



## Het modelleren van deeltjes in het leidingnet

Inzoomen op vervuiling van een deel van het net  
van Purmerend

**BTO 2011.047**  
**November 2011**

## Het modelleren van deeltjes in het leidingnet

Inzoomen op vervuiling van een deel van het net van Purmerend

**BTO 2011.047**  
**November 2011**

© 2011 KWR

Alle rechten voorbehouden.

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand, of openbaar gemaakt, in enige vorm of op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, door fotokopieën, opnamen, of enig andere manier, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.



# Colofon

**Titel**

Het modelleren van deeltjes in het leidingnet

**Opdrachtnummer**

B111694

**Onderzoeksprogramma(`s)**

Waterdistributie

**Projectmanager**

P.G.G. Slaats

**Opdrachtgever**

CvO

**Kwaliteitsborger(s)**

J.H.G. Vreeburg

**Auteur(s)**

E.J.M. Blokker, P.G. Schaap (PWN)

**Verzonden aan**

Dit rapport is verspreid onder BTO-participanten en is openbaar



# Samenvatting

Waterbedrijven willen weten waar en hoe snel het leidingnet vervuult, om tijdig te kunnen spuien en zo bruinwaterklachten te voorkomen. De hydraulische omstandigheden in het leidingnet beïnvloeden de snelheid en plaats waar deeltjes zich ophopen. Hoe precies is nog niet helemaal duidelijk. Metingen in het leidingnet van Purmerend laten zien dat de huidige eenvoudige modellen niet voldoen, omdat alleen gravitationele bezinking goed is meegenomen en niet de turbulente processen en bed load transport. De uitkomsten geven richting aan het benodigde onderzoek, zowel theoretisch en modelmatig als ook aan verdere metingen in het leidingnet.

## **Belang: voorspellen waar en hoe snel een leidingnet bruinwaterklachten kan verwachten**

Bruinwaterklachten worden veroorzaakt door het opwerpen van opgehoopte deeltjes. Om bruinwaterklachten te voorkomen, kunnen waterbedrijven de deeltjeslast af pompstation beperken, zelfreinigende leidingnetten aanleggen of tijdig spuien. In bestaande leidingnetten, moet worden vertrouwd op de derde methode. Om te bepalen wanneer gespuid moet worden gebruiken waterbedrijven bruinwaterklachten als indicatie en de opwervelingspotentiemethode (OPM) als meting om het risico op bruinwater te bepalen. De OPM wordt op een aantal plaatsen in het leidingnet uitgevoerd, om op basis daarvan een uitspraak te doen over een veel groter deel van het leidingnet. Hoewel de OPM een goede methode is om een beeld te krijgen van de vervuiling van een leiding, is nog onduidelijk in hoeverre de situatie in deze leiding representatief is voor de vervuiling in het omringende leidingnet. Daarom is er interesse in een model van de vervuilingssnelheid van leidingen.

## **Aanpak: combineer gedetailleerde netwerkmodellen en metingen van een echt leidingnet**

De zoektocht naar een vervuilingsmodel wordt onder meer gevoed door metingen in een echt leidingnet; in dit onderzoek een deel van het leidingnet van Purmerend. De metingen bestonden uit OPM-metingen, het meten van de troebelheid tijdens spuien en de fysisch-chemische analyse van spui- en OPM-monsters. Tijdens de metingen is een deel van het leidingnet aangepast waardoor plaatselijk hogere snelheden optraden en de doorstroming verbeterde. De metingen vergroten het inzicht in hoe snel een leidingnet vervuult en welk deel van het leidingnet meer vervuult dan andere delen. Door de resultaten te combineren met (hydraulische) modellen, ontstaat inzicht in de omstandigheden waaronder een leidingnet vervuult.

Dit rapport vat de onderzoeken in Purmerend samen; eerdere publicaties zijn in dit rapport bij elkaar gebracht. Alle deelonderzoeken en publicaties zijn in een samenhangend geheel gerapporteerd waardoor meer conclusies getrokken kunnen worden.

## **Resultaten: aanknopingspunten voor verbetering en toepassing van modellen**

De twee wijken waarin de metingen zijn uitgevoerd hebben vergelijkbare leidingnetkarakteristieken. Echter, de ene wijk vervuult twee maal zo snel als de andere wijk. Hieruit blijkt dat in een onderzoek een leidingnet niet zomaar kan worden gebruikt als een referentienet voor een ander leidingnet. Uit de metingen bleek dat een leidingnet wel een goede referentie is voor zichzelf; de vervuiling van het leidingnet is reproduceerbaar.

Het onderzoek heeft laten zien dat een distributienet zelfreinigend kan zijn wanneer de dagelijkse maximale snelheid boven de 0,2 tot 0,25 m/s komt, en dat bestaande leidingnetten minder snel vervuilen door ze beter doorstromend te maken met behulp van het dichtzetten van afsluiters.

In leidingen waar de stroomsnelheid laag is, kunnen deeltjes zich ophopen, maar de leiding kan ook schoon blijven. De stroomsnelheid is dus niet de enige verklarende factor. Het vervuilingsvoorspellingsmodel WQDMTB moet worden verbeterd met extra factoren zoals bed load transport en turbulente processen.

Uit het onderzoek is gebleken dat met een gedetailleerd leidingnetmodel (één-op-één-model) met gedetailleerde verbruikspatronen (SIMDEUM-patronen) goed onderzoek mogelijk is naar de invloed van

de hydraulische omstandigheden op de waterkwaliteit in het leidingnet. Een hydraulische berekening waarmee ook 2<sup>e</sup> orde-effecten worden meegenomen (WANDA) bleek geen meerwaarde te geven voor het waterkwaliteitsonderzoek.

**Implementatie: basis voor vervolgonderzoek**

Het onderzoek geeft richting aan vervolgonderzoek, bijvoorbeeld op het gebied van metingen in het leidingnet en in een labopstelling, de verdere ontwikkeling van een vervuilingsvoorspellingsmodel en de randvoorwaarden aan het onderliggende hydraulische model. Een toepassing van een vervuilingsvoorspellingsmodel is het selecteren van representatieve OPM-locaties om te bepalen of een netwerk gespuid moet worden.

Het onderzoek in Purmerend laat zien dat door meer te doen dan nodig is voor de eigen bedrijfsvoering, dit op de lange termijn veel oplevert. Dat geldt voor heel veel onderzoek dat waterbedrijven doen, en daarmee kan de implementatie van onderzoek erg gebaat zijn. Een proefgebied waarin veel metingen gedaan worden en waarvan veel historie bekend is, heeft een toegevoegde waarde voor het onderzoek.

# Inhoud

<b>Samenvatting</b>	<b>1</b>
<b>Inhoud</b>	<b>3</b>
<b>1 Inleiding</b>	<b>5</b>
<b>2 Onderzoeksgebied en methoden</b>	<b>7</b>
2.1 Inleiding	7
2.2 Het onderzoeksgebied	7
2.2.1 Inleiding	7
2.2.2 Hydraulische omstandigheden	9
2.3 Meetschema	10
2.4 Meetmethodes	11
2.4.1 Meten van vervuiling met OPM	11
2.4.2 Spuien en meten van vervuiling	11
2.5 Modelleren van snelheidsprofiel in het leidingnet	12
2.5.1 Standaard model	12
2.5.2 Standaard model plus SIMDEUM-patronen	12
2.5.3 Dynamisch (WANDA) model plus SIMDEUM-patronen	12
2.6 Modelleren van vervuiling in het leidingnet	13
2.7 Publicaties	14
<b>3 Resultaten van metingen in het leidingnet</b>	<b>15</b>
3.1 Snelheid van vervuiling	15
3.2 Locatie van vervuiling	16
3.3 Relatie troebelheid en massa	18
<b>4 Analyse van hydraulische modellen met betrekking tot waterkwaliteit</b>	<b>21</b>
4.1 Quasi-dynamisch model met standaard patronen versus quasi-dynamisch model met SIMDEUM-patronen	21
4.2 Quasi-dynamisch model versus dynamisch model	22
4.3 PSM model	23
<b>5 Combinatie van metingen en modellen</b>	<b>25</b>
5.1 Zelfreinigende snelheid	25
5.2 Locatie van vervuiling	25
<b>6 Discussie</b>	<b>27</b>
6.1 Uitvoeren van metingen aan sediment in leidingen	27
6.2 Interpretatie van meetresultaten	27



6.2.1	Representativiteit van metingen	27
6.2.2	LAM	27
6.2.3	Hervervuilingssnelheid op basis van troebelheid	28
6.3	Modelleren van hydraulica t.b.v. waterkwaliteitsmodellering	28
6.4	Modelleren van sediment in het leidingnet	29
6.4.1	Bestaand sedimentmodel	29
6.4.2	Mechanismen van bezinking	29
6.4.3	Zelfreinigende snelheid	30
6.4.4	Toepassing sedimentmodel: OPM locaties	31
6.5	Aanbevelingen voor toekomstige metingen	31
6.6	Implementatie	32
<b>7</b>	<b>Referenties</b>	<b>33</b>
I	Conference papers CCWI	35

# 1 Inleiding

Bruinwaterklachten worden veroorzaakt door het opwerpen van geaccumuleerd sediment. Het sediment bestaat voornamelijk uit deeltjes die van het pompstation afkomstig zijn. Om het risico op bruinwaterklachten te beperken kunnen waterbedrijven drie mogelijke acties ondernemen:

1. de deeltjeslast af pompstation beperken;
2. zelfreinigende leidingnetten aanleggen;
3. tijdig spuien.

Ad 1. Er is aangetoond dat door de deeltjeslast helemaal terug te brengen de kans op bruinwaterklachten sterk vermindert (Vreeburg 2007). Binnen het project *Distributiestabiliteit* wordt gekeken naar de randvoorwaarden die aan de deeltjeslast af pompstation gesteld kunnen worden.

Ad 2. Er is een ontwerpmethodiek opgesteld voor zelfreinigende leidingnetten (Boomen en Vreeburg 1999). Daarna is in de praktijk aangetoond dat deze leidingnetten zelfreinigend zijn (Blokker en Beverloo 2008; Blokker en Schaap 2006). Ook is vastgesteld dat bestaande leidingnetten aangepast kunnen worden zodat ze minder snel vervuilen (Blokker 2011; Horst 2008).

Ad 3. Om te bepalen wanneer gespuid moet worden, gebruiken waterbedrijven bruinwaterklachten als indicatie en de opwervingspotentiemethode (OPM) als meting om het risico op bruinwater te bepalen. De OPM (Schaap et al. 1999; Vreeburg et al. 2004) wordt op een aantal plaatsen in het leidingnet uitgevoerd, en wordt gebruikt om een uitspraak te doen over een veel groter deel van het leidingnet. Hoewel de OPM een goede methode is om een beeld te krijgen van de vervuiling van een leiding is nog onduidelijk in hoeverre de situatie in de onderzochte leiding representatief is voor de vervuiling in het omringende leidingnet.

Er is dus een onderzoeksvraag naar de vervuiling van het leidingnet: waar en hoe snel vervuult het leidingnet? Voor de beantwoording van de vraag naar de vervuiling van het leidingnet is een model (in welke vorm dan ook) van de verdeling van de vervuiling in het leidingnet over de tijd nodig. Binnen het BTO wordt de zoektocht naar zo'n model via een theoretische en meer praktische weg vormgegeven. De theoretische weg bestaat uit het opstellen van een theoretisch deeltjesmodel en het valideren van dit model met metingen in een laboratoriumopstelling (Floris en van Thienen 2011; van Thienen et al. in prep.; van Thienen et al. 2011a; van Thienen en Vreeburg 2010; van Thienen et al. 2011b). De praktische weg bestaat uit het testen van verschillende theorieën en modellen aan de hand van metingen in een echt leidingnet, specifiek in een leidingnet in Purmerend.

Dit rapport bevat een samenvatting van de onderzoeken en conclusies tot nog toe, om via een praktische weg tot een model van deeltjes in het leidingnet te komen. De publicaties die in andere rapporten, tijdschriften en in proceedings van conferenties zijn verschenen, zijn in dit rapport bij elkaar gebracht. Hoofdstuk 2 geeft een samenvatting van de onderzoeksmethodieken (metingen en modellen). Hoofdstuk 3 vat de resultaten samen van de metingen; hoofdstuk 4 van de analyse van de hydraulische modellen en hoofdstuk 5 van de combinatie van metingen en modellen. Hoofdstuk 6 bediscussieert alle deelonderzoeken en publicaties in een samenhangend geheel.



## 2 Onderzoeksgebied en methoden

### 2.1 Inleiding

In dit onderzoek is gebruik gemaakt van metingen van PWN, waarbij specifiek ingezoomd is op twee wijken in Purmerend (§ 2.2). Van deze twee wijken is een één-op-één-model in EPANET gemaakt met SIMDEUM-patronen (§ 2.5).

De metingen bestaan uit OPM-metingen (§2.4.1) en troebelheidsmetingen tijdens spuien (§ 2.4.2). Dit is gedaan in de normale configuratie en ook na een periode waarin de configuratie van één wijk is aangepast door het sluiten van 17 afsluiters (§ 2.2.1). De metingen zijn geanalyseerd met als doel vast te stellen wat de variatie in vervuilingssnelheid is (tussen wijken en over de tijd), of er leidingnetkarakteristieken zijn die de vervuilingssnelheid (positief) beïnvloeden en wat de representativiteit van de OPM is. Met de aangepaste configuratie is onderzocht of de hervervuilingssnelheid van een bestaand leidingnet kan worden beïnvloed.

De hypothese is dat snelheid een belangrijke factor is bij het vervuilen en het schoonhouden van het leidingnet. Er zijn verschillende details van hydraulische modellen geanalyseerd (§ 2.5).

- Ten eerste de standaard manier waarop PWN (en alle waterbedrijven) nu modelleert, namelijk een quasi-dynamisch hydraulisch model (SynerGEE®, InfoWorks® of EPANET) met verbruikspatronen op basis van pompstationcurven en het gemiddelde jaarverbruik.
- Ten tweede een quasi-dynamisch hydraulisch model (EPANET) met SIMDEUM-patronen met verschillende tijdstappen (< 1 minuut).
- En ten derde een dynamisch model (WANDA) model met SIMDEUM patronen. Door het verkorten van de tijdstap gaat mogelijk de Darcy-Weisbach vergelijking niet helemaal op en gaan ook 2<sup>e</sup> orde verschijnselen zoals de massastraagheid en de samendrukbaarheid van het water een rol spelen.

Doel van deze analyse was vast te stellen welk detail van modellering noodzakelijk is bij het modelleren van sediment in het leidingnet.

Ten slotte zijn de modellen en metingen gecombineerd om de analyses beter te kunnen onderbouwen.

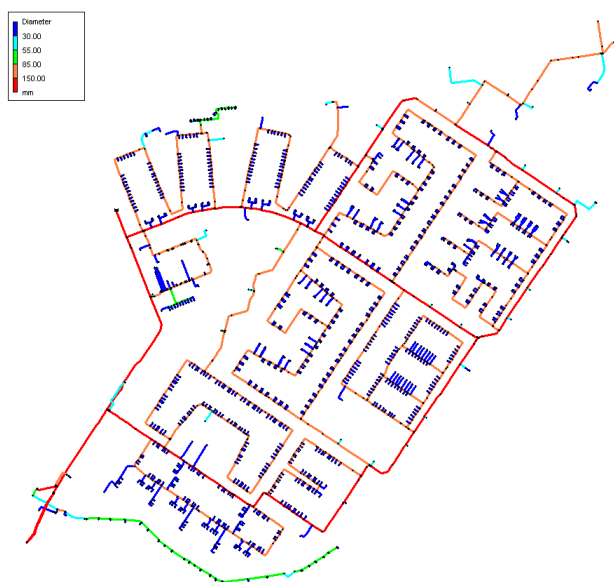
### 2.2 Het onderzoeksgebied

#### 2.2.1 Inleiding

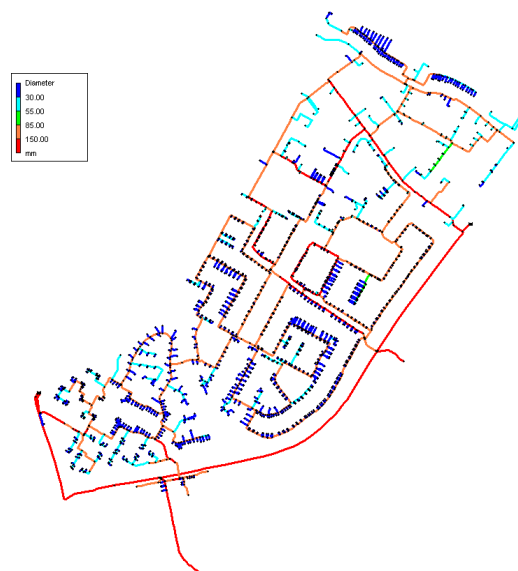
Het onderzoeksgebied bestaat uit twee wijken in Purmerend (Figuur 2-1, Figuur 2-2). Beide gebieden bestaan vooral uit Ø100 mm AC-leidingen (Tabel 2-1) en voeden samen ca. 4100 huishoudens (Tabel 2-2). De meetlocaties en wijze van spuien zijn eerder uitgebreid beschreven (Blokker 2010, hoofdstuk 7). In het onderzoeksgebied B is gedurende enkele maanden een aantal afsluiters dichtgezet (Figuur 2-4). Deze afsluiters zijn geselecteerd op basis van het effect van afsluiten op de maximale snelheid in de leidingen (§ 2.2.2). Voor het dynamische model en voor het vergelijken van locaties van vervuilingen is een uitsnede van gebied A gemaakt (linksboven in wijk A). De uitsnede bestaat grofweg uit 3,5 lus met een linker en rechter poot, die met A-L, A-R (links en rechts), B-L, B-R, C-L, C-R en D-L worden aangeduid (Figuur 2-3).

Tabel 2-1. Aandeel van verschillende diameters in lengte en aantal leidingen van referentiegebied Purmerend A en onderzoeksgebied Purmerend B.

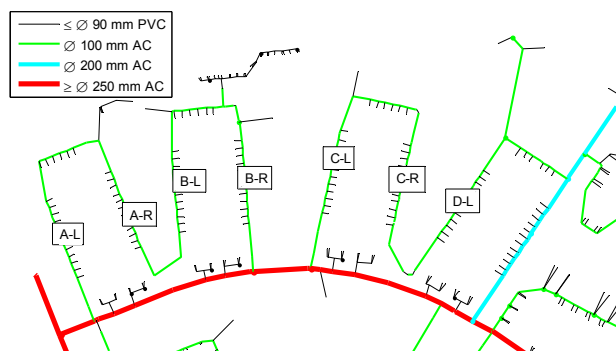
	Leidinglengte				Aantal leidingen			
	Purmerend A		Purmerend B		Purmerend A		Purmerend B	
	km	%	km	%	#	%	#	%
Ø63 PVC	0.7	5.6%	0.2	1.6%	65	4.5%	25	2.0%
Ø90 PVC	0.1	1.2%	0.5	5.3%	22	1.5%	46	3.6%
Ø100 AC	7.0	57.9%	5.5	54.4%	996	68.9%	834	65.2%
Ø110 PVC	1.1	8.9%	1.4	13.5%	138	9.5%	97	7.6%
Ø150 AC			1.3	12.6%			198	15.5%
Ø160 PVC	0.6	4.9%	0.4	4.1%	28	1.9%	35	2.7%
Ø200 AC	1.7	14.3%	0.3	3.3%	101	7.0%	12	0.9%
Ø250 AC	0.5	3.8%	0.0	0.5%	41	2.8%	3	0.2%
Ø300 AC			0.3	3.2%			16	1.3%
rest	0.4	3.5%	0.2	1.6%	55	3.8%	14	1.1%
Totaal	12.1		10.0		1446		1280	



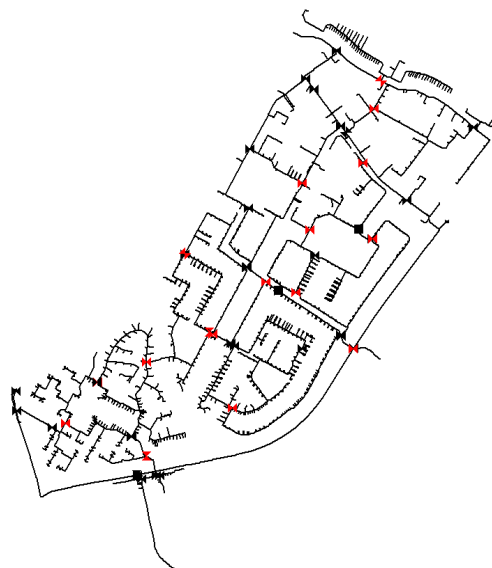
Figuur 2-1. Purmerend A; referentiegebied.



Figuur 2-2. Purmerend B; onderzoeksgebied.



Figuur 2-3. Uitsnede WANDA-model met namen van de takken.



Figuur 2-4. Purmerend B; onderzoeksgebied met gesloten afsluiters.

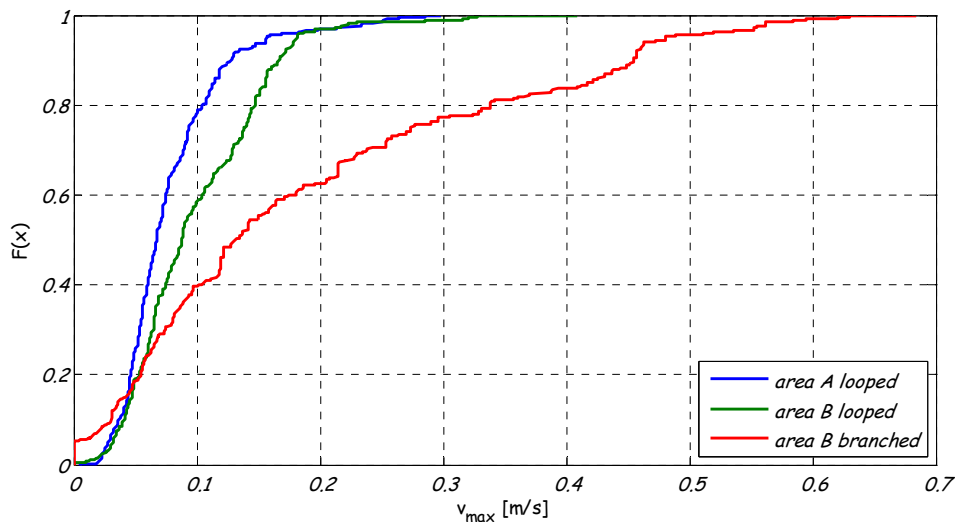
De twee wijken lijken qua leidingnetkarakteristieken zeer vergelijkbaar te zijn, zie onderstaande tabel.

Tabel 2-2. Leidingnetkarakteristieken.

karakteristiek	eenheid	wijk A	wijk B
Aantal woningen	#	2311	1869
Totale lengte	km	12,3	10,0
Inhoud leidingnet ( $\text{Ø } 50 \text{ mm} < \text{diameter} < \text{Ø } 300 \text{ mm}$ )	$\text{m}^3$	163	128
Gemiddelde verblijftijd	dag	0,26	0,25
$\text{Ø } 100 \text{ mm AC}$	%	57	54
Diameter aanvoerleiding	mm	250	300
Aanvoerleiding vanuit PS Andijk via TL	-	noord	zuid
Aantal afsluiters	#	83	57
Gemiddelde sectielengte (lengte/aantal afsluiters)	m	148	175

### 2.2.2 Hydraulische omstandigheden

Met het EPANET-model met stochastische SIMDEUM-patronen is een inschatting gemaakt van de maximumsnelheden in het leidingnet (Figuur 2-5). De wijken A en B zijn vergelijkbaar in de normale situatie; na sluiten van 17 afsluiters in wijk B worden (zoals beoogd) in veel leidingen veel hogere maximumsnelheden gevonden en er zijn ook enkele leidingen met alleen stilstand (de leidingen tegen de afsluiters waar geen aansluitingen zitten).



Figuur 2-5. Maximumsnelheden in de wijken A en B (in normale situatie en met 17 gesloten afsluiters).

### 2.3 Meetschema

In Tabel 2-3 staat het schema van de metingen en acties in het leidingnet. Hoe de metingen zijn uitgevoerd is beschreven in de volgende paragrafen.

De wijken die in het onderzoek zijn gebruikt zijn driemaal gespuid:

- In het kader van het opzetten van systematisch spuien zijn in oktober 2008 de twee gebieden gespuid waarbij de troebelheid bij iedere spuiactie is gemeten. Purmerend werd hiermee voor het eerst in ca. 10 jaar gespuid. Van die tien jaar is de historie niet bekend. Er kunnen geplande en ongeplande werkzaamheden zijn geweest en er kunnen brandkranen zijn gebruikt. In het najaar van 2009 zijn OPM's uitgevoerd op 5 locaties per wijk (A en B). Daarmee is wel enig sediment verwijderd, maar daar is niet voor gecorrigeerd in de verdere analyses.
- In maart 2010 zijn de twee gebieden opnieuw gespuid en is de troebelheid tijdens spuien gemeten. Vervolgens zijn in het onderzoeksgebied (B) de geselecteerde afsluiters dichtgezet (Figuur 2-4). Tijdens de duur van de proef zijn de ontstane *dode einden* periodiek doorstroomd geweest door de 17 afsluiters een voor een te openen en nadat de laatste geopend was alle 17 afsluiters weer een voor een te sluiten (in dezelfde volgorde); deze actie nam ca. 4 uur in beslag. Dit doorstromen is 2 maal gebeurd, namelijk in juni en augustus 2010.
- In oktober 2010 zijn de gebieden voor een derde keer gespuid en is de troebelheid tijdens spuien gemeten. In het onderzoeksgebied is het spuiplan aangepast aan de actuele afsluiterstand.

Tabel 2-3. Schema metingen.

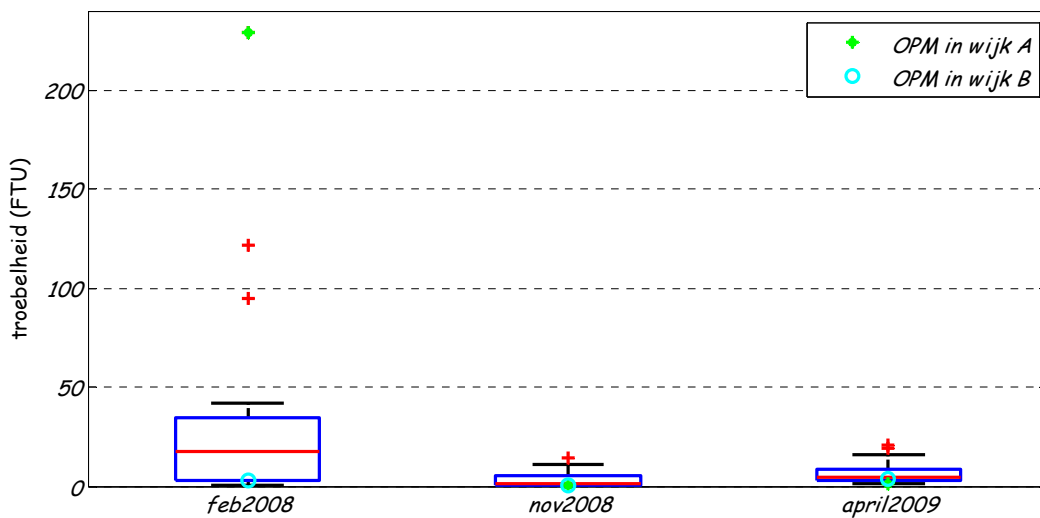
Tijdstip	Meting	Toelichting
februari 2008	OPM	20 locaties in heel Purmerend
oktober 2008	troebelheid tijdens spuien	heel Purmerend, inclusief wijk A en B
november 2008	OPM	20 locaties in heel Purmerend, effectmeting spuien
april 2009	OPM	20 locaties in heel Purmerend
november 2009	OPM	5 locaties in wijk A, 5 locaties in wijk B
maart 2010	troebelheid tijdens spuien	wijk A en B
maart 2010	afsluitermanipulatie	17 afsluiters in wijk B gesloten
mei 2010	afsluitermanipulatie	17 afsluiters in wijk B geopend en weer gesloten
juli 2010	afsluitermanipulatie	17 afsluiters in wijk B geopend en weer gesloten
oktober 2010	troebelheid tijdens spuien	wijk A en B

## 2.4 Meetmethodes

### 2.4.1 Meten van vervuiling met OPM

In februari 2008 zijn op ca. 20 locaties (verspreid over Purmerend) OPM's gedaan; in de wijken A en B is (toevallig) ook in elk één OPM gedaan. Vervolgens is Purmerend gespuid, in oktober 2008 zijn wijk A en B gedaan. In november is op dezelfde 20 locaties middels een OPM een effectmeting gedaan. In april 2009 zijn in het kader van het reguliere OPM-programma op dezelfde 20 locaties weer OPM's uitgevoerd. De boxwhiskerplots van deze OPM's staan in Figuur 2-6. De OPM-metingen is voor elk van de 20 meetlocaties in één getal gevat (gemiddelde waarde van metingen na 3, 6, 9 en 12 minuten); deze 20 getallen zijn in een box-whiskerplot weergegeven. Daarnaast is de waarde van de meting specifiek in wijk A en wijk B als symbool weergegeven.

De figuur laat zien dat de OPM voor schoonmaken behoorlijk hoog kan zijn, dat het schoonmaken een duidelijk positief effect heeft gehad en dat na een half jaar ook weer enige vervuiling optreedt. Dat geldt voor zowel Purmerend als geheel (de 20 meetlocaties) als voor de wijken A en B.



Figuur 2-6. OPM1 en OPM2 box-whiskerplots voor Purmerend; ook zijn twee OPM's gedaan in wijk A en B. Op 20 locaties is de gemiddelde troebelheid na 3, 6, 9 en 12 minuten genomen. De punten buiten de box-whiskerplots zijn datapunten die beschouwd worden als uitschieters.

### 2.4.2 Spuien en meten van vervuiling

Tijdens het spuien is de troebelheid continu gemeten en iedere 5 seconde gelogd. Er is gespuid voor minimaal 3 keer verversen of tot de troebelheid lager dan 0,6 FTU was. De volumestroom waarmee gespuid is, is afgelezen en genoteerd.

De vervuiling van het leidingnet is bepaald door de troebelheid van alle spuiacties van alle verversingen bij elkaar op te tellen (integralen van de troebelheidstijdreeks) en te delen door de gespuide lengte. Zo wordt de vervuiling van het net uitgedrukt in FTU/m. De vervuiling per leiding is ook bepaald. De troebelheid tijdens spuien is gekoppeld aan de locatie in de leiding waar het sediment is opgewerveld door met behulp van de spuisnelheid (volumestroom) en de tijd van de meting de corresponderende locatie (lengte) in de leiding te bepalen. Dit was niet voor alle spuiacties mogelijk: sommige spuiacties waren te kort of zijn niet goed gegaan (ten gevolge van slecht functionerende afsluiters, brandkranen of loggers). Ook werd bij sommige spuiacties nog relatief veel sediment verwijderd na de eerste verversing (de grens lag bij 20% van het sediment na de 1<sup>e</sup> verversing was verwijderd). Uiteindelijk bleek van oktober 2008 9,8 km (ca. 50% van de gespuide lengte) bruikbaar; van maart 2010 was er 6,7 km aan bruikbare data; van oktober 2010 was er 8,8 km aan bruikbare data. Deze parameter is 'locally accumulated material' (LAM, in FTU) genoemd.



## **2.5 Modelleren van snelheidsprofiel in het leidingnet**

### **2.5.1 Standaard model**

In SynerGEE is door PWN een één-op-één-model gemaakt, inclusief alle aansluitleidingen. Dit model is naar een EPANET bestand geëxporteerd, zodat KWR er mee kon rekenen. Met SIMDEUM is een sompatroon geconstrueerd voor deze wijk van Purmerend; er is dus niet een pompstationcurve gebruikt als verbruikspatroon. Er is gerekend met een tijdbasis van 0,01 h (36 seconden). Dit is het standaard model waar de meeste waterbedrijven nu mee rekenen: een quasi-dynamisch hydraulisch model met een gegeven verbruikspatroon.

### **2.5.2 Standaard model plus SIMDEUM-patronen**

Hetzelfde model is tevens ingevuld met stochastische verbruikspatronen uit SIMDEUM; iedere aansluiting heeft dan een uniek verbruikspatroon. Er is gerekend met twee verschillende tijdbases:

- 36 seconden. Dit maakte het mogelijk om de uitkomsten te vergelijken met het standaard model. Ook is deze tijdbasis kort genoeg om de echte piekwaardes van de volumestroom te kunnen vaststellen.
- 1 seconde. Dit model is slechts voor een deel van de referentiewijk opgesteld (Figuur 2-7). Deze tijdbasis maakte het mogelijk om de uitkomsten te vergelijken met het WANDA-model (§ 2.5.3). Er zijn geen verdere analyses gedaan met dit model.

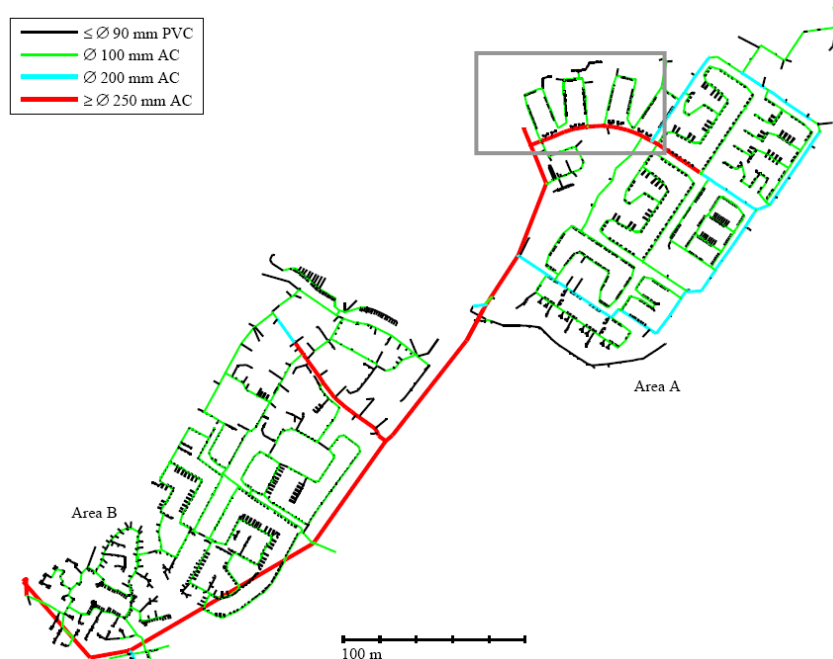
De beschrijving van de parameters die gebruikt zijn om de SIMDEUM-patronen te genereren zijn beschreven door Blokker (2010).

### **2.5.3 Dynamisch (WANDA) model plus SIMDEUM-patronen**

Een uitsnede van het referentiegebied (Figuur 2-7) is gemaakt en voorzien van SIMDEUM-patronen op een tijdbasis van 1 seconde. Dit EPANET-model is geïmporteerd in WANDA. Met WANDA zijn twee verschillende berekeningen uitgevoerd om de dynamische componenten van de hydraulica te kwantificeren:

- Starrekolombenadering. Extra ten opzichte van het EPANET model is dat de massastraagheid van het water mee wordt genomen in de berekening.
- Waterslagmodel. Extra ten opzichte van het EPANET model is dat de massastraagheid en samendrukbaarheid van het water en de elasticiteit van de leidingen mee wordt genomen in de berekening.

De berekeningen zijn uitgevoerd door Deltares.



Figuur 2-7. Uitsnede uit EPANET-model dat is gebruikt voor het WANDA-model.

## 2.6 Modelleren van vervuiling in het leidingnet

Het Australische CRC heeft een model ontwikkeld waarmee op basis van een leidingnetmodellering in EPANET en een boekhouding van sediment (in opwerveling en geplakt aan de wand), de vervuiling kan worden gemodelleerd (Ryan et al. 2008). Het model heet WQDMTB (Water Quality Distribution Modelling Tool Box), of ook wel PSM (Particle Sediment Model). Het model is door KWR getest voor een wijk in Franeker en een transportleiding in Flevoland (Vogelaar en Blokker 2010). Geconcludeerd werd dat WQDMTB een goed hulpmiddel is om te begrijpen wat er gebeurt in een netwerk. WQDMTB is daarbij een goede start voor een vervuilingvoorspellingsmodel dat nog verbeterd moet worden door zowel beter inzicht in de mechanismen alsook in de werkelijke eigenschappen van deeltjes en verschillende hydraulische omstandigheden in het distributienet.

CRC heeft in het laboratorium twee mechanismen voor bezinking onderzocht. Het eerste mechanisme is bezinking onder invloed van de zwaartekracht (wet van Stokes) en wordt beschreven door een maximum snelheid waaronder dit mechanisme optreedt (de depositiesnelheid  $u_d$ ) en een snelheid waarmee deeltjes bezinken. Het tweede mechanisme is wat CRC noemt 'depositie aan de wand' en wordt beschreven door de parameter  $\beta$  die bepaalt hoe snel sediment naar de wand gaat maar vooral ook hoeveel sediment vanuit het water naar de wand gaat. De parameter  $\beta$  varieert met de stroomsnelheid. Dit mechanisme treedt op boven de depositiesnelheid  $u_d$  en onder de opwervelsnelheid  $u_{rs}$ . Bij de validatie door KWR bleek dat dit 'wandmodel' nu niet op een goede manier in WQDMTB is ingebouwd, zodat bij een variabel stromingspatroon sediment van de wand loskomt terwijl de snelheid niet boven de opwervelsnelheid komt. Dit mechanisme is door KWR in verdere modellering dan ook buiten beschouwing gelaten. In het model is ook een mechanisme opgenomen voor opwerveling van sediment boven een bepaalde stroomsnelheid. Het zelfreinigende effect wordt dus ook gemodelleerd; wanneer water in het leidingnet langdurig onder de opwervelsnelheid blijft, kan een leiding vervuilen en wanneer de opwervelsnelheid wordt overschreden (al is het maar eens per dag) dan blijft de leiding schoon.

WQDMTB is ook toegepast op de onderzochte wijken van Purmerend. Alleen de bezinking onder invloed van de zwaartekracht en opwerveling zijn meegenomen, de depositie aan de wand is buiten beschouwing gelaten.

## 2.7 Publicaties

Er zijn verschillende publicaties waarin alle onderzoeken zijn beschreven:

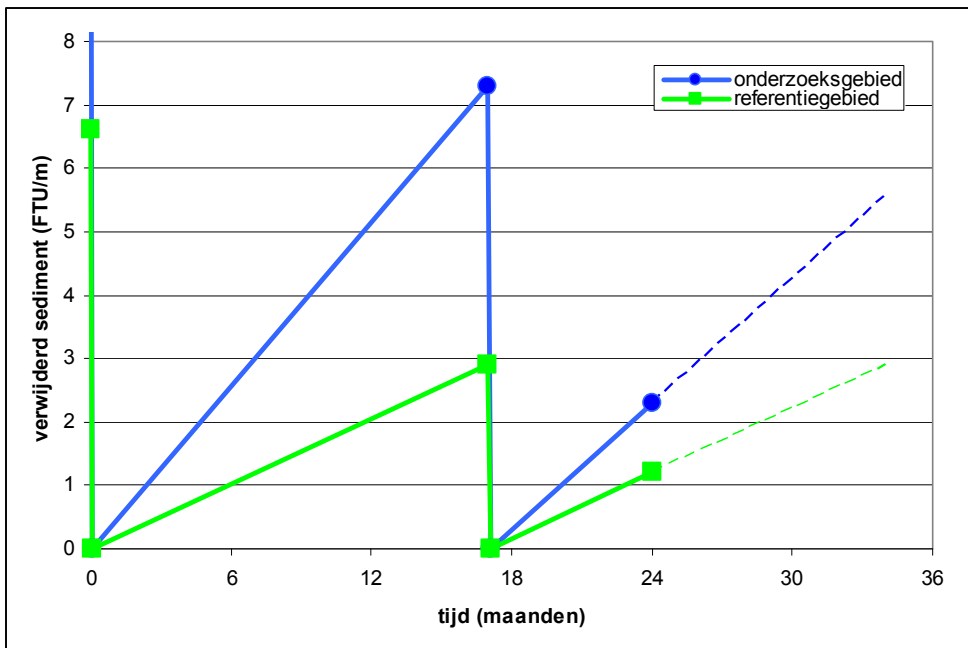
- Op basis van de eerste set metingen (in oktober 2008), gecombineerd met het SIMDEUM-model is geconcludeerd dat de zelfreinigende snelheid bestaat en ca. 0,2 tot 0,25 m/s is (Blokker 2010, hoofdstuk 7; Blokker et al. 2010b).
- Op basis van de verschillen tussen het standaard model en het SIMDEUM-model zijn conclusies getrokken over de meerwaarde van het modelleren met SIMDEUM-patronen (Blokker 2010, hoofdstuk 8). De meerwaarde is er vooral bij het modelleren van de waterkwaliteit in het leidingnet. Met een goed en gedetailleerd verbruikmodel wordt veel beter inzicht verkregen in maximale verblijftijd, pendelzones, stilstaand water, maximale snelheden in de uiteinden van het leidingnet.
- Op basis van de tweede set metingen (in maart 2010) zijn conclusies getrokken over de locatie van de vervuiling in relatie tot de eigenschappen van het leidingnet (Schaap en Blokker 2011). Deze relatie is niet zo vanzelfsprekend aan te wijzen; eenvoudige karakteristieken van het leidingnet zoals lengte, diameter, inhoud zijn blijkbaar geen bepalende factoren. Ook is de maximale snelheid per leiding niet de hele verklaring.
- Op basis van de eerste en tweede set metingen (in oktober 2008 en maart 2010) en het Australische PSM-model (WQDMTB) zijn conclusies getrokken over de locatie van de vervuiling in relatie tot de eigenschappen van het leidingnet en de waarde van het PSM-model. Dit is gepresenteerd in het symposium waterdistributie "Asset management in bedrijf" van 1 december 2010 (Beuken 2010). Het model lijkt enige waarde te hebben in de voorspelling van een hele wijk waarbij wijk B in zowel de metingen als het model meer vervuilt dan wijk A. Als voorspelling van de vervuilinglocaties in de wijken is het model nog onvoldoende nauwkeurig. Daarmee zijn de aanbevelingen van (Vogelaar en Blokker 2010) bevestigd dat het PSM-model potentie heeft, maar verder verbeterd moet worden.
- Op basis van de tweede en derde set metingen (in maart en oktober 2010) zijn conclusies getrokken over het effect van afsluitermanipulatie (Blokker 2011; Blokker et al. 2011). De snelheid van vervuiling werd met ca. 25% vertraagd in het onderzoeksgebied (wijk B) in Purmerend.
- Op basis van de verschillen tussen het EPANET-model en WANDA-model (plus SIMDEUM-patronen) zijn conclusies getrokken over de meerwaarde van het meenemen van 2<sup>e</sup> orde effecten in leidingnetmodellering (Pothof en Blokker 2011). Er bleek dat het WANDA-model geen parameters opleverde die de locatie van vervuiling beter kan verklaren dan het EPANET-model.

# 3 Resultaten van metingen in het leidingnet

## 3.1 Snelheid van vervuiling

De som van alle gemeten troebelheid gedeeld door de totale lengte van het leidingnet (met diameter vanaf Ø63 PVC) is in Figuur 3-1 op de verticale as geplott; op de horizontale as staat de tijd. Tabel 3-1 vat de cijfers samen. De volgende zaken vallen op:

1. De hervervuilingssnelheid van het referentiegebied is vergelijkbaar in de twee meetperiodes (helling is ca. 0,17 FTU/m.maand);
2. voor het onderzoeksgebied is deze afgenomen (1<sup>e</sup> periode 0,43 FTU/m.maand; met afsluitermanipulatie 0,33 FTU/m.maand);
3. het onderzoeksgebied vervuilt in de normale situatie sneller/meer dan het referentiegebied (verschil tussen FTU/m op  $t < 2008$  en  $t=0$  en het verschil tussen FTU/m op  $t=0$  en  $t = 17$  maanden is ca. een factor 2,5).
4. In de situatie van de afsluitermanipulatie vervuilt het onderzoeksgebied nog steeds sneller dan het referentiegebied (verschil tussen FTU/m op  $t = 17$  maanden en  $t = 24$  maanden is ca. een factor 1,9), maar is het verschil wel kleiner geworden tussen de twee gebieden.



Figuur 3-1 Gemiddeld verwijderd sediment per gespuide lengte (FTU/m) in het PWN onderzoeks- en referentiegebied in oktober 2008 ( $t=0$ ), maart 2010 ( $t=17$ ) en oktober 2010 ( $t=24$ ). Met de stippellijn is aangegeven hoeveel sediment in 17 maanden ( $t=17$  tot  $t=34$ ) opgebouwd zou zijn. De troebelheidsmetingen zijn per 5 s gelogd.

De snelheid van vervuiling is onder gelijke omstandigheden (referentiegebied) dus constant. Wel zal er op een gegeven moment een evenwicht kunnen ontstaan waarna het leidingnet niet verder vervuilt. De vervuiling in ca. 10 jaar (6,6 FTU/m) was namelijk niet 6 maal zo hoog als in 1,5 jaar (2,9 FTU/m).

Tabel 3-1. Vervuiling per gebied (Blokker et al. 2011).

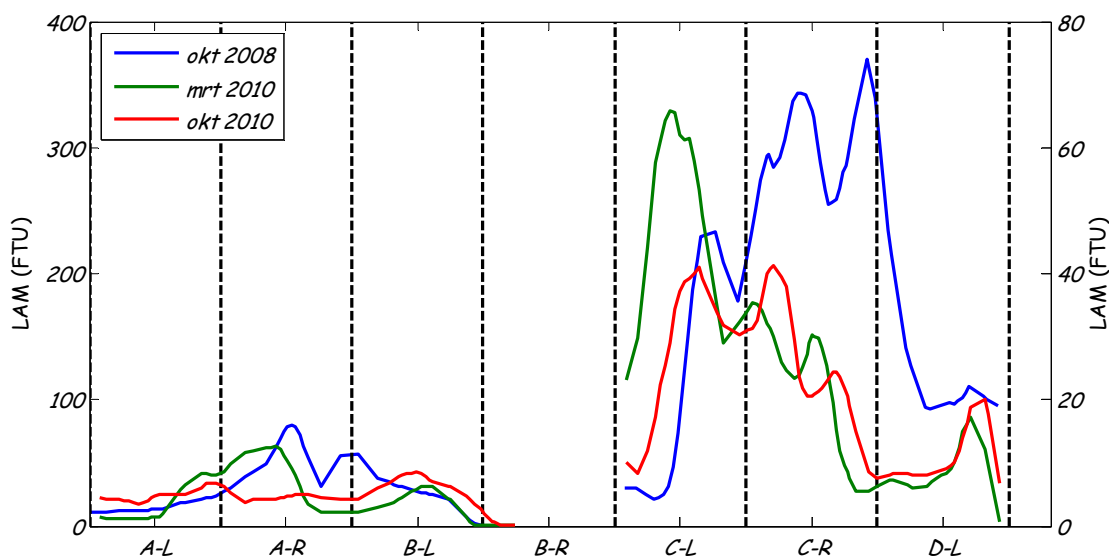
vervuiling			wijk A	wijk B
totale vervuiling	Oktober 2008	FTU/m	6,6	14,1
	Maart 2010	FTU/m	2,9	7,3
	Oktober 2010	FTU/m	1,2	2,3
vervuilingsnelheid	Okt '08 - Mar '10	FTU/m.maand	0,17	0,43
	Mar '10 - Okt '10	FTU/m.maand	0,17	0,33

### 3.2 Locatie van vervuiling

Figuur 3-3 laat zien waar in oktober 2008, maart 2010 en oktober 2010 de locaties met de meeste vervuiling werden gevonden. Omdat de perioden van vervuiling niet gelijk waren is de vergelijking meer kwalitatief; de assen (de kleuren) zijn telkens anders. De locaties van de meeste vervuiling in oktober 2008, maart 2010 en oktober 2010 waren niet dezelfde.

Het was niet mogelijk om telkens dezelfde spuiacties te gebruiken in het bepalen van de LAM, daarom is ingezoomd op een gedeelte van het leidingnet wat wel op alle drie momenten resultaten opleverde. De meeste informatie geeft de uitsnede die voor het WANDA-model is gebruikt (§ 2.5.3), linksboven in wijk A. Deze uitsnede bestaat grofweg uit 3,5 lus met een linker en rechter poot, die met A-L, A-R (links en rechts), B-L, B-R, C-L, C-R en D-L worden aangeduid (Figuur 2-3). Poot B-R is telkens niet gekleurd in de metingen, maar een globale blik op de gemiddelde gemeten troebelheid laat zien dat deze in elk van de drie meetperiodes nauwelijks vervuild was (vergelijkbaar met B-L). In Figuur 3-2 zijn de data uit Figuur 3-3 in een figuur geplot op dit deelgebied.

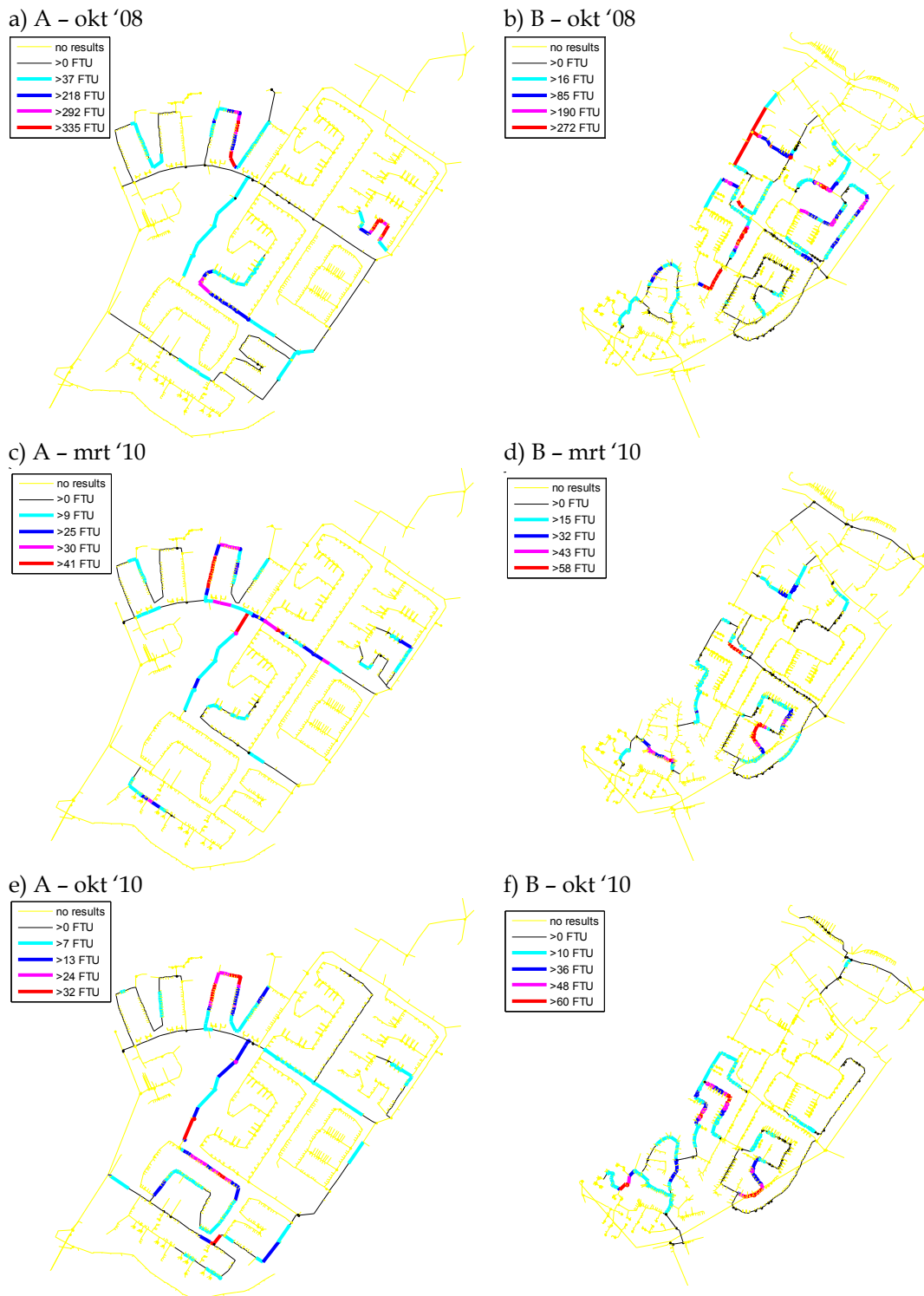
- In oktober 2008 is C-R het sterkst vervuild, daarna C-L.
- In maart 2010 is C-L het sterkst vervuild, daarna C-R.
- In oktober 2010 zijn C-L en C-R het sterkst vervuild.



Figuur 3-2. LAM op het deelgebied van Figuur 2-3 in drie perioden. De data van oktober 2008 staan op de linkerass, de data van 2010 op de rechterass.

De deeltjes die in 7 maanden zijn toegevoerd liggen dus niet op precies dezelfde plaats als de deeltjes die in 17 maanden zijn toegevoerd en ook niet op dezelfde plaats als de deeltjes die in 10 jaar zijn toegevoerd. Af en toe kunnen er deeltjes worden opgewerveld die verderop weer sedimenteren en accumuleren. Ook kan het zijn dat er bed load transport plaatsvindt, d.w.z. dat sediment net iets wordt opgewerveld en een klein stukje verderop alweer op de bodem terecht komt. Zo kan het sediment wel

over de bodem “wandelen”. De snelheid van bezinken hangt ook af van sedimenteigenschappen zoals diameter en dichtheid.



Figuur 3-3. Spiuresultaten (LAM, in FTU) voor a) gebied A oktober 2008; b) gebied B oktober 2008; c) gebied A maart 2010; d) gebied B maart 2010; e) gebied A oktober 2010; f) gebied B oktober 2010. Let op dat de kleurcodering voor de plaatjes telkens andere waardes aangeeft.

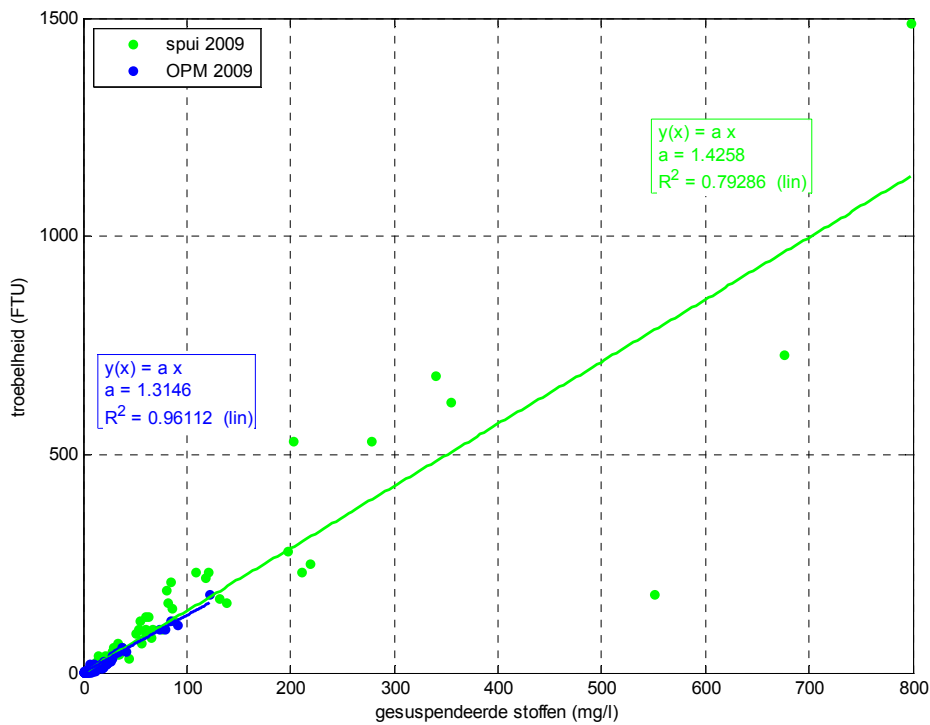
### 3.3 Relatie troebelheid en massa

In de beschreven onderzoeken is gewerkt met de troebelheid als maat voor de vervuiling. Het risico op bruinwaterklachten wordt bepaald met de OPM en wordt dan ook in FTU uitgedrukt. De reden is dat mensen klagen naar aanleiding van de kleur en niet zozeer naar aanleiding van een bepaalde massa aan sediment. In het referentiegebied was de hervervuilingssnelheid ca. 0,17 FTU/m.maand (Tabel 3-1) in de eerste meetperiode (17 maanden) en de tweede meetperiode (7 maanden). De vervuilingsgraad (in FTU/m) in oktober 2008 (1<sup>e</sup> keer spuien in ca. 10 jaar) is echter veel lager dan je op basis van deze hervervuilingssnelheid zou verwachten. Mogelijk is het sediment zodanig veranderd dat per gram sediment minder troebelheid wordt waargenomen. Als dat het geval is, dan is het voor het onderzoek naar vervuiling in distributienetten niet voldoende om alleen naar de troebelheid te kijken, maar moet ook de massa worden meegenomen.

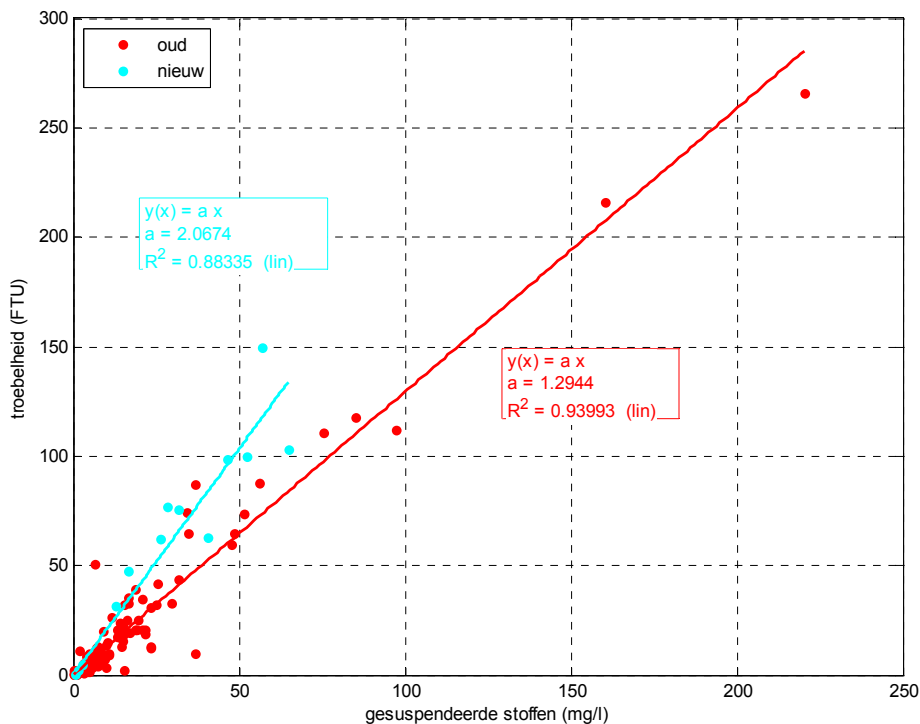
In het verleden (bijvoorbeeld het onderzoek in Franeker (Vreeburg 2007)) is dit wel gedaan, maar is de massa altijd bepaald door de (lineaire) relatie tussen massa en troebelheid te bepalen op basis van een aantal spui monsters. In twee studies waarin de hervervuiling in bestaande wijken en vertakte wijken van ca. 1 jaar oud in Hoofddorp en Rosmalen (Blokker en Beverloo 2008; Blokker en Schaap 2006) zijn vergeleken, werd geconstateerd dat de relatie tussen troebelheid en sediment anders was in de jonge leidingnetten dan in de oudere netten. In de nieuwe wijken werd bij gelijke massa een lagere troebelheid waargenomen (ongeveer een factor 3 tot 4 verschil).

PWN heeft een hoeveelheid data verzameld met gemeten gesuspenderde stoffen (mg/l) en troebelheid van spui monsters en OPM-monsters. Er is slechts een beperkt aantal monsters van Purmerend genomen; daarom zijn de monsters van het hele voorzieningsgebied van PWN geanalyseerd. Figuur 3-4 laat de PWN-data van 2009 zien. Hieruit valt op te maken dat de relatie tussen massa en troebelheid voor OPM en spui monsters vrijwel gelijk is en dat voor een groot gebied dezelfde relatie wordt gevonden. Wel is de variantie groot en is het aan te raden om een groot aantal monsters te nemen om de relatie te kunnen vaststellen. Een relatie op basis van slechts enkele punten is niet betrouwbaar.

In 2010 en 2011 zijn opnieuw OPM-monsters geanalyseerd; hierbij waren ook een aantal gebieden die daarvoor (2008-2010) al eens waren gespuid. Deze gebieden (met "nieuw" sediment) hebben potentieel een andere relatie tussen massa en troebelheid dan gebieden die veel langer geleden voor het laatst gespuid zijn. Figuur 3-5 laat zien dat het nieuwe sediment een hogere troebelheid heeft bij dezelfde massa (de richtingscoëfficiënt van de gefitte lijn is hoger). Dat sediment is dus lichter, of groter. Het verschil is ongeveer een factor 1,5. In dit geval heeft het nieuwe sediment bij dezelfde massa dus een hogere troebelheid; in Hoofddorp en Rosmalen werd een lagere troebelheid gevonden in de jonge (vertakte) gebieden.



Figuur 3-4. Troebelheid versus gesuspendeerde stoffen van monsters genomen tijdens spuien ( $n = 51$ ) en OPM ( $n = 92$ ) in het gehele voorzieningsgebied van PWN in 2009.



Figuur 3-5. Troebelheid versus gesuspendeerde stoffen van monsters genomen tijdens OPM in het gehele voorzieningsgebied van PWN in 2010 en 2011 van oud ( $n = 113$ ) en nieuw ( $n = 13$ ) sediment. De monsters met "nieuw" sediment zijn genomen in gebieden die in 2008-2010 (voor de OPM) zijn gespuid (Bloemendaal, Edam, Haarlem, Purmerend, Velsen).

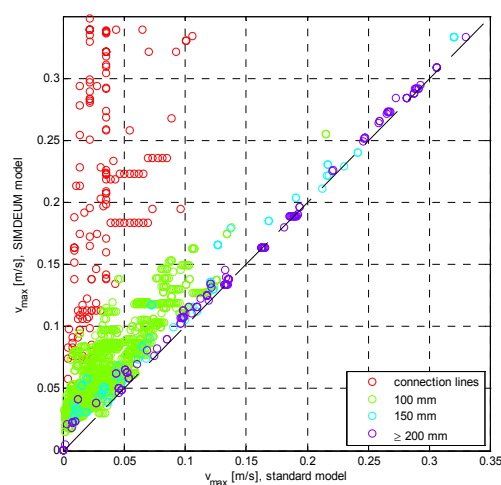




# 4 Analyse van hydraulische modellen met betrekking tot waterkwaliteit

## 4.1 Quasi-dynamisch model met standaard patronen versus quasi-dynamisch model met SIMDEUM-patronen

Het grootste verschil tussen het model met standaard verbruikspatronen en het model met stochastische patronen is het verschil in maximum snelheid voor de leidingen waar relatief weinig woningen achterzitten. In de praktijk van dit leidingnet in Purmerend zijn dat vooral de eindpootjes met kleine diameters (Figuur 4-1). Omdat de maximum snelheid een rol speelt bij de zelfreiniging is dit verschil belangrijk. In de praktijk van sterk vermaasde netten lijkt het wat minder van belang te zijn. Dat bleek ook in de modellering met PSM (Vogelaar en Blokker 2010, § 5.6).



Figuur 4-1. Maximale snelheid in het model van wijk A met SIMDEUM-patronen versus de maximale snelheid in het model met standaard verbruikspatronen (Blokker 2010).

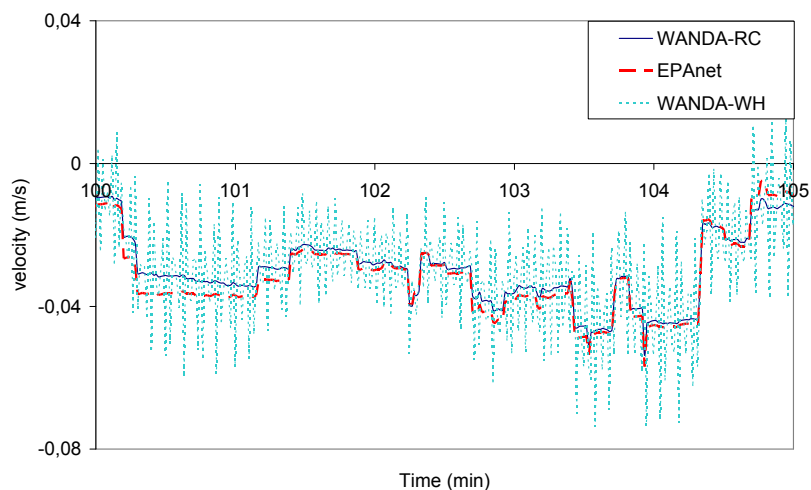
Een ander belangrijk verschil is dat in het model met standaardpatronen vrijwel nooit stilstaand water voorkomt en ook omkeringen van stroomrichting komen weinig voor. In het model met SIMDEUM-patronen komen zowel stilstaand water als stroomomkeringen veelvuldig voor, op sommige locaties 50% van de tijd wat wil zeggen dat het water 50% van de tijd de ene en 50% van de tijd de andere kant opstroomt (Figuur 4-2). In ieder vermaasde leiding vinden stroomomkeringen plaats. Het aantal stroomomkeringen heeft een effect op de variatie in de verblijftijd en dus op de maximale verblijftijd. In een vervuilingmodel heeft sediment dan langer de tijd om te bezinken en te accumuleren. Sommige waterkwaliteitsprocessen verlopen anders onder turbulente dan onder laminaire omstandigheden, en mogelijk weer anders tijdens stilstand. In het huidige PSM-model is het stroomregime niet van belang en is ook de invloed van de verblijftijd beperkt zoals blijkt uit de beperkte verandering van de uitkomsten bij andere sets van SIMDEUM-patronen (Vogelaar en Blokker 2010, § 5.6). In het theoretische deeltjesmodel (van Thienen et al. 2011b) is de stroomsnelheid wel van belang.



Figuur 4-2. Verschillen tussen model met standaardpatronen en SIMDEUM-patronen a) stroomomkeringen in standaardmodel; b) stroomomkeringen (als fractie van de dag) in SIMDEUM-model; c) stilstand in standaardmodel; d) stilstand (als fractie van de dag) in SIMDEUM-mode, exclusief aansluitleidingen (Blokker 2010).

## 4.2 Quasi-dynamisch model versus dynamisch model

Figuur 4-3 laat het verschil zien tussen de uitkomsten van het EPANET-model en de twee type WANDA-modellen, beiden met SIMDEUM-patronen op een tijdbasis van 1 s (Pothof en Blokker 2011). Het verschil tussen het EPANET-model en de starre kolombenadering met WANDA is verwaarloosbaar. Het waterslagmodel geeft een extra uitslag in de snelheid van ca. 0,03 m/s. Deze extra uitslag is vrijwel onafhankelijk van de gemiddelde snelheid en is op iedere locatie ongeveer even groot. Dat betekent dat deze extra uitslag niet van invloed kan zijn op het sedimentgedrag in de leidingen; het is namelijk een systematische afwijking. Voor het modelleren van waterkwaliteit in het leidingnet lijkt een model dat 2<sup>e</sup> orde effecten meeneemt dus niet van belang te zijn; er kan gerekend worden met standaard hydraulische pakketten zoals EPANET, ALEID, InfoWorks of SynerGEE.



*Figuur 4-3. Stroomsnelheid in EPANET-model met SIMDEUM patronen en WANDA-modellen (RC staat voor rigid column, starre kolom; WH staat voor water hammer, waterslag) met SIMDEUM-patronen met een tijdbasis van 1 s (Pothof en Blokker 2011). Ingezoomd op 5 minuten tijdens de ochtendpiek op lus B-R, vlak bij de doorgaande hoofdleiding.*

### 4.3 PSM model

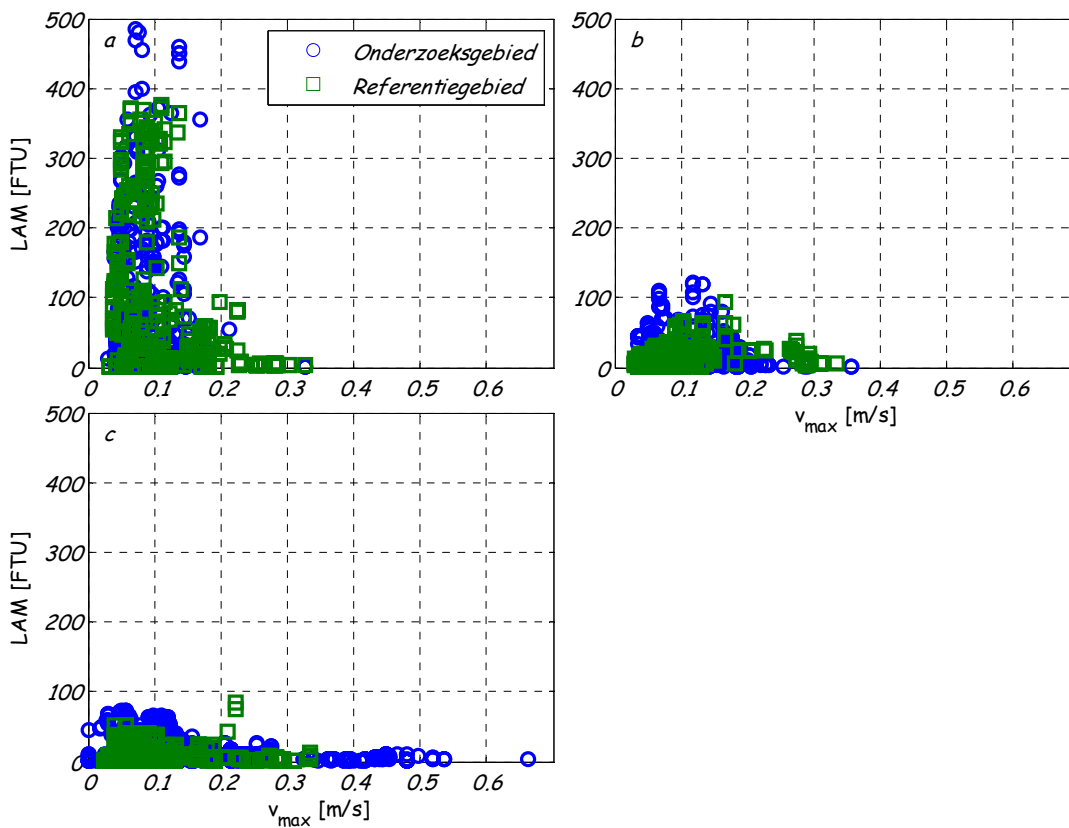
De analyse van het PSM model is in eerder onderzoek uitgebreid beschreven (Vogelaar en Blokker 2010). In dit onderzoek zijn de resultaten van het PSM model voor de wijken in Purmerend vergeleken met de resultaten van de metingen; de combinatie van metingen en modellen is beschreven in hoofdstuk 5.



# 5 Combinatie van metingen en modellen

## 5.1 Zelfreinigende snelheid

De LAM (locally accumulated material, zie Figuur 3-3) is gekoppeld aan de maximale snelheid in de leiding tijdens normale bedrijfsvoering (zoals deze volgt uit het EPANET-model met SIMDEUM-patronen, § 2.5.2). Dit levert een figuur op met op de horizontale as  $v_{\max}$  en op de verticale as LAM (Blokker 2010). In Figuur 5-1 staat de LAM van de drie spuumetingen uitgezet tegen  $v_{\max}$ . Ten opzichte van het onderzoek in 2008 (Figuur 5-1a, Blokker 2010) is te zien dat er tijdens de derde meting (Figuur 5-1c) in het onderzoeksgebied meer hoge snelheden voorkomen, die ook schoon blijven; ook zijn er meer locaties met lagere maximale snelheden (of zelfs stilstand), hier treedt mogelijk meer vervuiling op. Hoewel in 7 maanden het net minder sterk vervuild is dan in 5-10 jaar, bevestigt Figuur 5-1c wel dat bij een  $v_{\max}$  boven 0,25 m/s de leiding schoon blijft ( $< 50$  FTU). Vervuiling van dit leidingnet kan dus worden voorkomen (of beperkt) door voldoende hoge snelheden te creëren; het leidingnet is dan zelfreinigend.



Figuur 5-1 Locally accumulated material (LAM) versus maximale snelheid tijdens normale operatie ( $v_{\max}$ ) a) oktober 2008 na 5-10 jaar vervuilingstijd; b) maart 2010 na 17 maanden vervuilingstijd; c) oktober 2010 na 7 maanden vervuilingstijd.

## 5.2 Locatie van vervuiling

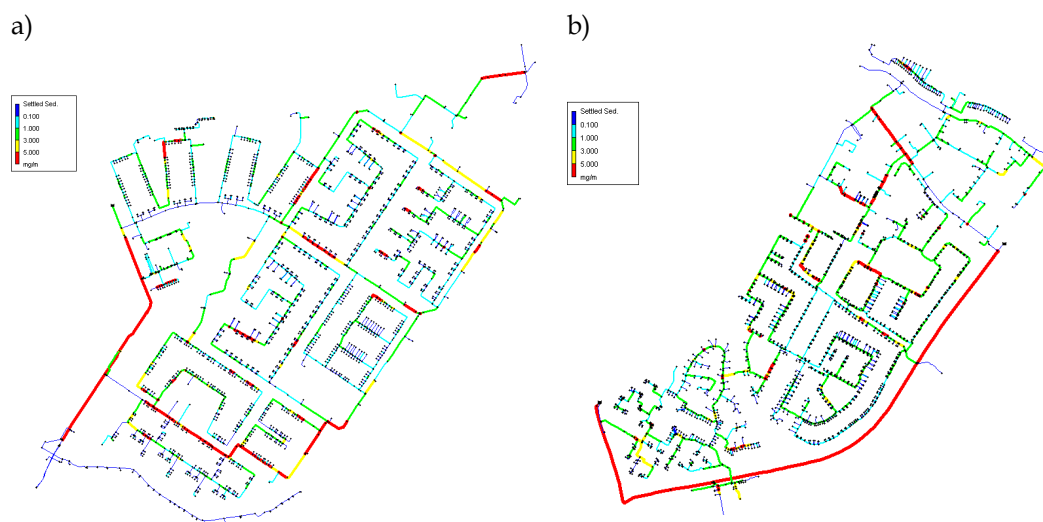
Hoewel ogenschijnlijk de twee gebieden zeer vergelijkbaar zijn qua snelheden die optreden in het leidingnet, verblijftijden, leidingmaterialen en diameters, ingaande waterkwaliteit etc. (zie § 2.2) is er een verschil tussen de vervuilingssnelheid van het onderzoeksgebied en het referentiegebied (zie ook § 3.1).

Het PSM-model (WQDMTB, gebaseerd op de gravitatie en opwerveling) geeft ook een verschil aan. De verhouding in totale vervuiling tussen gebied B en A in de metingen is 2 tot 2,5; in het PSM-model (alleen de gespuide leidingen, dus exclusief de aansluitleidingen en transportleidingen) is de verhouding 1,8 (Tabel 5-1). Het gehele samenspel van snelheden en verblijftijden in het gehele leidingnet in wijk B is kennelijk zodanig dat het sneller vervuult dan wijk A; de vorm van het leidingnet is dus ook van belang. Dit kan niet eenvoudig in een paar kentallen worden uitgedrukt; een model zoals PSM is daarvoor nodig.

Tabel 5-1. Vervuiling per gebied (Beuken 2010; Schaap en Blokker 2011).

		referentie- gebied A	onderzoeks- gebied B	ratio B/A
metingen (FTU/m)	totale vervuiling oktober 2008	6,6	14,1	2.1
	totale vervuiling maart 2010	2,9	7,3	2.5
PSM (mg/m)	gemiddelde vervuiling per dag (60 mm < diameter < 350 mm)	0,45	0,81	1.8

De vervuiling op de gemeten locaties varieert over de tijd (§ 3.2). De vervuilinglocaties kunnen worden vergeleken met de modelresultaten van PSM (Figuur 5-2). In relatie tot Figuur 2-3 kan worden gezegd dat in het PSM-model sectie B-L het sterkst vervuild is, daarna A-R (zie ook § 3.2). Het PSM-model voorspelt de meest vervuilde locaties binnen een gebied niet erg goed. Naast bezinking zullen ook andere mechanismen een rol spelen die nog gemodelleerd moeten worden, zoals turbulente processen en bed load transport (zie ook hoofdstuk 6).



Figuur 5-2. PSM-resultaten (mg/m) voor a) gebied A; b) gebied B.

## 6 Discussie

### 6.1 Uitvoeren van metingen aan sediment in leidingen

PWN heeft afgelopen jaren een groot deel van het leidingnet gespuid. Daardoor is het aantal bruinwaterklachten sterk verminderd. Tijdens het spuien heeft PWN uitgebreid gedocumenteerd wat er is gedaan en de troebelheid op een zeer gestructureerde manier gemeten en vastgelegd. Dit vergroot het inzicht in hoe snel een leidingnet vervuult en welk deel van het leidingnet meer vervuult dan andere delen. Door de meetresultaten in het BTO in te brengen en de resultaten te combineren met (hydraulische) modellen wordt inzicht verkregen in de omstandigheden waaronder een leidingnet wel of niet vervuult. Het geeft ook aanknopingspunten voor het ontwikkelen van methodes om leidingnetten effectiever schoon te maken of de snelheid van hervervuiling te voorkomen. Een van de stappen daarin kan zijn het ontwikkelen van een model voor het voorspellen van de vervuiling van het leidingnet en de potentiële hotspots. De metingen in de praktijk dragen bij aan het valideren van een dergelijk model en geven ook randvoorwaarden mee waar het model aan moet voldoen.

### 6.2 Interpretatie van meetresultaten

#### 6.2.1 Representativiteit van metingen

De metingen van wijk A in de twee meetperioden (okt '08 – maart '10 en maart '10 – okt '10) laten zien dat een meetgebied representatief is voor zichzelf in twee tijdsperioden; de vervuiling is reproduceerbaar.

Hoewel de twee gebieden in Purmerend ogenschijnlijk zeer vergelijkbaar zijn, hebben ze een ander vervuilingprofiel. Dat betekent iets voor de interpretatie van metingen aan vervuiling in distributiegebieden; conclusies op basis van het vergelijken van twee gebieden zijn moeilijker te onderbouwen dan metingen in hetzelfde gebied over verschillende tijdsperioden. Wanneer bijvoorbeeld alleen de metingen tussen maart en oktober 2010 gedaan zouden zijn en de hervervuiling van gebied A en B worden bekeken (de tweede zaagtand in Figuur 3-1) zou geconcludeerd kunnen worden dat afsluitermanipulatie leidt tot een snellere vervuiling.

Aanbevolen wordt dan ook in de toekomst kritischer te kijken naar welke referentiesituatie gemeten moet worden om conclusies te kunnen trekken over het effect van maatregelen. Een naastgelegen gebied is niet automatisch een goed controlegebied. Metingen in één gebied eerst zonder maatregelen, daarna met maatregelen werkt beter, maar duurt ook langer. De uitdaging is om vast te stellen welke factoren bepalen dat twee meetgebieden een zelfde vervuilingssnelheid kennen, zodat metingen wel parallel uitgevoerd kunnen worden.

#### 6.2.2 LAM

De troebelheidsmetingen over de tijd zijn met behulp van de geregistreerde spuisnelheid vertaald naar troebelheid op een bepaalde plek in de leiding (Locally Accumulated Material, LAM). Dit lijkt gerechtvaardigd omdat bij de meeste spuiacties na de eerste verversing een duidelijke afname in troebelheid zichtbaar is. Bij de spuiacties waar dit niet het geval was, is de LAM niet bepaald. Analyse van de spuiacties laat zien dat er altijd met een schoonwaterfront gespuid is; dat betekent dat de troebelheid na de eerste verversing uit de gespuide leiding komt en niet van elders.

Het is aan te bevelen om de hypothese die achter het bepalen van de LAM zit in een labopstelling te testen. Dat betekent dat in een labopstelling met een waterleiding (minimaal 100 m) sediment verdeeld wordt over de lengte van de buis. De verdeling over de buis kan worden gemeten doordat de buis transparant is. Daarna wordt het sediment opgewerveld en wordt de troebelheid gemeten en wordt bekeken of alle sediment in een keer wordt opgewerveld en afgevoerd. Dit moet uitwijzen of de lokale vervuiling inderdaad op deze manier uit troebelheidsmetingen tijdens spuien kan worden bepaald. Omdat de conclusies over de zelfreinigende snelheid hierop gebaseerd zijn is dit wel een zeer belangrijke



meting. Tevens kunnen uit deze metingen randvoorwaarden komen waaraan een spuiactie moet voldoen (snelheid, spuilengte, maximale troebelheid, etc.) om op deze manier te worden geanalyseerd.

### **6.2.3 Hervervuilingssnelheid op basis van troebelheid**

In de beschreven onderzoeken is gewerkt met de troebelheid als maat voor de vervuiling. Het risico op bruinwaterklachten wordt bepaald met de OPM en wordt dan ook in FTU uitgedrukt. De reden is dat mensen klagen naar aanleiding van de kleur en niet zozeer naar aanleiding van een bepaalde massa van sediment. In het referentiegebied was de hervervuilingssnelheid ca. 0,17 FTU/m.maand in de eerste meetperiode (17 maanden) en de tweede meetperiode (7 maanden). De vervuilinggraad (in FTU/m) in oktober 2008 (1<sup>e</sup> keer spuien in ca. 10 jaar) is echter veel lager dan je op basis van deze hervervuilingssnelheid zou verwachten. Daarom wordt ook gekeken naar de massa van het sediment.

De gemeten totale vervuiling van de twee gebieden is 6,6 en 14,1 FTU/m. Wanneer de hervervuilingssnelheid van 0,17 en 0,43 FTU/m.maand voor referentie- en onderzoeksgebied naar 10 jaar hervervuiling wordt vertaald worden vervuilingen van 20,4 FTU/m en 51,6 FTU/m berekend. Wanneer de hervervuilingssnelheid uitgedrukt zou worden in mg/m.maand en rekening wordt gehouden met een andere relatie tussen massa en troebelheid voor oud en nieuw sediment (de data van PWN laten zien dat het nieuwe sediment een 50% hogere troebelheid heeft bij dezelfde massa) zou de berekende vervuiling voor de twee gebieden gelijk zijn aan 13,6 en 34,4 FTU/m. Dit is nog altijd een factor 2 hoger dan de gemeten waarde.

De andere relatie tussen troebelheid en massa is dus slechts een deel van de verklaring dat de totale vervuiling na 10 jaar lager is dan de hervervuilingssnelheid in 7 of 17 maanden suggereert. Andere mogelijke verklaringen zijn:

- de hervervuilingssnelheid was vóór 2008 lager,
- er is tussendoor sediment verwijderd (tijdens werkzaamheden bijvoorbeeld),
- tijdens het spuien is niet alle sediment verwijderd (sediment is zodanig vast gaan zitten dat het niet meer verwijderd wordt tijdens normaal spuien),
- er zijn biologische processen die het sediment hebben beïnvloed,
- de hervervuilingssnelheid is alleen lineair in het begin en vakt daarna af door een soort verzadigingseffect.

Aanbevolen wordt om hier meer onderzoek aan te doen. Daarbij wordt aanbevolen om ook de *cohesive layer theory* (Boxall et al. 2001) nader te bestuderen. Deze theorie houdt in dat sediment zich in een cohesief laagje aan de leidingwand bevindt, opgebouwd gedurende normale hydraulische omstandigheden. Er is een verstoring van die normale hydraulische omstandigheden nodig om sediment op te wervelen. De theorie verklaart niet zozeer hoe het laagje wordt opgebouwd, wel onder welke omstandigheden verschillende lagen kunnen blijven bestaan of worden afgebroken.

### **6.3 Modelleren van hydraulica t.b.v. waterkwaliteitsmodellering**

Voor het modelleren van waterkwaliteit in het leidingnet is een voldoende accurate hydraulische modellering noodzakelijk (Blokker 2010). Met name in de uiteinden van het leidingnet, waar nog weinig woningen zitten, geeft een modellering met stochastische patronen beter inzicht in variatie van verblijftijden en lokale en kortdurende (maximale) snelheden. De meerwaarde van SIMDEUM voor de modellering van sediment komt dus vooral tot uitdrukking in vertakte (delen van) netten. Een extra stap in de hydraulische modellering door ook 2<sup>e</sup> orde effecten mee te nemen voegt weinig toe. Er kan worden volstaan met een standaard hydraulisch model zoals EPANET, InfoWorks® of SynerGEE®.

Het toepassen van stochastische patronen betekent dat ook de leidingnetmodellen stochastisch worden. De resultaten moeten dan ook statistisch worden beoordeeld; de ene doorgerekende dag is niet representatief voor een heel jaar; een volgende berekening geeft net wat andere resultaten. Deze benadering geeft naast modelvoorspellingen ook onzekerheidsmarges; dit geeft ook een toegevoegde waarde. In de modellering en metingen van Zandvoort (Blokker et al. 2010a) is de variatie in verblijftijden met behulp van SIMDEUM-patronen zeer veel beter voorspeld dan met standaardpatronen. Ook de invloed van stromingsomkeringen en stilstaand water kan met behulp van SIMDEUM-patronen beter worden bestudeerd dan met standaardpatronen.

Het toepassen van SIMDEUM-patronen heeft dus een grote meerwaarde in de onderzoeksfase. In de toekomst zullen deze patronen ook een rol kunnen spelen in het voorspellen van locaties en snelheid van vervuiling van het leidingnet.

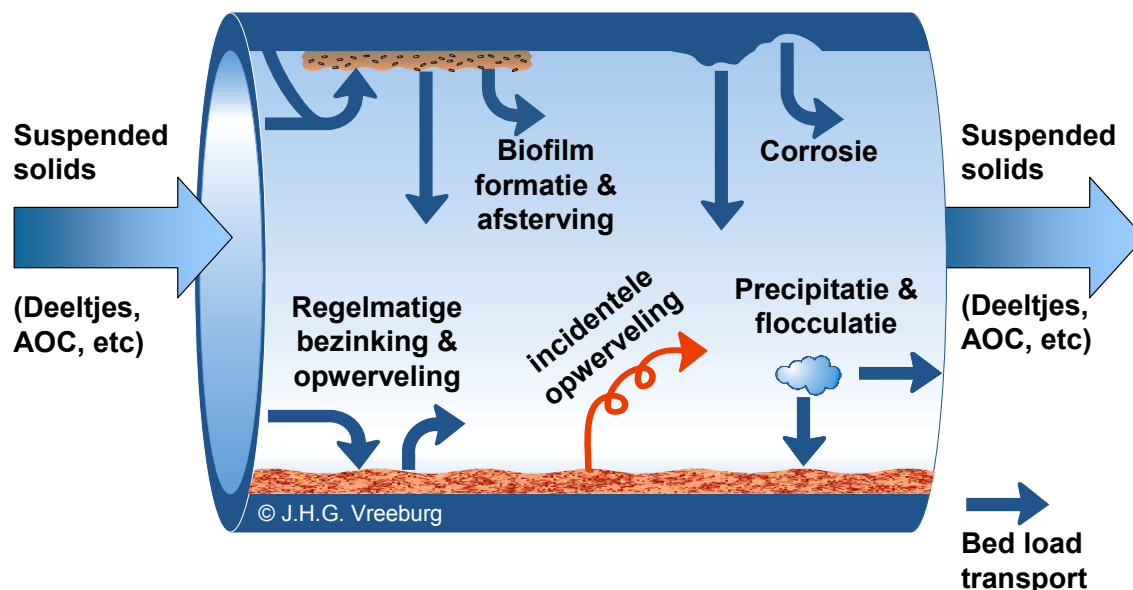
## 6.4 Modelleren van sediment in het leidingnet

### 6.4.1 Bestaand sedimentmodel

Het Australische CRC heeft het PSM model (WQDMTB) ontwikkeld waarmee op basis van een leidingnetmodellering in EPANET en een boekhouding van sediment in opwerveling en aan de wand de vervuiling kan worden gemodelleerd. In het model is bezinking onder invloed van de zwaartekracht meegenomen. Ook is er een mechanisme ingebouwd waarbij sediment wordt opgewerveld zodra de snelheid boven een te definiëren snelheid komt. Het model WQDMTB is door KWR getest voor een wijk in Franeker en een transportleiding in Flevoland (Vogelaar en Blokker 2010). Geconcludeerd werd dat WQDMTB een goed hulpmiddel is om te begrijpen wat er gebeurt in een netwerk. WQDMTB is daarbij een goede start voor een vervuilingvoorspellingsmodel dat nog verbeterd moet worden door zowel beter inzicht in de mechanismen alsook in de werkelijke eigenschappen van deeltjes en stroomsnelheden in het distributienet. Afhankelijk van de eigenschappen van de deeltjes zullen ze onder verschillende hydraulische omstandigheden anders reageren.

### 6.4.2 Mechanismen van bezinking

Vreeburg (2007) heeft een conceptueel model van deeltjes in het leidingnet beschreven (Figuur 6-1). Een aantal van de mechanismen die hierin beschreven staat kunnen ook kwantitatief worden gemodelleerd; andere mechanismen zijn alleen nog kwalitatief beschreven. In dit rapport wordt alleen gekeken naar de deeltjes af pompstation, dus niet naar corrosie en niet specifiek naar biofilm.



Figuur 6-1. Conceptueel sedimentmodel.

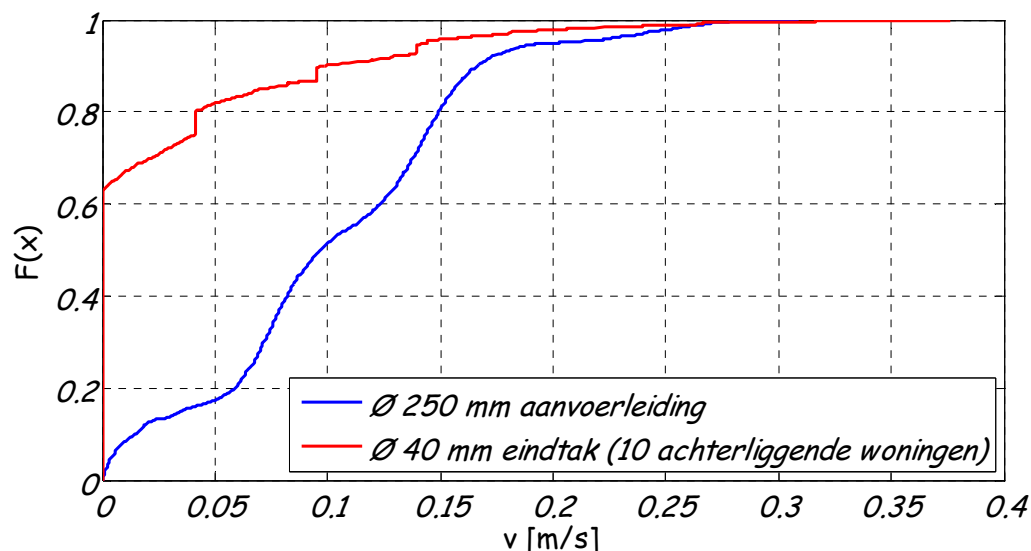
In WQDMTB wordt de aanvoer van deeltjes (zoals ook in Figuur 6-1) meegenomen en ook de afvoer van deeltjes die in suspensie zijn. De wijze waarop bezinking van sediment onder invloed van de zwaartekracht (wet van Stokes; een deel van de "regelmatige bezinking" in Figuur 6-1) in WQDMTB is gemodelleerd lijkt goed te voldoen. Vogelaar and Blokker (2010) hebben laten zien dat veel van de verdeling van het sediment over de transportleiding naar Zeewolde en een distributiegebied in Franeker op basis van dit mechanisme beschreven kan worden. Wel moet daarbij meegenomen worden dat niet alle deeltjes dezelfde eigenschappen (afmetingen, soortelijk gewicht) hebben. Er is nog beperkt

onderzoek gedaan naar de eigenschappen van deeltjes in het leidingnet onder verschillende hydraulische omstandigheden.

Bij toepassing op de twee wijken in Purmerend bleek dat WQDMTB ook een behoorlijk verschil in totale vervuiling van de beide wijken liet zien, maar de locaties van grootste vervuiling binnen die netten niet goed voorspelt. Dit komt deels ook doordat de vervuiling anders verdeeld was bij de drie meetmomenten. Er zijn meer mechanismen die de vervuiling bepalen (turbulente processen, bed load transport) die nog niet in het model WQDMTB zijn meegenomen. Accumulatie van sediment hangt mogelijk ook samen met de aanwezigheid van bochten, diameterovergangen, T-stukken, afsluiters, brandkranen en zinkers en ondulatie. Dit moet ook nader onderzocht worden.

### 6.4.3 Zelfreinigende snelheid

In het leidingnet van Purmerend is aangetoond dat er werkelijk zoiets is als een zelfreinigende snelheid. Wanneer regelmatig (om de dag, zie Blokker 2010 - hoofdstuk 7) de maximale snelheid boven deze zelfreinigende snelheid van ca. 0,2 tot 0,25 m/s komt, vervuilen de leidingen nauwelijks. De eerder genoemde *cohesive layer theory* (Boxall et al. 2001) heeft ook een relatie met de zelfreinigende snelheid. De theorie zegt dat sediment zich in een cohesief laagje aan de leidingwand bevindt, opgebouwd gedurende normale hydraulische omstandigheden. Er is een verstoring van die normale hydraulische omstandigheden nodig om sediment op te wervelen. Een zelfreinigend net betekent in deze context dat een verstoring van de "normale" hydraulische omstandigheden regelmatig (bijv. eens per dag) optreedt. Dit lijkt goed mogelijk in de uiteinden van het leidingnet waar onder normale omstandigheden (d.w.z. gemiddeld over de dag) veel stilstand en lage snelheden optreden; en de maximale stroomsnelheid maar heel kort duurt. De rode lijn in Figuur 6-2 bijvoorbeeld laat 60% van de tijd stilstand zien en slechts 2% van de tijd een snelheid boven de 0,2 m/s. In het secundaire leidingnet zijn de verschillen tussen normale hydraulische omstandigheden en maximale snelheden veel kleiner. De blauwe lijn in Figuur 6-2 laat zien dat in 50% van de tijd de snelheid groter is dan 0,1 m/s en 5% van de tijd groter dan 0,2 m/s. Dit zou kunnen betekenen dat een zelfreinigend secundair en primair leidingnet niet mogelijk is. De metingen aan de transportleiding naar Zeewolde suggereren al dat een maximale snelheid van 0,4 m/s die dagelijks optreedt onvoldoende is om de leiding schoon te houden (Vogelaar en Blokker 2010; Vreeburg et al. 2009). Bovendien kunnen juist bij hoge snelheden turbulente processen bijdragen aan het afzetten van deeltjes (van Thienen et al. 2011b). Het kan onder die omstandigheden ook zijn dat er ander sediment (met bijvoorbeeld een grotere massa) in het net accumuleert waarvoor een hogere zelfreinigende snelheid geldt. Aanbevolen wordt om verder te onderzoeken of zelfreiniging in het secundaire en primaire leidingnet mogelijk is of dat daar andere maatregelen genomen moeten worden om bruinwaterklachten te voorkomen.



Figuur 6-2. Snelheidsprofiel (cumulatieve verdeling van de snelheid over een dag) voor een aanvoerleiding in wijk A en een eindtak met verkleinde diameter (in werkelijkheid is dit een Ø100 mm leiding).

Voordat de zelfreinigende snelheid in een sedimentmodel kan worden meegenomen moet eerst meer duidelijk zijn over de mechanismen hierachter.

Als het leidingnet zelfreinigend is, dan is de aansluitleiding dat ook. De stroomsnelheden in de aansluitleidingen (Figuur 4-1) zijn namelijk hoog en discontinu.

#### **6.4.4 Toepassing sedimentmodel: OPM locaties**

In februari 2008 zijn OPM's uitgevoerd in Purmerend. Wijk A had de hoogste OPM-waarde; wijk B had nauwelijks een verhoogde troebelheid. Na schoonmaken in oktober 2010 bleek echter dan wijk B veel meer vervuild was dan wijk A.

Een toepassing van een sedimentmodel is het selecteren van de beste OPM-locaties om te bepalen of een netwerk gespuid moet worden. Dat wil zeggen een representatieve OPM-locatie afhankelijk van de schoonmaakfilosofie. Een waterbedrijf kan er voor kiezen om te zoeken naar de meest vervuilde locaties zodat er een *early warning* systeem is voor vervuiling, of een waterbedrijf kan zoeken naar gemiddeld vervuilde locaties waarmee een zo goed mogelijk beeld kan worden verkregen van de verschillen in vervuiling tussen leidingnetten. In de huidige praktijk wordt de opwervelingspotentiemethode (OPM) ingezet op willekeurige punten in het leidingnet. Wanneer de OPM onder een bepaalde norm blijft, wordt er niet gespuid. Het is mogelijk dat de willekeurige meetlocatie schoon is, terwijl de rest van het leidingnet vervuild is en eigenlijk toch gespuid had moeten worden. Wanneer bijvoorbeeld een OPM wordt gedaan op een locatie waar onder normale omstandigheden een maximale snelheid van 0,1 m/s optreedt is er volgens Figuur 5-1 een kans dat deze heel erg vervuild is, maar ook dat deze helemaal niet vervuild is. Met behulp van een goed sedimentmodel kunnen representatieve OPM-metlocaties worden bepaald, zodat een goed beeld van de vervuiling van een leidingnet verkregen kan worden.

Het is aan te bevelen om Figuur 5-1 nogmaals te construeren voor leidingdelen van ca. 100 m die een typische OPM-leidinglengte representeren. Door OPM te meten op de hotspots (de locaties uit Figuur 5-1 die het snelst vervuilen) kan een *early warning* systeem worden ingericht voor bruinwaterklachten. Wanneer de relatie tussen vervuiling (FTU) en het risico op bruin water bekend is, is in feite de OPM overbodig en volstaat het model.

De representativiteit van OPM als maat voor de vervuiling van het omliggende leidingnet kan getoetst worden door de totale vervuiling (zoals gemeten met het spuien, zie § 2.4.2 en hoofdstuk 3) van verschillende gebieden tijdens het spuien te vergelijken met de eerder gemeten OPM-resultaten van die gebieden (voorafgaand aan het spuien).

### **6.5 Aanbevelingen voor toekomstige metingen**

Samenvattend is een aantal metingen aan te bevelen. In het lab zijn dat de volgende metingen:

- Testen of sediment dat met spuien wordt opgewerveld en met de troebelheidsmeter wordt geregistreerd eenvoudig kan worden teruggerekend naar de locatie waar het lag: toon aan dat LAM een geoorloofd concept is. Daarbij is het belangrijk om met echt sediment uit een distributienet (niet uit een transportleiding) wordt gewerkt.
- Verder toetsen in het lab van theoretische voorspellingen over het optreden van turboforese als mechanisme voor deeltjesafzetting bij hogere snelheden (wordt aan gewerkt). Hiermee kunnen kwalitatieve voorspellingen voor het optreden van het mechanisme in het leidingnet worden gedaan. Toetsing van theoretische voorspellingen van radiale transportsnelheden van deeltjes zullen kwantitatieve voorspellingen mogelijk maken.
- Labexperimenten voor het toetsen van een theoretisch model (in ontwikkeling) voor het ophopen en wegspoelen van deeltjes in/uit groeven, holtes, en andere onregelmatigheden in de buiswand. Hiermee hangt ook bed load transport samen. Dit model zal kwantitatieve voorspellingen van ophoping en opwerveling van sediment in/uit dergelijke onregelmatigheden mogelijk maken.
- De mogelijke rol van het samenkitten (chemisch dan wel biologisch) verdient meer aandacht. Hiervoor zijn zowel langdurige labmetingen (experimentele samenkitting onder verschillende chemische en biologische regimes) als monsternames in het veld nodig.

In het distributienet zijn de volgende metingen gewenst:

- Inspectie in het veld in hoeverre onregelmatigheden zoals groeven, holtes en bochten e.d. zich daadwerkelijk als vangplaats voor deeltjes gedragen.
- Metingen aan sedimenteigenschappen zoals afmetingen, soortelijk gewicht en cohesiviteit.
- Meer metingen zoals in Purmerend zullen meer inzicht geven in hervervuilingssnelheid en locaties van vervuiling. Daarbij wordt aanbevolen om ook het sedimentmodel voor deze wijken te testen.
- Meetgebieden waarvan veel bekend is kunnen veel inzicht opleveren. Een “proeftuin” waarin verschillende soorten metingen gedaan worden is te prefereren boven de keuze voor telkens andere meetgebieden.

## **6.6 Implementatie**

De resultaten van dit onderzoek zijn nog niet direct te implementeren. Het onderzoek heeft wel inzicht gegeven en geeft richting aan vervolgonderzoek.

Ook laat het onderzoek in Purmerend zien dat door meer te doen dan nodig is voor de eigen bedrijfsvoering, dit op de lange termijn veel oplevert. Dat geldt voor heel veel onderzoek dat waterbedrijven doen, en daarmee kan de implementatie van onderzoek erg gebaat zijn. Een proefgebied waarin veel metingen gedaan worden en waarvan veel historie bekend is, heeft een toegevoegde waarde voor het onderzoek.

## 7 Referenties

- Beuken, R. (2010). *BTO Symposium waterdistributie III "Asset management in bedrijf"*, KWR, Nieuwegein. BTO 2010.055(s).
- Blokker, E. J. M. (2010). "Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks," Delft University of Technology.
- Blokker, E. J. M. (2011). "Alternatieven voor spuien in bestaande leidingnetten." *BTO 2011.029*, KWR, Nieuwegein.
- Blokker, E. J. M. en Beverloo, H. (2008). *Verandering van waterkwaliteit in het distributienet; Metingen in Rosmalen in vemaasd en vertakt netten*, KWR, Nieuwegein. BTO 2008.039.
- Blokker, E. J. M. en Schaap, P. G. (2006). *Evaluatie zelfreinigende netten; metingen zomer 2006 in Hoofddorp (PWN)*, Kiwa Water Research B.V., Nieuwegein. KWR 06.096 (DPW).
- Blokker, E. J. M., Schaap, P. G. en Vreeburg, J. H. G. (2011). "Comparing the fouling rate of a drinking water distribution system in two different configurations." *CCWI 2011 Urban Water Management: Challenges and Opportunities*, D. Savic, Z. Kapelan, en D. Butler, eds., Centre for Water Systems, University of Exeter, Exeter, 583-588.
- Blokker, E. J. M., Vreeburg, J. H. G., Beverloo, H., Klein Arfman, M. en van Dijk, J. C. (2010a). "A bottom-up approach of stochastic demand allocation in water quality modelling." *Drink. Water Eng. Sci.*, 3(1), 43-51.
- Blokker, E. J. M., Vreeburg, J. H. G., Schaap, P. G. en van Dijk, J. C. (2010b). "The self-cleaning velocity in practice." *WDSA 2010, ASCE, Tuscon, AZ*.
- Boomen, M. v. d. en Vreeburg, J. H. G. (1999). *Nieuwe ontwerprichtlijnen voor distributienetten*, Kiwa N.V., Nieuwegein. SWE 99.011.
- Boxall, J. B., Skipworth, P. J. en Saul, A. J. (2001). "A novel approach to modelling sediment movement in distribution mains based on particle characteristics." *the Computing and Control in the Water Industry Conference*, A.A. Balkema Publishers, De Montfort University, UK.
- Floris, R. en van Thienen, P. (2011). "Experimental investigation of turbulent particle radial transport processes in DWDS using optical tomography." *Drink. Water Eng. Sci. Discuss.*, 4(1), 61-83, doi:10.5194/dwesd-4-61-2011.
- Horst, P. (2008). *Gefaseerde aanleg van een zelfreinigend leidingnet in bestaande wijken*, KWR, Nieuwegein. BTO 2008.047 (s).
- Pothof, I. W. M. en Blokker, E. J. M. (2011). "Dynamic hydraulic models to study sedimentation in drinking water networks in detail." *CCWI 2011 Urban Water Management: Challenges and Opportunities*, D. Savic, Z. Kapelan, en D. Butler, eds., Centre for Water Systems, University of Exeter, Exeter, 635-640.
- Ryan, G., Mathes, P., Haylock, G., Jayaratne, A., Wu, J., Noui-Mehidi, N., Grainger, C. en Nguyen, B. V. (2008). *Particles in water distribution systems*, Cooperative Research Centre for Water Quality and Treatment, Salisbury, Australia. Research report 33.
- Schaap, P. G. en Blokker, E. J. M. (2011). "Carefully designed measurements provide insight into sediment build-up in drinking water distribution systems." *CCWI 2011 Urban Water Management: Challenges and Opportunities*, D. Savic, Z. Kapelan, en D. Butler, eds., Centre for Water Systems, University of Exeter, Exeter, 601-606.
- Schaap, P. G., Mesman, G. A. M. en Vreeburg, J. H. G. (1999). *Schoonmaken leidingnetten*, Kiwa N.V., Nieuwegein. SWE 99.009.
- van Thienen, P., Floris, R. en Meijering, S. (in prep.). "Application of optical tomography in the study of discolouration in drinking water distribution systems." *Drink. Water Eng. Sci. Discuss.*, 4(1), 39-59, doi:10.5194/dwesd-4-39-2011.
- van Thienen, P., Floris, R., Vreeburg, J. en Blokker, M. (2011a). "Lab experiments on turbulent processes causing discolouration potential." *World Environment and Water Resources Congress 2011: Bearing Knowledge for Sustainability*, Palm Springs, CA, 2439-2448.
- van Thienen, P. en Vreeburg, J. H. G. (2010). "Turbulent processes in drinking water distribution" *WDSA 2010, Tuscon, AZ*.

- van Thienen, P., Vreeburg, J. H. G. en Blokker, E. J. M. (2011b). "Radial transport processes as a precursor to particle deposition in drinking water distribution systems." *Water Research*, 45(4), 1807-1817, doi:10.1016/j.watres.2010.11.034.
- Vogelaar, A. J. en Blokker, E. J. M. (2010). *Particle Sediment Modelling. Test and analysis of programme WQDMTB v4.3*, KWR, Nieuwegein. BTO 2010.011.
- Vreeburg, J. H. G. (2007). *Discolouration in drinking water systems: a particular approach*. Ph.D. thesis report.
- Vreeburg, J. H. G., Arsénio, A. en Leijssen, H. (2009). "Origin and behavior of particles in drinking water transport networks." *CCWI 2009 'Integrating water systems'*, Sheffield, 453-458.
- Vreeburg, J. H. G., Schaap, P. G. en van Dijk, J. C. (2004). "Measuring discoloration risk: resuspension potential method." Leading edge Technology conference, IWA, Prague.

# I Conference papers CCWI





# COMPARING THE FOULING RATE OF A DRINKING WATER DISTRIBUTION SYSTEM IN TWO DIFFERENT CONFIGURATIONS

E. J. Mirjam Blokker<sup>1</sup>, Peter G. Schaap<sup>2</sup>, and Jan H. G. Vreeburg<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup> KWR Watercycle Research Institute, Groningenhaven 7, 3430 BB Nieuwegein, the Netherlands.

<sup>2</sup> PWN Water Supply Company North-Holland, P.O. Box 2113, 1990 AC, Velsbroek, the Netherlands.

<sup>3</sup> Delft University of Technology. Department of Civil Engineering and Geosciences, P.O. Box 5048, 2600 GA Delft, the Netherlands.

<sup>1</sup>mirjam.blokker@kwrwater.nl, jan.vreeburg@kwrwater.nl, <sup>2</sup>peter.schaap@pwn.nl,

## Abstract

*An isolated part of a Dutch drinking water distribution system (DWDS) was flushed in October 2008 and again in March 2010, which gave a good impression of the fouling rate of this network. In order to improve the fouling rate by creating a unidirectional flow and higher maximum flow velocities, successively 17 valves within the network were closed. In October 2010 this reconfigured DWDS was flushed again. Flushing was done according to a carefully designed flushing programme which means flushing from a clear water front, using a flushing velocity of at least 1.5 m/s and flushing until the turbidity was less than 0.6 FTU. The turbidity of the flushed water was logged every 5 seconds. This allows for the determination of the total turbidity per metre of pipe length that was removed from the network. Since the flow was measured, it was possible to link the turbidity to the location in the pipe from where it was re-suspended, assuming plug flow.*

*Furthermore, an all-pipes EPANET network model was filled with realistic demand patterns from the end-use model SIMDEUM with a high spatial detail (a unique demand pattern for each household connection) and a high temporal detail (time step that was used was 0.01 h). The maximum daily flow velocity occurring in each pipe stretch could be calculated with high accuracy and relevance. With this a graph of re-suspended turbidity against maximum daily velocity could be constructed.*

*The analysis of the 2008 data showed that in this residential DWDS there is a threshold value for the maximum flow velocity of 0.2 to 0.25 m/s above which the pipes remain clean. Thus, the existence of the self-cleaning velocity was demonstrated. The analysis of the data of October 2010 showed that much more pipes experience a maximum flow velocity above 0.25 m/s and these stayed relatively clean. Also, the fouling rate (FTE/m.month) of the total network was lower between March 2010 and October 2010 in the improved configuration compared to the fouling rate between October 2008 and March 2010 in the original configuration. Higher flow velocities combined with uni-directional flows appear to reduce the fouling rate. As not all pipes in the DWDS experienced a flow velocity above 0.25 m/s, there is still a substantial fouling rate. A higher flow velocity in a part of the network does not suffice to keep the total network clean.*

## Keywords

Network fouling, Asset Management

## 1. INTRODUCTION

The goal of drinking water companies is to supply their customers with good quality drinking water 24 hours per day. With respect to water quality, the focus has for many years been on the drinking water treatment. Recently, interest in water quality in the drinking water distribution system (DWDS) has been growing. On the one hand, this is driven by customers who expect the water company to ensure the best water quality by preventing such obvious deficiencies in water quality as discolouration and (in many countries) by assuring a sufficient level of chlorine residual. On the other hand, since '9/11' there is a growing concern about (deliberate) contaminations in the DWDS.

Discolouration is the main reason for customers to complain about the water quality [1]. Vreeburg and Boxall [1] concluded that the mechanisms leading to discolouration events are complex and poorly understood. Their basic concept of the cause of discolouration is that particles are attached by some means to the pipe wall. In normal flow conditions the particles stay in their place and do not affect the aesthetic quality of the water. If flows are increased above normal, scouring forces and shear stress increase consequently and then the particles may be mobilised, sometimes leading to customer complaints. Vreeburg [2] has suggested that one of the measures to reduce the discolouration risk is the prevention of the accumulating of particles in the DWDS by building self-

cleaning networks. Regularly occurring high velocities and a uni-directional flow will ensure that particles are mobilised regularly and are then removed from the distribution network in small quantities through the consumers' taps. Thus, the particle accumulation will be kept within limits. In practice, the self-cleaning DWDS concept leads to a branched distribution system with sufficiently small pipe diameters. The diameters are selected based on a design velocity of 0.4 m/s and the expected demand, which is determined with the so-called  $q\sqrt{n}$  method [3]. This method calculates the maximum demand through a square root relationship with the number of homes on a branch. These design principles ensure uni-directional flows with high maximum flow velocities.

Laboratory tests [4-7] and field tests [8, 9] have shown that typical DWDS sediment can be resuspended at a velocity of 0.2 to 0.25 m/s. If this velocity occurs only once every other day, it may be able to mobilise the sediment instantaneously and keep the pipe clean. It was concluded that it is possible to design and build new networks in such a way that they are indeed self-cleaning.

In existing networks, discolouration is typically prevented by timely flushing. An alternative option would be to enforce a uni-directional flow by closing carefully selected valves and thus partly reconfigure the network. This would result in less flow direction reversals and higher flow velocities in a part of the pipes, and lower flow velocities in other pipes. This paper investigates the effect of valve manipulation on the fouling rate of networks by measuring the build up of deposits in a real DWDS both in the original and adjusted configuration. The effect of uni-directional flow and the effect of a change in flow velocities are studied. Some of the practical issues are also discussed.

## **2. METHODS AND MATERIALS**

### **2.1 Introduction**

In a previous study in a test area in Purmerend [9], the self-cleaning velocity was established through turbidity measurements during flushing in combination with a detailed hydraulic model. The flushing measurements were repeated after 17 months [10] and after 7 months in a different network configuration (this study). This section describes the network (§2.2), the flushing actions (§2.3) and the analysis of the measurements (§2.4).

### **2.2 The network**

Two areas in the town Purmerend in the Netherlands were studied. The measurement location is described in earlier papers [9, 10]. The Provincial Water Company North-Holland (PWN) built this network between the late 1960s and early 1980s. It is a conventional residential DWDS with large enough pipe diameters to supply the required fire flows. The total pipe length is about 22.5 km of mainly Ø100 mm asbestos cement pipes (Figure 1, Table 1) and no cast iron mains. The two areas serve 4180 households - mainly single family homes, but also a few apartment buildings. The areas are fed by the same Ø500 mm AC main. This means that they have the same incoming water quality. The network was last flushed ten years before the measurements of October 2008.

In March 2010, 17 valves were closed in area B (Figure 1). The valves were selected with the help of a hydraulic network model in order to increase the maximum flow velocities in a large part of the network. Figure 2 shows that the maximum flow velocity per pipe is similar for the two areas in their original configuration. Pipes that experience every other day a maximum flow velocity above 0.2 to 0.25 m/s are believed to stay clean [9]. Approximately 5% (respectively 2%) of the pipes experience a velocity above 0.2 m/s (resp. 0.25 m/s); in area B in the new configuration with closed valves 37% (resp. 30%) of the pipes experience a velocity above 0.2 m/s (resp. 0.25 m/s). In the reconfigured area B, 5% of the pipes experience stagnant water during the entire day. These pipes are the ones that are located on either side of the closed valves where the last drinking water demand is located further upstream.

It is unclear what the effect would be of these 'dead water' zones. After reconfiguring the area B, the dead water zones were refreshed after two months (May 2010) and four months (July 2010). This was done by opening valve 1, then valve 2 and so on until all 17 valves were opened. Then the valves were closed again in the same order. The refreshing was thus achieved with normal demands during approximately 4 hours, no flushing was done.

The event history prior to October 2008 is unknown. In the period between October 2008 and March 2010 (July 2009) a hydrant was replaced in area B. In the period between October 2008 and March October 2010 no breaks

The network was flushed in October 2008 (this took 8 days), in March 2010 (4.5 days) and October 2010 (4.5 days). The flushing programme was carefully designed [9, 10]; it was slightly improved after 2008. The flushing programme for area A of October 2010 was the same as the one of March 2010. The flushing programme for area B of October 2010 was slightly different from the one of March 2010 as it took into account the valves that were closed.

The turbidity measurements were analysed in two ways. First, the fouling of the total network was determined and second, the fouling per pipe was determined. The overall fouling of the two networks was determined by summing all flushing results (of all turnovers) and divide them by the flushed length [10]. This means that all the material that was removed during flushing is taken into account in determining the average fouling of both networks. In order to determine which locations in the network are most susceptible to fouling, the fouling per pipe was determined. The measured turbidity during flushing is interpreted as the material that had accumulated before (and was mobilised during flushing) at a location that corresponds to a position within the flushed pipe length. This ‘locally accumulated material’ (LAM) is measured in FTU. For each flushing action, the measured turbidity of the 1<sup>st</sup> turnover was linked to the location in the stretch of pipes from which the particles originated. This was done by converting the measurement time to the flushed pipe length with the help of the flushing flow and pipe diameter [9].

For this research, only the flushing actions for which the measured turbidity over time could be converted to LAM over the pipe length were used for further analysis. Reasons why some flushing actions could not be used were that there was still a considerable amount of turbidity in the second turnover, the flushed pipe length was too short, a flushing action was done over more than one hydrant or because of leaky valves [9]. In October 2010, it was possible to allocate the LAM to 9.8 km of flushed pipe; in March 2010, it was possible to allocate the LAM to 6.7 km of flushed pipe and in October 2010, it was possible to allocate the LAM to 8.8 km of flushed pipe on a total of 17.4 to 20.0 km that was flushed.

## 2.4 Analysis of influence of flow velocities

In order to investigate the influence of the velocity on the fouling of pipes, a detailed hydraulic network model with realistic demand patterns is required. The stochastic demand model SIMDEUM [11] was applied. This model was used to allocate the stochastic water demand patterns to demand nodes in the hydraulic network model [12, 13]. Blokker et al. [9] describe how to establish the relation between maximum flow velocities and the LAM. The same hydraulic models were used here with the same demand patterns; only the valve status was changed.

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1 Total fouling of networks

Table 2 shows the fouling of the two networks as established after the three flushing periods. At the end of each flushing action the turbidity was below 0.6 FTU. Also the reduction in RPM and the number of discolouration complaints after flushing showed that the networks were properly cleaned [10]. This means that the absolute fouling rate over time can be determined. As the event history before October 2008 is unknown, the fouling rate was not determined for that period. Table 2 shows the fouling rate of area A and B in two periods. The fouling rate of Area B is higher than that of area A; this is discussed further by Schaap and Blokker [10]. This paper focuses on the difference in fouling rate after reconfiguring the network. The fouling rate for area A is constant over time (0.17 FTU/m.month) but the fouling rate of area B is decreased by ca. 25% in the reconfigured situation (0.33 FTU/m.month instead of 0.43 FTU/m.month). This is a significant improvement.

Table 2 Fouling of the two areas

	measured fouling		area A	area B
total fouling	October 2008	FTU/m	6.6	14.1
	March 2010	FTU/m	2.9	7.3
	October 2010	FTU/m	1.2	2.3
fouling rate	Oct '08 – Mar '10	FTU/m.month	0.17	0.43
	Mar '10 – Oct '10	FTU/m.month	0.17	0.33

The network was flushed in October 2008 (this took 8 days), in March 2010 (4.5 days) and October 2010 (4.5 days). The flushing programme was carefully designed [9, 10]; it was slightly improved after 2008. The flushing programme for area A of October 2010 was the same as the one of March 2010. The flushing programme for area B of October 2010 was slightly different from the one of March 2010 as it took into account the valves that were closed.

The turbidity measurements were analysed in two ways. First, the fouling of the total network was determined and second, the fouling per pipe was determined. The overall fouling of the two networks was determined by summing all flushing results (of all turnovers) and divide them by the flushed length [10]. This means that all the material that was removed during flushing is taken into account in determining the average fouling of both networks. In order to determine which locations in the network are most susceptible to fouling, the fouling per pipe was determined. The measured turbidity during flushing is interpreted as the material that had accumulated before (and was mobilised during flushing) at a location that corresponds to a position within the flushed pipe length. This 'locally accumulated material' (LAM) is measured in FTU. For each flushing action, the measured turbidity of the 1<sup>st</sup> turnover was linked to the location in the stretch of pipes from which the particles originated. This was done by converting the measurement time to the flushed pipe length with the help of the flushing flow and pipe diameter [9].

For this research, only the flushing actions for which the measured turbidity over time could be converted to LAM over the pipe length were used for further analysis. Reasons why some flushing actions could not be used were that there was still a considerable amount of turbidity in the second turnover, the flushed pipe length was too short, a flushing action was done over more than one hydrant or because of leaky valves [9]. In October 2010, it was possible to allocate the LAM to 9.8 km of flushed pipe; in March 2010, it was possible to allocate the LAM to 6.7 km of flushed pipe and in October 2010, it was possible to allocate the LAM to 8.8 km of flushed pipe on a total of 17.4 to 20.0 km that was flushed.

## 2.4 Analysis of influence of flow velocities

In order to investigate the influence of the velocity on the fouling of pipes, a detailed hydraulic network model with realistic demand patterns is required. The stochastic demand model SIMDEUM [11] was applied. This model was used to allocate the stochastic water demand patterns to demand nodes in the hydraulic network model [12, 13]. Blokker et al. [9] describe how to establish the relation between maximum flow velocities and the LAM. The same hydraulic models were used here with the same demand patterns; only the valve status was changed.

## 3. RESULTS AND DISCUSSION

### 3.1 Total fouling of networks

Table 2 shows the fouling of the two networks as established after the three flushing periods. At the end of each flushing action the turbidity was below 0.6 FTU. Also the reduction in RPM and the number of discolouration complaints after flushing showed that the networks were properly cleaned [10]. This means that the absolute fouling rate over time can be determined. As the event history before October 2008 is unknown, the fouling rate was not determined for that period. Table 2 shows the fouling rate of area A and B in two periods. The fouling rate of Area B is higher than that of area A; this is discussed further by Schaap and Blokker [10]. This paper focuses on the difference in fouling rate after reconfiguring the network. The fouling rate for area A is constant over time (0.17 FTU/m.month) but the fouling rate of area B is decreased by ca. 25% in the reconfigured situation (0.33 FTU/m.month instead of 0.43 FTU/m.month). This is a significant improvement.

Table 2 Fouling of the two areas

	measured fouling		area A	area B
total fouling	October 2008	FTU/m	6.6	14.1
	March 2010	FTU/m	2.9	7.3
	October 2010	FTU/m	1.2	2.3
fouling rate	Oct '08 – Mar '10	FTU/m.month	0.17	0.43
	Mar '10 – Oct '10	FTU/m.month	0.17	0.33

### 3.2 The fouling per pipe segment

The fouling per pipe segment was determined as the LAM. Schaap and Blokker [10] discuss the locations within the network that are most susceptible to fouling and how this may change over the fouling time period. In this paper we investigate the relationship between the LAM and the locally occurring maximum flow velocities. Because the total fouling in 17 months (Oct '08 – Mar '10) and 7 months (Mar '10 – Oct '10) is much lower than in several years (prior to Oct '08) Figure 3a zooms into the results of October 2008 below 150 FTU [9]. The results of the second and third flushing programme further substantiate the statement that pipes with flow velocities above 0.2 to 0.25 m/s stay relatively clean.

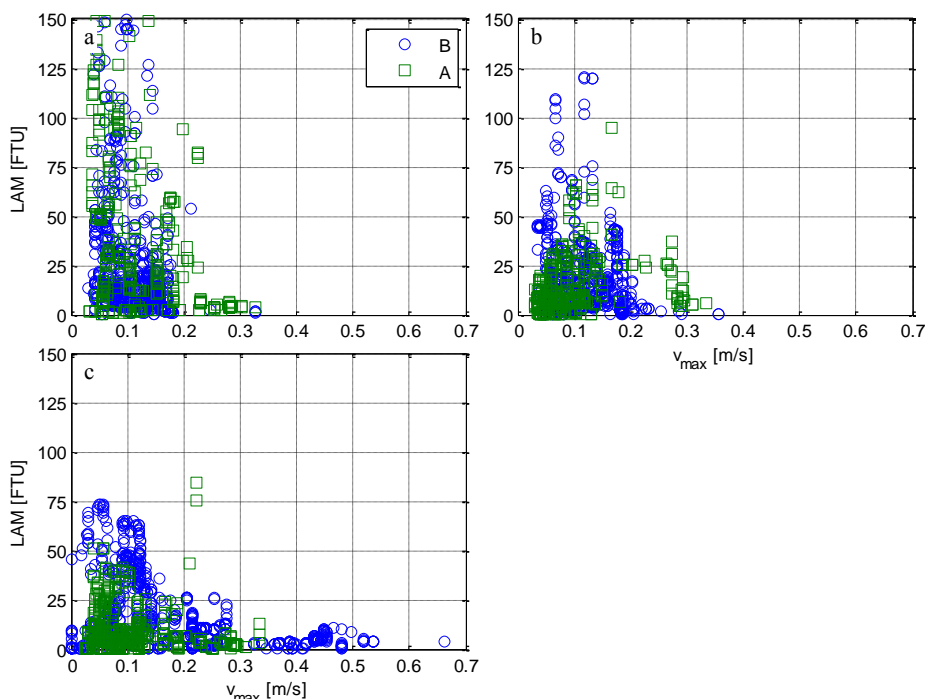


Figure 3 Locally accumulated material (LAM) versus maximum flow velocity in areas A and B in a) October 2008, b) March 2010 and c) October 2010. Note that “a” does not show the full y-scale.

As not all pipes experience a velocity above the self-cleaning velocity, part of the DWDS may still foul. The reconfiguration of a DWDS by closing valves can thus only lower the fouling rate but will not create a truly self-cleaning network. This would require pipes with higher velocities, as is shown in Figure 3. Pipes where the flow velocities are always below 0.2 m/s may foul over time. This means that a uni-directional flow alone does not suffice to have a truly self-cleaning network; high flow velocities are required as well. These higher velocities can only be achieved with decreasing pipe diameters.

### 3.3 Practical considerations

Reconfiguring a DWDS by closing valves may lead to a decrease in overall fouling rate. However, there are also some practical implications to consider. First, zones with dead water may appear. In the Netherlands, the drinking water is distributed without additional chlorine residual. It is unclear what the effect on water quality is for stagnant water. Secondly, it is out of the ordinary for Dutch water companies to have valves in a DWDS that are closed in their default position. This means that there should be a valve operation and maintenance programme that takes this into account. Thirdly, the network was designed with a certain fire hydrant capacity in mind. By closing valves some of the hydrants may have a reduced capacity. Fire fighters can not open any valves in case of an insufficient hydrant capacity. The continuity of supply is not at risk as long as the second issue that was raised is solved appropriately. During the 7 months of the test with closed valves no pressure issues occurred.

The reconfiguration of a DWDS by closing valves may serve as a temporary solution. In areas with a high level of discolouration complaints the effect of valve manipulation on the fouling rate may first be tested. If it proves

to be effective in decreasing the required flushing frequency, a permanent situation may be created by removing the valves and dead end pipes. This solves the first two issues raised before.

#### 4. CONCLUSIONS

Reconfiguring a DWDS by closing valves may lead to a decrease in fouling rate if the flow velocities are raised above the self-cleaning velocity in a substantial part of the network. The measure of valve manipulation (after cleaning the network) is an easy and cheap temporary solution. If it proves to be effective with respect to decreasing the required flushing frequency, the situation can be made permanent.

#### References

- [1] Vreeburg, J.H.G., and Boxall, J.B.: 'Discolouration in potable water distribution systems: A review', *Water Research*, 2007, 41, (3), pp. 519-529
- [2] Vreeburg, J.: 'Discolouration in drinking water systems; the role of particles clarified' (IWA Publishing, 2010. 2010)
- [3] Vreeburg, J.H.G., Blokker, E.J.M., Horst, P., and van Dijk, J.C.: 'Velocity based self cleaning residential drinking water distribution systems', *Water Science and Technology*, 2009, 9, (6), pp. 635-641
- [4] Slaats, P.G.G., Rosenthal, L.P.M., Siegers, W.G., van den Boomen, M., Beuken, R.H.S., and Vreeburg, J.H.G.: 'Processes involved in the generation of discolored water' (AWWARF, 2003. 2003)
- [5] Ackers, J., Brandt, M., and Powell, J.: 'Hydraulic Characterisation of Deposits and Review of Sediment Modelling' (UK Water Industry Research, 2001. 2001)
- [6] Ryan, G., Mathes, P., Haylock, G., Jayaratne, A., Wu, J., Noui-Mehidi, N., Grainger, C., and Nguyen, B.V.: 'Particles in water distribution systems' (Cooperative Research Centre for Water Quality and Treatment, 2008. 2008)
- [7] Husband, P.S., Boxall, J.B., and Saul, A.J.: 'Laboratory studies investigating the processes leading to discolouration in water distribution networks', *Water Research*, 2008, 42, (16), pp. 4309-4318
- [8] Blokker, E.J.M., Schaap, P.G., and Vreeburg, J.H.G.: 'Self-cleaning networks put to the test', in Alegre, H., and Almeida, M.d.C. (Eds.): 'Strategic Asset Management of Water Supply and Wastewater Infrastructures; Invited papers from the IWA Leading edge conference on strategic asset management (LESAM), Lisbon, October 2007' (2009), pp. 407-417
- [9] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., Schaap, P.G., and van Dijk, J.C.: 'The self-cleaning velocity in practice'. *Proc. WDSA 2010, Tuscon, AZ2010* pp. Pages
- [10] Schaap, P.G., and Blokker, E.J.M.: 'Carefully designed measurements provide insight into sediment build-up in drinking water distribution systems'. *Proc. CCWI 2011 'Urban Water Management - Challenges and Opportunities', Exeter2011* pp. Pages
- [11] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., and van Dijk, J.C.: 'Simulating residential water demand with a stochastic end-use model', *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2010, 136, (1), pp. 19-26
- [12] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., Beverloo, H., Klein Arfman, M., and van Dijk, J.C.: 'A bottom-up approach of stochastic demand allocation in water quality modelling', *Drink. Water Eng. Sci.*, 2010, 3, (1), pp. 43-51
- [13] Blokker, E.J.M., Beverloo, H., Vogelaar, A.J., Vreeburg, J.H.G., and van Dijk, J.C.: 'A bottom-up approach of stochastic demand allocation in a hydraulic network model; a sensitivity study of model parameters', *Journal of Hydroinformatics*, In Press

# CAREFULLY DESIGNED MEASUREMENTS PROVIDE INSIGHT INTO SEDIMENT BUILD-UP IN DRINKING WATER DISTRIBUTION SYSTEMS

Peter G. Schaap<sup>1</sup> and E. J. Mirjam Blokker<sup>2</sup>

<sup>1</sup>PWN Water Supply Company North-Holland, P.O. Box 2113, 1990 AC, Velsbroek, the Netherlands.

<sup>2</sup>KWR Watercycle Research Institute, Groningenhaven 7, 3430 BB Nieuwegein, the Netherlands.

<sup>1</sup> peter.schaap@pwn.nl, <sup>2</sup> mirjam.blokker@kwrwater.nl

## Abstract

*Fouling of a network eventually causes discolouration problems for customers. Timely cleaning of a network through flushing may control the discolouration risk. An optimal cleaning frequency is tuned to the fouling rate of an individual network. To assess the fouling rate of networks Water Company PWN set up a measuring campaign that lasted one and a half year. In October 2008 two similar networks were flushed according to a carefully designed flushing programme which includes uni-directional flushing from a clear water front, using a flushing velocity of at least 1.5 m/s and flushing until the turbidity was less than 0.6 FTU. The turbidity measurements during the flushing were logged every 5 seconds and the start of the flushing was distinctly marked. The flush volume was measured with a flow meter. This allows for the determination of the total turbidity per metre of pipe length that was removed from the networks. It also enables the determination of where in the network the suspended particles originate from. In March 2010 this procedure was repeated with which the build up of sedimentary deposits could be determined and compared to the situation as found in October 2008.*

*The two DWDS are very similar: they receive the same incoming water quality as they are adjacent. Both DWDS serve approximately 2000 households. They have a similar composition of pipe diameters and materials (mainly Ø100 mm AC, approximately 10 km total pipe length); the average estimated residence time in the networks is the same (6 hours). The frequency distributions of maximum velocities, determined with a network model composed with realistic demand patterns, in the networks are also similar. Yet one of the DWDS experiences a 100% higher total turbidity per metre than the other. This difference was noted both in October 2008 and in March 2010. Next to this, the most fouled pipes in the network were at different locations in October 2008 and in March 2010. A particle build-up of five to ten years leads to a different "fouling profile" than 17 months of particle build-up.*

*Measurements alone did not lead to a complete understanding of the fouling processes. They did show that more factors are relevant than maximum velocity alone. A more extensive model on network fouling needs to be developed. This should be validated with proper measurements as described in this paper.*

## 1. INTRODUCTION

The goal of drinking water companies is to supply their customers with good quality drinking water 24 hours per day. With respect to water quality, the focus has for many years been on the drinking water treatment. Recently, interest in water quality in the drinking water distribution system (DWDS) has been growing. On the one hand, this is driven by customers who expect the water company to ensure the best water quality by preventing such obvious deficiencies in water quality as discolouration and (in many countries) by assuring a sufficient level of chlorine residual. On the other hand, since '9/11' there is a growing concern about (deliberate) contaminations in the DWDS. Consequently, there is an interest in the behaviour of both dissolved and particulate substances in the DWDS [1, 2].

Discolouration is the main reason for customers to complain about the water quality [3]. Vreeburg and Boxall [3] concluded that the mechanisms leading to discolouration events are complex and poorly understood. Their basic concept of the cause of discolouration is that particles are attached by some means to the pipe wall. In normal flow the particles stay in their place and do not affect the aesthetic quality of the water. If flows are increased above normal, scouring forces and shear stress increase consequently and then the particles may be mobilised, sometimes leading to customer complaints. Vreeburg [4] has suggested that one of the measures to reduce the discolouration risk is the timely cleaning of networks through a flushing programme. This requires insight into where and when to flush. The question is which network characteristics are significant in predicting the fouling locations and fouling rate. Repeated measurements of the turbidity of the flushed water may provide the



information on the fouling rate of networks and the locations within the network which are most susceptible to fouling [5, 6]. These types of measurements require a properly designed flushing programme, a systematic approach of flushing and a good measuring strategy. In this paper the fouling rate of a (Dutch) DWDS is determined as well as the locations within this network that are most susceptible to fouling.

## 2. METHODS AND MATERIALS

### 2.1 Introduction

In a previous study in a test area in Purmerend [5], the self-cleaning velocity was established through turbidity measurements during flushing in combination with a detailed hydraulic model. The flushing measurements were repeated after 17 months.

### 2.2 The network



Figure 1. Network layout.

Table 1. Network characteristics.

	Area A (12.3 km)	Area B (10.0 km)
Ø63 PVC	5.5%	< 2.0%
Ø90 PVC	< 2.0%	5.3%
Ø100 AC	57.0%	54.4%
Ø110 PVC	8.7%	13.5%
Ø150 AC	< 2.0%	12.6%
Ø160 PVC	4.8%	4.1%
Ø200 AC	14.0%	3.4%
Ø250 AC	3.8%	< 2.0%
Ø300 AC	< 2.0%	3.2%
rest	4.7%	1.6%
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

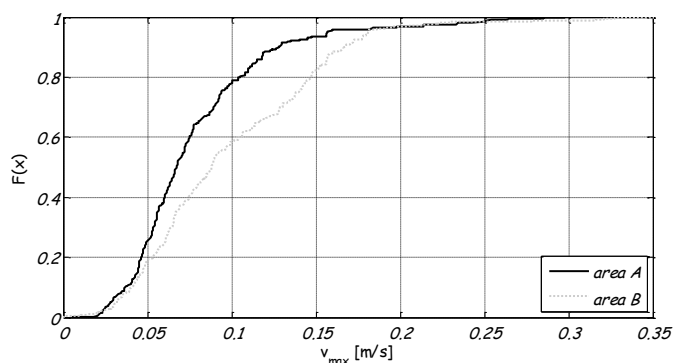


Figure 2 Cumulative frequency distribution of maximum daily flow velocity ( $v_{max}$ ) per pipe segment ( $50 \text{ mm} < \text{diameter} < 300 \text{ mm}$ ).

Two areas in the town Purmerend in the Netherlands were studied. In 2006-2008 Purmerend had, from a Dutch perspective, a relatively high average of 1.5 discoloured water complaints per 1000 connections per year [7]. The network was flushed in October 2008 and again in March 2010. The flushing in 2010 was done to determine the build-up of sediment in the network and thus the fouling rate.

The Resuspension Potential Method (RPM [6]) was used to prioritise the flushing of the network and afterwards the effectiveness of flushing. The RPM results of February 2008 together with the number of complaints showed that Purmerend needed cleaning. The average RPM of 20 locations in Purmerend before cleaning was 33.5 FTU, after cleaning it was down to 3.3 (November 2008). In 2009, resp. 2010 the RPM was 6.5 and 18.8, which showed fouling of the network. Also, in 2009 and after the network cleaning in 2010 the average number of discoloured water complaints had gone down from 1.5 to 0.23 per 1000 connections per year. It thus was concluded that the cleaning of October 2008 was effective. The qualitative relationship between the RPM and the number of complaints showed that they both are relevant in determining the optimal flushing frequency.

The Provincial Water Company North-Holland (PWN) built this network between the late 1960s and early 1980s. It is a conventional residential DWDS with large enough pipe diameters to supply the required fire flows. The exact event history prior to October 2008 is unknown; it was last flushed approximately ten years before the measurements of 2008. Between October 2008 and March 2010 no breaks occurred in this network. In July 2009 a hydrant was replaced in area B. Furthermore, no hydrants were used for other purposes than the RPM measurements and flushing actions that are described in this paper.

The two areas are very similar. Both areas seem to have a similar network composition (Figure 1, Table 1) of approximately 10 km of pipes, mainly Ø100 mm AC. They also result in the same residence times. Area A serves 2311 households through 12.3 km of pipes (Table 1). The content of the pipes (Ø50 mm < diameter < Ø300 mm) is 163 m<sup>3</sup>. Area B serves 1869 households through 10.0 km of pipes (Table 1). The content of the pipes (Ø50 mm < diameter < Ø300 mm) is 128 m<sup>3</sup>. With an average per capita consumption of 125 litres per day and an average household size of 2.3 persons the estimated theoretical residence time of the water in area A is 6.0 hours and in area B 5.8 hours. Also, both networks have a similar profile of maximum flow velocities as determined with a network model with a realistic demand pattern generated with SIMDEUM [8]. Area B seems to have slightly higher flow velocities, but the number of pipes that have flow velocities above the self-cleaning velocity of 0.2 to 0.25 m/s [5] is equal (Figure 2). The two areas receive the same incoming water quality from pumping station Andijk, transported over a Ø900 mm concrete trunk main to Purmerend which feeds the Ø500 mm AC main. Area A is fed from the north side and Area B from the south side. The networks contain no cast iron mains.

## 2.3 Flushing the network

The material that leads to discolouration problems is what is referred to as ‘suspendable’ particles. This material can be studied through controlled flushing tests [4]. The network was flushed in October 2008 (this took 8 days), and in March 2010 (4.5 days). The flushing programme was carefully designed with the following conditions [4]:

- 1) Work from a clear water front; flush only from a pipe that was already cleaned.
- 2) Flush with water, use a flushing velocity of at least 1.5 m/s.
- 3) Flush the pipes during two to three turnovers, i.e. until the pipe volume has been renewed two to three times, or stop when the turbidity is lower than 0.6 FTU.

The flushing programme indicated which hydrants to use, which valves to open and close before and after each flushing action, and the required flow and flushing duration. The flushing plans in 2008 and 2010 were slightly different; some alterations were done in order to increase the flushing length per day and to create less valve and hydrant manipulations. The need for flushing and the effectiveness were determined with RPM measurements.

During the flushing, a fraction of the flushing water (50 - 100 l/h) was led to a measurement unit with a 2 m (Ø 10 mm) hose. Here, the turbidity of the flushed water was measured with a Dr Lange Ultraturb SC100 with a logging frequency of once per 5 seconds. The flushing flow was recorded with a magneto inductive flow meter.

The analysis of the flushing results showed the cleaning of the network was successful, i.e. a low turbidity at the end of each flushing action, and that most pipe stretches were already clean after one turnover. For example in flush action 408, 94% of the total turbidity was removed in the first turnover (Figure 3).

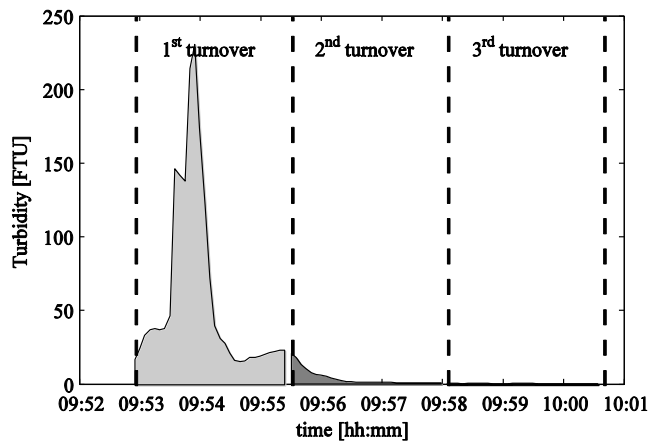


Figure 3. Turbidity measurement of flush action 408 at 16 October 2008.

The turbidity measurements were analysed in two ways. First, the fouling of the total network was determined and secondly, the fouling per pipe was determined. The fouling of the two networks was determined by summing all flushing results (of all turnovers) and divide them by the total flushed length. This means that all the material that was removed during flushing is taken into account in determining the average fouling of both networks. In order to determine which locations in the network are most susceptible to fouling, the fouling per pipe was determined. The measured turbidity during flushing is interpreted as the material that had accumulated before (and was mobilised during flushing) at a location that corresponds to a position within the flushed pipe length. This 'locally accumulated material' (LAM) is measured in FTU. For each flushing action, the measured turbidity of the 1<sup>st</sup> turnover was linked to the location in the stretch of pipes from which the particles originated. This was done by converting the measurement time  $t$  (s) to the flushed pipe length  $l$  (m) with the help of the flushing flow  $Q_f$  (m<sup>3</sup>/s) and pipe diameter  $d$  (m) [5].

The fact that during most of the flushing actions the pipes were cleaned in the first turnover makes it plausible that flushing removed mainly loose deposits [3]. Therefore, the concept of local turbidity is a reasonable assumption. The conversion of Eq. (1) can only be done if the flushing flow is known (i.e. no leaking valves and the flushing was done over a single hydrant), and the start time of the flushing is accurately known (which is not the case for short flushing lengths). For this research, only the flushing actions that removed > 80% of the turbidity within the first turnover and for which the measured turbidity over time could be converted to LAM over the pipe length were used for further analysis [5]. Altogether, in 2008 44% of the flushed length of area A was used and 68% of the flushed length of area B. In total, 9.8 km of flushed pipes was used in this study for the 2008 measurements. In 2010, it was possible to allocate LAM to 6.7 km of flushed pipe.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

#### 3.1 Total fouling of networks

Area B experiences a 100% higher total turbidity per metre than area A (Table 2). This difference was noted both in October 2008 and in March 2010. There is no obvious difference in network characteristics between the two areas that can explain the difference. They receive the same incoming water quality, have a similar composition of pipe diameters and materials, the same average theoretical residence time and the same frequency distributions of maximum velocities.

A further analysis of the incoming water quality is needed to determine if that could explain the difference in fouling. Area B is fed from the south side Ø500 mm main and area A from the north side Ø500 mm main (Figure 1). Both transport mains feed from the same Ø900 mm transport main which during most of the year feeds from pumping station Andijk in the north. During periods of maintenance at pumping station Andijk (approximately 100 days during the measurement period) both areas are fed from pumping station Heemskerk in the south. At the moment of flow reversal potential sediment in the Ø900 mm transport main may be resuspended and area B may experience more fouling than area A. However, the RPM values from the entire town Purmerend and the flushing results of the Ø500 mm transport mains showed that the transport mains have very limited fouling and thus the differences between the incoming water qualities in the two areas are very limited. The incoming water quality can thus only be a small part of the explanation of the difference in fouling of the two areas. There also

must be a difference in the network configuration that leads to a different fouling rate. It can be due to the combination of pipes, the velocities in all the pipes and particles settling or resuspending at locations along the network. A particle settling model that can take all that into account would be of interest.

Table 2 Fouling of the two areas

	area A	area B
total fouling October 2008 (FTU/m)	6.6	14.1
total fouling March 2010 (FTU/m)	2.9	7.3

### 3.2 Fouling locations within networks

Figure 4 shows the LAM in the networks in 2008 and 2010. In 2008, the LAM of 44% of the flushed length of area A and 68% of the flushed length of area B (in total 9.8 km) could be determined. In 2010, it was possible to allocate LAM to 6.7 km of flushed pipe. To reduce the amount of pipes with “no results”, an adjusted flush programme could be designed where each cleaning action ends at a single hydrant and would take at least three minutes. The number of flushed stretches where more than 20% of the sediment is removed in the second turn over can not be controlled. There will thus always be pipes without LAM results in the graphs of Figure 4.



Figure 4 Flushing results (LAM, in FTU) for a) area A October 2008; b) area B October 2008; c) area A March 2010 and d) area B March 2010. Note that the colour code is different in all four graphs.

Some pipes foul more than others (Figure 4). The maximum velocity is a part of the explanation why certain pipes stay relatively clean [5], but at lower flow velocities pipes may foul or may stay clean. The pipes in the

network that were most fouled were at different location in October 2008 and in March 2010 (Figure 4). A particle build-up of five to ten years leads to a different “fouling profile” than 17 months of particle build-up. The situation of 2008 is probably a steady state situation, whereas the fouling after 17 months is still in progress. Bed load transport may play a role [9].

The difference in fouling throughout the network raises an important question. The RPM is used as a measure to determine if an area is in need of cleaning. In case a network is fouled but the RPM is taken at a location within the network that is relatively clean, a wrong decision can be taken with respect to the need of flushing. The locations that were most fouled during the last flushing are not necessarily the best locations for the RPM as the fouling locations may shift over time (Figure 4). In order to determine when and where to flush, a model that can predict over time which locations are most susceptible for fouling is of interest. It would save money if not the whole town needed to be flushed, but only the most fouled areas. A network fouling model needs to be validated with field measurements. This type of detailed and properly conducted measurements is required for the validation.

#### 4. CONCLUSIONS

To determine and understand the build-up of discolouration potential properly designed and performed measurements in real drinking water distribution systems can provide some insight. Flushing was done according to a carefully designed flushing programme which includes uni-directional flushing from a clear water front, using a flushing velocity of at least 1.5 m/s and flushing until the turbidity was less than 0.6 FTU. The turbidity measurements during the flushing were logged every 5 seconds and the start of the flushing was distinctly marked. This allows for the determination of the total turbidity per metre of pipe length that was removed from the networks. It also enables the determination of where in the network the suspended particle originated from.

Though the two DWDS were very similar: they received the same incoming water quality and had a comparable network configuration, one of the DWDS experienced a 100% higher total turbidity per metre than the other. This difference was noted both in October 2008 and in March 2010. Also, the pipes in the network that were most fouled were at different location in October 2008 and in March 2010. A particle build-up of five to ten years leads to a different “fouling profile” than 17 months of particle build-up.

Measurements alone do not lead to complete understanding of the fouling processes. A network fouling model is required. The validation of such a model requires detailed and properly conducted measurements as described in this paper.

#### References

- [1] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., Buchberger, S.G., and van Dijk, J.C.: ‘Importance of demand modelling in network water quality models: a review’, *Drink. Water Eng. Sci.*, 2008, 1, (1), pp. 27-38
- [2] Powell, J., Clement, J., Brandt, M., R, C., Holt, D., Grayman, W., and LeChevallier, M.: ‘Predictive Models for Water Quality in Distribution Systems’ (AWWARF, 2004. 2004)
- [3] Vreeburg, J.H.G., and Boxall, J.B.: ‘Discolouration in potable water distribution systems: A review’, *Water Research*, 2007, 41, (3), pp. 519-529
- [4] Vreeburg, J.: ‘Discolouration in drinking water systems; the role of particles clarified’ (IWA Publishing, 2010. 2010)
- [5] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., Schaap, P.G., and van Dijk, J.C.: ‘The self-cleaning velocity in practice’. *Proc. WDSA 2010, Tuscon, AZ2010* pp. Pages
- [6] Vreeburg, J.H.G., Schaap, P.G., and van Dijk, J.C.: ‘Measuring discoloration risk: resuspension potential method’. *Proc. Leading edge Technology conference, Prague, June 1-3 2004* 2004 pp. Pages
- [7] Schaap, P., and Drevijn, A.: ‘Technisch accountantsrapport leidingnet per 31-12-2008’ (NV PWN Waterleidingbedrijf Noord-Holland, 2009. 2009)
- [8] Blokker, E.J.M., Vreeburg, J.H.G., and van Dijk, J.C.: ‘Simulating residential water demand with a stochastic end-use model’, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2010, 136, (1), pp. 19-26
- [9] Vreeburg, J.H.G.: ‘Discolouration in drinking water systems: a particular approach’ (2007. 2007)

# DYNAMIC HYDRAULIC MODELS TO STUDY SEDIMENTATION IN DRINKING WATER NETWORKS IN DETAIL

Ivo Pothof<sup>1,2</sup> and Mirjam Blokker<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Deltares / Industrial Hydrodynamics, Delft, the Netherlands

<sup>2</sup> Delft University of Technology / Water management, Delft, the Netherlands

<sup>3</sup> KWR Watercycle Research Institute, Nieuwegein, the Netherlands

<sup>1</sup>Ivo.Pothof@Deltares.nl, <sup>3</sup>Mirjam.Blokker@KWRwater.nl

## Abstract

*Sedimentation in drinking water networks can lead to discolouration complaints. A sufficient criterion to prevent sedimentation in drinking water networks is a daily maximum velocity of 0.25 m/s. Flushing experiments have shown that this criterion is a sufficient condition for a clean network, but not a necessary condition. The network includes many locations with a maximum velocity well below 0.25 m/s without sediment. Other criteria need to be developed to predict which locations are susceptible to sedimentation and to prevent sedimentation in future networks. More distinctive criteria are helpful to prioritise flushing operations and to prevent water quality complaints.*

*The authors use three different numerical modelling approaches – quasi-steady, rigid column and water hammer – with a temporal discretisation of 1 s in order to assess the influence of unsteady flows on the wall shear stress, causing resuspension of sediment particles. The model predictions are combined with results from flushing experiments in the drinking water distribution system of Purmerend, the Netherlands. The waterhammer model does not result in essentially different flow distribution patterns, compared to the rigid column and quasi-steady modelling approach. The extra information from the waterhammer model is a velocity oscillation of approximately 0.02 m/s around the simpler solutions. The presence of stagnation zones and multiple flow direction reversals seem to be interesting new parameters to predict sediment accumulation, which are consistent with theoretical considerations on critical shear stresses and with the observed turbidity data.*

## Keywords

Sediment, Drinking water, Distribution, Design

## 1. INTRODUCTION

The goal of drinking water companies is to supply their customers with good quality drinking water 24 hours per day. With respect to water quality, the focus has for many years been on the drinking water treatment. Recently, interest in water quality in the drinking water distribution system (DWDS) has been growing. On the one hand, this is driven by customers who expect the water company to ensure the best water quality by preventing such obvious deficiencies in water quality as discolouration and (in many countries) by assuring a sufficient level of chlorine residual. On the other hand, since '9/11' there is a growing concern about (deliberate) contaminations in the DWDS.

Sedimentation in drinking water networks may lead to discolouration complaints. A sufficient criterion to prevent sedimentation is a daily maximum velocity of 0.25 m/s[1]. Flushing experiments have shown that this criterion is a sufficient condition for a clean network, but not a necessary condition.

Transient models, including pressure wave propagation, are used for waterhammer analysis and for the evaluation of valve operations, pump switches and the design of control systems. More recently, transient models have been applied in DWDS for the prediction of a number of water quality parameters, such as chlorine decay or intrusion volumes during low pressure transients [2].

In this paper, we investigate whether more detailed hydrodynamic models will result in more accurate criteria for the prediction, efficient mitigation and ultimately prevention of sedimentation in DWDS. We have used three different numerical modelling approaches: 1. the traditional quasi-steady model, as implemented in EPANET-based models; 2. a rigid column model, in which the inertia of the water mass in all pipes is taken into account and 3. the complete waterhammer model, including liquid compressibility and pipe stiffness so that the propagation of pressure waves is correctly simulated [3]. The quasi-steady modeling results were obtained with EPANET. The Rigid Column (RC) and waterhammer results were obtained with WANDA, developed and validated by Deltares [4].

## 2. APPROACH

### 2.1 Network selection

Ideally, we would investigate a DWDS with loops and a single water source in which sedimentation has been measured in all pipes and in which the velocity evolution between two consecutive flushing procedures has been measured in all pipes. Turbidity measurements during well-defined flushing procedures provide a reasonable spatial distribution of the sediment load in all flushed pipes. Obviously, the second criterion is not practically feasible in any DWDS. However, if the network layout (pipe length, material, internal diameter, wall roughness) is known and sufficient demographic information is available on the inhabitants, then a reasonable assessment of the temporal evolution of the velocities can be computed from detailed stochastic water demand model simulations with SIMDEUM [5].



Figure 1: Purmerend DWDS and selected test area (grey rectangle). Source: [1].

The turbidity was measured during flushing procedures in the Purmerend DWDS (the Netherlands). Furthermore, a SIMDEUM model is available. The Purmerend DWDS and the flushing procedure are described in two other papers for this conference [6, 7]. An area within the Purmerend DWDS has been selected based on the availability of accurate sedimentation data obtained via flushing procedures. Furthermore, the test area includes sections with a lot of sedimentation and other similar sections without sedimentation. The test area is shown in Figure 1. The test area includes approximately 200 house connections and 450 pipes. The water demands of the individual households are a realization of the stochastic water demand model SIMDEUM [8]. The water demands have a temporal resolution of 1 s. The simulations cover a period from 05:00 hr until 11:00 hr, so that the minimum and maximum water demands are included.

### 2.2 Rigid Column and waterhammer model

The Rigid column model does not need any additional information in comparison with the EPANET model. The only difference is the extension of the momentum equation with the inertia term:

$$\Delta H = \frac{\lambda L}{D} \frac{v^2}{2g} + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} \quad (1)$$

The more advanced waterhammer model takes the pipe elasticity and water compressibility into account, so that the effects of pressure waves in the network is computed. This requires additional information on the pipe

material and wall thickness. The pipe materials are shown in Figure 1 and the applied wall thickness values and Young's moduli are listed in Table 1.

Table 1: Pipe properties for waterhammer model for pipes with a pressure rating of 6 barg

Pipe material	Young's modulus [GPa]	Internal diameter [mm]	Wall thickness [mm]
PVC	3	19.6	1.2
		25	1.2
		44.2	2.0
		59	2.0
		90	2.7
AC	30	100	10
		150	10
		200	11
		250	12
		400	18

This data results in typical acoustic wave speeds of 350 m/s in PVC pipes and 1000 m/s in AC pipes. Pipes with a length of less than 2 m have been modelled as rigid column pipes, in order to prevent a time step of less than 0.002 s. The timestep of the waterhammer model is 0.003 s.

Due to the fact that test area includes two loops, the rigid column and waterhammer models may lead to a different pressure and flow distribution than the EPANET model. Both modelling approaches have been modeled in WANDA [4]. All boundary conditions are identical for the three different modeling approaches.

### 2.3 Sedimentation and resuspension

The typical particle size ( $d < 25 \mu\text{m} = 0.025 \text{ mm}$ ) [9] and density ( $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$ ) of material in drinking water networks are so small that the terminal velocity can be determined with Stokes law. The terminal particle velocity  $v_t$  (m/s) follows directly from:

$$v_t = \frac{(\rho_s - \rho_f) g d^2}{18 \mu_f} \quad (2)$$

The velocity  $v_t$  is only 0.07 mm/s at  $d = 0.025 \text{ mm}$  and  $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$  and  $\rho_f = 1000 \text{ kg/m}^3$ . A particle of this size needs 12 minutes to drop 50 mm. If these particles do settle at all, they will easily be resuspended at the so-called critical shear stress. Settled particles reside in the laminar sublayer of a distribution pipe. Therefore, Soulsby's model for the critical shear stress is applied [10]. Soulsby has developed his model for non-cohesive particles. For particles smaller than 100  $\mu\text{m}$  the dimensionless critical shear stress  $\theta_{cr}$  tends to 0.3, but experimental evidence is limited in this particle range. The shear stress  $\tau_{cr}$  (Pa) then becomes:

$$\tau_{cr} = \theta_{cr} (\rho_s - \rho_f) g d = 0.015 \text{ Pa} \quad (3)$$

where a maximum particle size of  $d = 0.025 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  was substituted. The critical shear stress may increase if the particles exhibit cohesive behaviour.

The laminar wall shear stress  $\tau_w$  is a known function of the average pipe velocity  $U$  and pipe radius  $R$ .

$$\tau_{w,lam} = \frac{R}{2} \frac{dp}{dx} = \frac{4\mu_f U}{R} \quad (4)$$

If the flow becomes turbulent ( $\text{Re} > 2300$ ), then a typical friction factor is  $\lambda = 0.03$  for pipes with diameter  $D = 0.1 \text{ m}$ . In this case the wall shear stress is computed as

$$\tau_{w,tur} = \frac{\lambda}{8} \rho_f U^2 = 3.75 U^2 \quad (5)$$



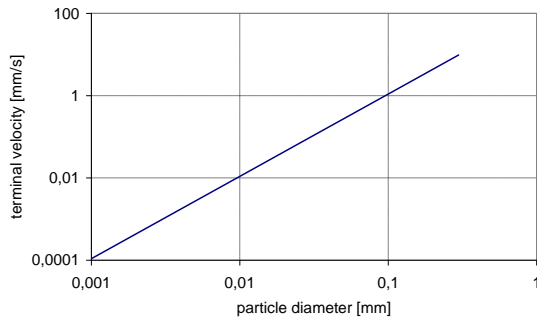


Figure 2: Particle terminal falling velocity as a function of particle size;  $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$

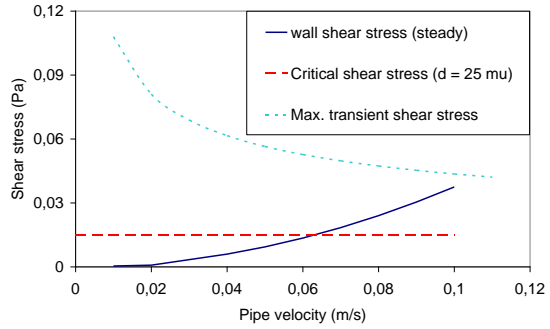


Figure 3: Wall shear stress (eq. (4) and (5)), critical shear stress for resuspension (eq. (3)) and maximum unsteady shear stress (eq. (6))

The critical shear stress for resuspension and the steady wall shear stress in a pipe with  $D = 0.1 \text{ m}$  have been plotted in Figure 3, showing that the larger particles ( $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$  en  $d = 25 \mu\text{m}$ ) will move if the water velocity  $U > 0.06 \text{ m/s}$ . The critical shear stress for resuspension increases linearly in the particle diameter and density, so that the critical water velocity for other particles can be derived from Figure 3.

Due to acceleration and deceleration of the flow, the velocity profile does not vary in a quasi-steady manner. Therefore, the unsteady wall shear stress may contribute significantly to the total wall shear stress. The modelling of these unsteady friction phenomena has not yet led to a generally accepted modelling approach. Brunone [11] has proposed a model that is based on instantaneous accelerations. Others [12] have extended unsteady friction models for laminar flows [13]. Pothof [14] has developed a model in which the unsteady shear stress model is based on a decelerating turbulent flow. Vardy has derived a maximum unsteady wall shear stress,  $\tau_{wu,max}$  [12].

$$\tau_{wu,max} = \frac{\rho_w \sqrt{C^*} D dv/dt}{2} \quad (6)$$

where  $C^*$  is a function of the Reynolds number

$$C^* = 12.86/\text{Re}^\kappa \quad (7)$$

$$\kappa = \log(15.29/\text{Re}^{0.0567})$$

The transient simulation with the waterhammer model shows typical velocity decelerations of  $2 \text{ cm/s}^2$ , independent of the water velocity. This information can be combined with equation (6) to obtain the maximum unsteady shear stress in a pipe with  $D = 0.1 \text{ m}$  as a function of the water velocity (Figure 3). Figure 3 shows that particles of  $d = 25 \mu\text{m}$  may be easily resuspended by flow acceleration or decelerations at velocities well below  $U = 0.06 \text{ m/s}$ . This analysis suggests that sedimentation can only occur in stagnation zones. We will therefore focus on the stagnation zones in the network loops.

### 3. RESULTS

#### 3.1 Turbidity measurements

The turbidity time series measurements have been translated to a spatial distribution of turbidity (Figure 4). Both loops in the test area (a-b-c-d-e and f-g-h-i-j) are very similar with respect to pipe diameter and spatial distribution of homes. However, the first loop hardly contains any sediment, whereas a fair amount of sediment was found in the second loop. Following the reasoning in section 2, a stagnation zone should be absent in loop (b-c-d) and present in loop (g-h-i). The presence of stagnation zones will be discussed in section 3.2.

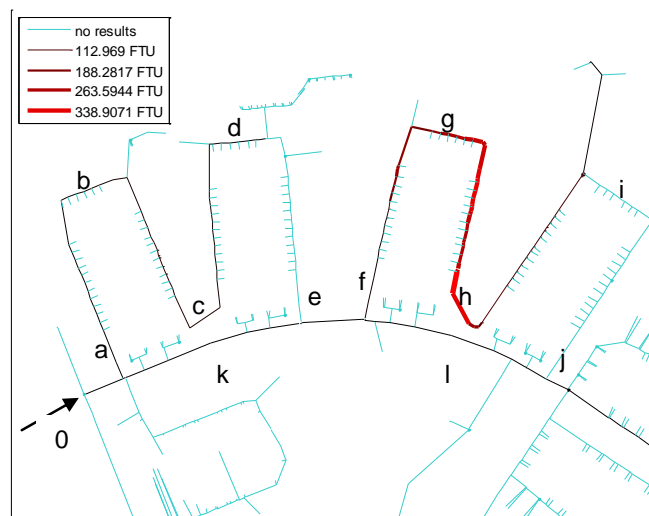


Figure 4: Spatial distribution of turbidity measurement in the Purmerend test area

### 3.2 Simulation results

The waterhammer model shows typical velocity oscillations of 2 cm/s and typical accelerations of 2 cm/s<sup>2</sup> around the EPANET solution (Figure 5). The rigid column model is practically identical to the EPANET model, even at the temporal resolution in demands of 1 s, as illustrated in Figure 6. Since the magnitude of velocity oscillations are independent of the absolute velocities, these simulations suggest that these oscillations are generally valid at the local network level, but this statement requires further substantiation.

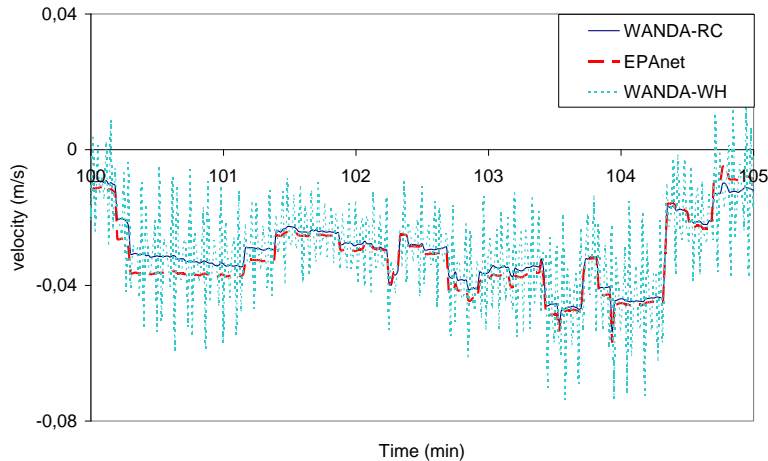


Figure 5: 5-minute detail of the three modelling approaches in pipe e.

The stochastic nature of the drinking water demand is responsible for spatial variation of the stagnation point. In fact, there is no stagnation zones, but there are pipes where many flow reversals occur. The velocity time series at location e contains most flow reversals; this is the connection with the large AC pipe, marked k. The flow is uni-directional most of the time between pipes a. and d., so that stagnation does not occur in these pipes. Since sediment was hardly measured between pipes a. and d., the presence of stagnation zones or the number of flow direction reversals may correlate with the sediment load. In the second loop (f-g-h-i-j) the stagnant zone is located between pipes h. and i. (Figure 6) and most sediment was measured near pipe h. and between pipes g. and h. The presence of a stagnant zone, or equivalently many flow direction reversals, in the loop (f-g-h-i-j) seems an indication for the presence of sediment.

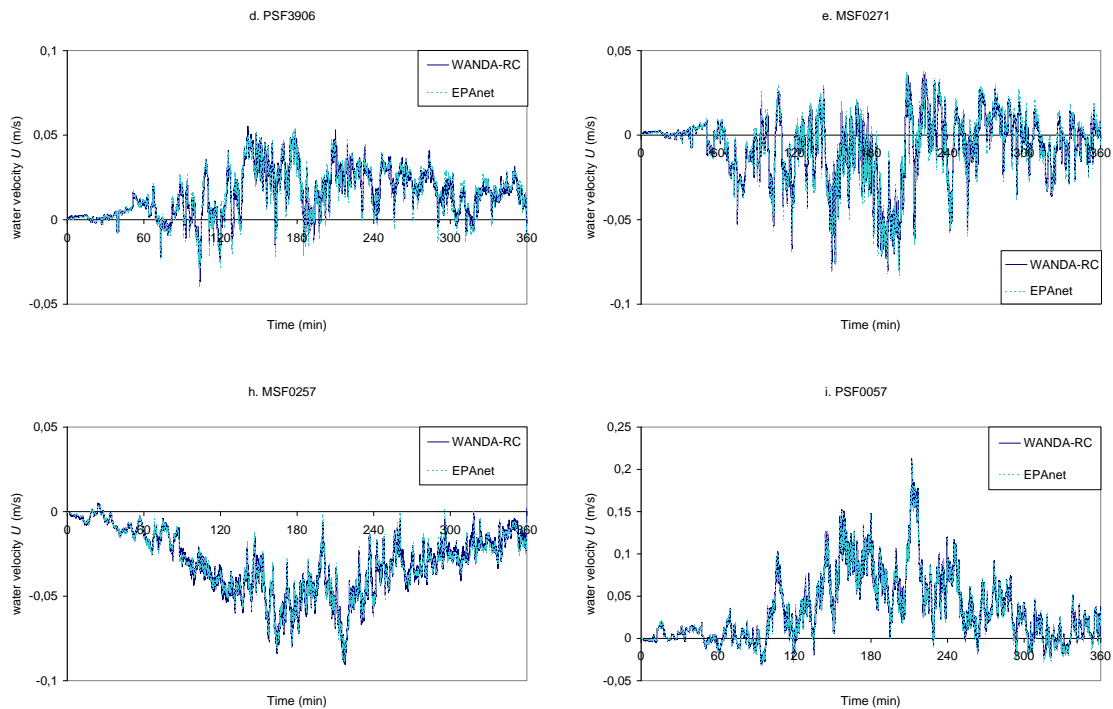


Figure 6: Velocities at four locations; start time corresponds to 05:00 hr

The match between the sediment concentration and the number of flow direction reversals is not perfect, because of a number of inherent uncertainties associated with DWDS modelling and the turbidity data processing. First, the actual water demand distribution may differ somewhat from the simulated demand distribution. Secondly, the turbidity data analysis assumes that the sediment bed erodes completely and instantaneously during the flushing procedure. In reality, the bed may not erode instantaneously due to cohesive behaviour of the sediment. This uncertainty would cause a shift in the locations where sediment has accumulated. Cohesive sediment behaviour would also increase the critical bed shear stress for erosion. Therefore, it is recommended to characterise the cohesive properties of sediment in DWDS.

#### 4. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Detailed hydraulic simulations have been performed with a temporal resolution of 1 s and with three modelling approaches: an EPANET model (quasi steady state), a Rigid Column model and waterhammer model. We have investigated whether the more advanced hydraulic modelling approaches provide better criteria for the presence of sedimentation in a DWDS. The detailed simulation results have been combined with turbidity measurements during flushing procedures in order to identify promising sedimentation criteria.

The Rigid Column simulation is practically identical with the EPANET simulation. The water hammer simulation shows velocity oscillations of approximately 2 cm/s and 2 cm/s<sup>2</sup> around the EPANET solution. The more detailed simulations do not lead to different flow distributions in the Purmerend DWDS.

A direct consequence of the analysis in this paper states that sedimentation will not occur in branched distribution networks, because of the low critical shear stress for resuspension. It is concluded that branched distribution networks will be self-cleaning if the daily maximum velocity exceeds 0.06 m/s (Figure 3), assuming that all particles have a diameter  $d < 25 \mu\text{m}$  and density  $\rho_s < 1200 \text{ kg/m}^3$  and exhibit non-cohesive behaviour. The presence of stagnation zones and multiple flow direction reversals seem to be interesting new parameters to predict sediment accumulation, which are consistent with theoretical considerations on critical shear stresses and with the observed turbidity data.

## References.

- [1] E. J. M. Blokker, J. H. G. Vreeburg, P. G. Schaap, and J. C. van Dijk, "The self-cleaning velocity in practice," in *Water Distribution System Analysis* Tucson, AZ: Omnipress, 2010.
- [2] G. Ebacher, M. C. Besner, J. Lavoie, B. S. Jung, B. W. Karney, and M. Prévost, "Transient Modeling of a Full-Scale Distribution System: Comparison with Field Data," *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 137, pp. 173-182, 2011.
- [3] E. B. Wylie and V. L. Streeter, *Fluid Transients in Systems*. New York: Prentice-Hall, 1993.
- [4] Deltares, "WANDA, pipeline simulation software," in *Delft Hydraulics Software*, 4.0 ed: Deltares | Delft Hydraulics, 1993 - 2011.
- [5] E. J. M. Blokker, J. H. G. Vreeburg, and J. C. van Dijk, "Simulating residential water demand with a stochastic end-use model," *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 136, pp. 19-26, 2010.
- [6] E. J. M. Blokker, P. G. Schaap, and J. H. G. Vreeburg, "Comparing the fouling rate of one drinking water distribution systems in two different flow configurations," in *Computing and Control in the Water Industry (CCWI)* Exeter, 2011.
- [7] P. G. Schaap and E. J. M. Blokker, "Carefully designed measurements provide insight into sediment build-up in drinking water distribution systems," in *Computing and Control in the Water Industry (CCWI)* Exeter, UK, 2011.
- [8] E. J. M. Blokker, "Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks," in *Civil Engineering and Geosciences*. vol. PhD Delft: Delft University of Technology, 2010, p. 205.
- [9] J. H. G. Vreeburg, "Discolouration in drinking water systems: a particular approach," in *Civil Engineering and Geosciences*. vol. PhD Delft: Delft University of Technology, 2007, p. 183.
- [10] Soulsby, *Dynamics of marine sand*: Thomas Telford, 1997.
- [11] B. Brunone, B. W. Karney, M. Mercarelli, and M. Ferrante, "Velocity profiles and unsteady pipe friction in transient flow," *J. Water Res. Planning and Management*, vol. ASCE 126, pp. 236 - 244, 2000.
- [12] A. E. Vardy and J. M. B. Brown, "Transient turbulent friction in smooth pipe flows," *J. Sound and Vibration*, vol. 259, pp. 1011 - 1036, 2003.
- [13] W. Zielke, "Frequency dependent friction in transient pipe flow," *ASME J. Basic Engineering*, vol. 90, pp. 109 - 115, 1968.
- [14] I. W. M. Pothof, "A turbulent approach to unsteady friction," *Journal of Hydraulic Research*, vol. 46, pp. 679 - 690, 2008.

