat boeken, indien men over metingen beschikt. Hiertoe werd een conceptueel model opgesteld voor de stroming doorheen een bergbezinkingsbekken, het 'Tresidence'-model genoemd [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998; Vaes et al., 1999c]. In dit model wordt propstroming verondersteld, maar wordt er ook rekening gehouden met diffusie en dode zones. Bovendien wordt ook de vulling van het bekken en de bezinking tijdens de vulling beschouwd. Uit de verificatie van het model (met metingen en met CFD) blijkt dat het gebruiken van een formule voor het bezinkingsrendement voor stationaire stroming in combinatie met een variabele toevoer (en dus variabele parameters in de rendementsformule) tot goede resultaten leidt [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998; Vaes et al., 1999c]. Er wordt dus ogenblikkelijk een stationaire stroming verondersteld.

Het is belangrijk om een goede schatting van de toevoer naar het bekken te maken. Op basis van de metingen in het bergbezinkingsbekken van Amersfoort (Nederland, [Ten Hove & Wensveen, 1987]) werd een eenvoudige lineaire relatie aangenomen tussen valsnelheid van de vuilvracht in de toevoer en piekdebieten [De Cock & De Cock, 1997; Berlamont et al., 1998, Vaes et al., 1999c]. Verder werden ook relaties gelegd met andere vuilvrachtparameters zoals COD, via pollutantfracties ('potency factors' of 'pollutant partitioning coefficients'). De vuiluitwerp per overstortgebeurtenis kan door deze ruwe aannamen voor de toevoer worden geschat met een fout van 25 tot 50 %, wat een totaal rendement oplevert met een fout van 5 tot 10 % [Berlamont et al., 1998].

In de toekomst kan deze voorspelling van het rendement van bergbezinkingsbekkens nog verbeteren als dit soort conceptuele modellen voor bergbezinkingsbekkens aan betere vuiltransportmodellen voor rioleringen wordt gekoppeld.

Besluit

Bij het ontwerp van bergbezinkingsbekkens kunnen we twee fasen onderscheiden : een dimensioneringsfase en een impactberekening. Voor de dimensioneringsfase volstaan de tot nu toe gebruikte ervaringsgegevens en basisregels. Men kan hierop gebaseerd een basisontwerp maken en de lay-out optimaliseren. Daarna kan men met een continue lange termijn simulatie de impact van het bekken nagaan op de overstortparameters. Indien het effect op lange termijn niet voldoet aan de gestelde eisen, kan men het ontwerp terug bijsturen en weer hersimuleren. In de praktijk heeft de tweede fase meestal enkel zin in het kader van een integrale immissiebenadering (zie paragraaf 6.1). De beperkingen liggen niet zozeer bij de beoordeling van het rendement van het bergbezinkingsbekken zelf, maar bij de rioleringsmodellen die de toevoer naar het bergbezinkingsbekken moeten aanleveren.

7.3.2 Bekkens afwaarts van de overstort

Bufferbekkens **afwaarts** van de overstort kunnen nodig zijn om de piekbelasting op het oppervlaktewater te reduceren. Daarnaast kunnen ze ook een bijkomende zuivering beogen. Bergingsbekkens **opwaarts** van de overstort kunnen deze functies slechts in zeer beperkte mate vervullen, doordat ze de piekafvoer kunnen bergen, maar eens het bekken vol is, zal het instromend debiet gelijk zijn aan het uitstromend debiet. Deze twee types van bekkens (op- versus afwaarts van de overstort) hebben dus tegenstrijdige functies die moeilijk te combineren vallen.

Een bufferbekken afwaarts van de overstort of van een regenwaterriool heeft net als voor een bufferbekken als bronmaatregel een minimale doorvoer nodig. De keuze van deze minimale doorvoer gebeurt zoals beschreven in paragraaf 2.3, waarbij dus ook geldt dat deze niet te klein mag worden gekozen om de buffering optimaal te benutten. De doorvoer moet zo constant mogelijk worden gerealiseerd in functie van het buffervolume. Verder dient rekening te worden gehouden met de afvlakking door de stroming doorheen het rioleringsstelsel via de concentratietijd (zie paragraaf 2.3) om de optimale doorvoercapaciteit te bepalen.

Voor de dimensionering (bepalen van het nodige buffervolume) van bufferbekkens afwaarts van de overstort, kunnen de dimensioneringsregels uit paragraaf 2.3 niet zonder meer worden toegepast. Het opwaartse gemengde rioleringsstelsel gedraagt zich immers meestal sterk niet-lineair (eenzelfde redenering geldt voor de regenwaterafvoer via bijvoorbeeld verbeterd gescheiden riolen of grachten). Indien men over een hydrodynamisch model beschikt van het betreffende rioolstelsel, is het bufferbekken eenvoudigweg mee te nemen in de hydrodynamische berekening. Men dient dan voor het geheel van rioolstelsel en bufferbekken een simulatie uit te voeren met de composietbui met een terugkeerperiode die men wenst te hanteren voor de overloop van het bekken. Voor deze simulatie mag de overloop van het bufferbekken net niet in werking treden. Op deze manier kan men iteratief het nodige buffervolume bepalen. Indien men niet over een hydrodynamisch model beschikt, kan men toch de buffervolumes uit paragraaf 2.3 hanteren als een eerste orde benadering, op voorwaarde dat rekening wordt gehouden met de afvlakking door de stroming doorheen het rioleringsstelsel via de concentratietijd (zie paragraaf 2.3). Dit zal in het algemeen tot een bovengrens voor het buffervolume leiden.

Een combinatie van benodigde buffering op- en afwaarts van de overstort kan enkel indien het emissie criterium (dit is de overstortfrequentie) voor de overstort wordt gerelaxeerd. In dat geval zou de buffering volledig in een afwaarts bufferbekken kunnen worden ingebouwd. Dit afwaarts bufferbekken zal dan frequenter een vuilvracht (met regenwater verdund afvalwater met een minimale verdunning tot 6 DWA₁₄) lozen, maar met een veel kleiner debiet als een gewone overstort (afgevlakt omwille van de buffering). Dit bufferbekken zal dan ook een bezinkingsfunctie en eventueel een zuiveringsfunctie vervullen, waartoe dan ook de nodige onderhoudsvoorzieningen moeten worden getroffen. Dit soort combinatie kan zinvol zijn in een overgangssituatie waarbij het effect van een tijdelijk te frequent lozende overstort kan worden opgevangen, bijvoorbeeld in afwachting van afkoppelingsprojecten opwaarts in het rioleringsstelsel. Op die manier moet de duurdere opwaartse buffering in bergbezinkingsbekkens of verbeterde overstorten niet voor een tijdelijke of niet-economische situatie worden uitgebouwd. Deze oplossing is enkel aan te raden voor waterlopen die niet geklasseerd zijn in één van de drie ecologische kwetsbaarheidsklassen (zie paragraaf 6.3.2).