

Interactie tussen grond- en oppervlaktewater in het Chaamse Bekengebied

VEWIN



VERENIGING VAN EXPLOITANTEN VAN WATERLEIDINGBEDRIJVEN IN NEDERLAND

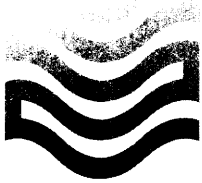
*Veldonderzoek naar drainage-
weerstand en modellering met
MoDufLOW*

kiwa

SWI 99.163

Interactie tussen grond- en oppervlaktewater in het Chaamse Bekengebied

VEWIN



Veldonderzoek naar drainage- weerstand en modellering met MoDufLOW

OPDRACHTGEVER

Gezamenlijke waterleidingbedrijven in Nederland

OPDRACHTNUMMER

11.1258.015

AUTEUR

F.E.Engelsman

AFDELING

Waterwinning en Waterbeheer

Nieuwegein, juni 1999

kiwa

Onderzoek en Advies

Groningenhaven 7
Postbus 1072
3430 BB Nieuwegein
Telefoon (030) 606 95 11
Telefax (030) 606 11 65

© 1999 Kiwa N.V.

Niets uit dit drukwerk mag worden veelelvoudigd en/of openbaar gemaakt door middel van druk, fotokopie, microfilm of welke andere wijze dan ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Kiwa N.V., noch mag het zonder dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waarvoor het is vervaardigd.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD.....	I
SAMENVATTING	II
1	INLEIDING..... 3
1.1	Onderzoeksvraag 3
1.2	Onderzoeksmethode..... 3
1.3	Structuur van het rapport 4
2	GEBIEDSBESCHRIJVING..... 5
2.1	Topografie..... 5
2.2	Landgebruik..... 6
2.3	Geologie 7
2.4	Geohydrologie 10
2.5	Afvoerhydrologie..... 11
2.6	Geomorfolgie..... 11
2.7	Bodem en landschap 11
2.8	Cultuurhistorie 13
2.9	Gebiedsbeschrijving Prinsebos 13
3	THEORIE GRONDWATERSTROMING..... 17
3.1	Inleiding 17
3.2	Grondwaterstromingen 17
3.3	Stationaire stroming naar twee evenwijdige sloten..... 19
3.3.1	Stromingsconcept 19
3.3.2	Drainageweerstand 21
3.3.3	Onderzoek naar de drainageweerstand in het verleden 22
3.3.4	Analytische modellen 23
4	THEORIE MODUFLOW 27
4.1	Inleiding 27
4.2	Modflow 27
4.3	Duflow 27
4.4	MoDuflow..... 28
5	SLOOTPROEF..... 33
5.1	Inleiding 33
5.2	Probleemstelling 33
5.3	Aanpak 33
5.3.1	Vooronderzoek 34
5.3.2	Opzet van de proef..... 37
5.4	Materiaal en methode..... 37
5.4.1	Neerslag en verdamping 37
5.4.2	Debieten..... 37
5.4.3	Regulering duiker 38
5.4.4	Grondwaterstanden 38
5.4.5	Peilen open water 39
5.4.6	Doorlatendheid 40
5.5	Resultaten 40

5.5.1	Neerslag en verdamping	40
5.5.2	Debiten	41
5.5.3	Verloop van de slootproef	41
5.5.4	Grondwaterstanden en peilen open water	42
5.5.5	Doorlatendheid	42
5.5.6	Drainageweerstand	44
5.6	Discussie slootproef	47
5.6.1	Verloop van de slootproef	47
5.6.2	Nauwkeurigheid gemeten parameters	47
5.6.3	Stationariteit	47
5.6.4	Drainageweerstand, grondwatergestuurd peilbeheer en vertaalslag	48
6	HET PROEFGEBIED IN MODUFLOW	49
6.1	Inleiding	49
6.2	Modellering	49
6.2.1	Het modelnetwerk en de randvoorwaarden	49
6.2.2	Schematisering	49
6.2.3	Simulatie	50
6.3	Resultaten	50
7	AANZET TOT EEN GROTER MODEL	53
7.1	Inleiding	53
7.2	Benodigde gegevens	53
7.3	Beschikbare gegevens	53
7.4	Benodigde extra gegevens	54
7.5	Drainageweerstand en MoDuflow	55
7.5.1	Schematisatie	56
7.5.2	Weerstand	56
7.5.3	Ruimtelijke verfijning	57
8	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	59
8.1	Inleiding	59
8.2	Conclusies	59
8.3	Aanbevelingen	59
	LITERATUUR	61

VOORWOORD

Het voor u liggende rapport draagt als subtitel:

Veldonderzoek naar drainageweerstand en modellering met MoDuflow

Hiermee wordt al een totaalbeeld gegeven van de aspecten van mijn doctoraalonderzoek aan de Landbouwniversiteit Wageningen. Tijdens deze zes maanden ben ik begonnen bij het prille begin van een onderzoek, namelijk het uitvoeren van veldwerk, en ben ik geëindigd, daar waar de meeste onderzoeken eindigen: bij het geven van aanbevelingen voor nader onderzoek. In de tussentijd heb ik de gegevens van het veldwerk geanalyseerd en heb ik mij beziggehouden met MoDuflow, een redelijk nieuw gekoppeld oppervlakte- en grondwatermodel.

Zonder de hulp van diverse personen was het allemaal niet gelukt. Daarom gebruik ik dit voorwoord om een aantal mensen te bedanken.

Allereerst wil ik Sjef, Theo, Manny, Toon, Kees, Christ en Edwin van de beheerseenheid Ulvenhout/Chaam van Staatsbosbeheer, bedanken voor de leuke en leerzame tijd die ik heb gehad in Chaam. Tijdens het veldwerk hebben met name Sjef en Theo me heel wat mooie plekjes laten zien en interessante dingen verteld. Verder ben ik Sjef heel erg dankbaar voor de tijd die hij voor me vrijmaakte.

Vanuit het waterschap Mark en Weerij en het Waterleidingbedrijf Noord West Brabant waren het vooral Corine Geujen en Marleen van de Velden, bij wie ik om informatie kon aankloppen. Ik wil hen ook bedanken voor de interesse die ze toonden tijdens mijn verblijf in Chaam.

Vanuit het Kiwa wil ik de volgende mensen met name bedanken. Allereerst zijn dat Marette Zwamborn en Wim Athmer. Wim Athmer heeft me tot februari begeleid, hierna kreeg hij een nieuwe functie bij een ander bedrijf. Zijn taak werd overgenomen door Marette Zwamborn. Marette heeft me goed geholpen bij het telkens op het goede spoor zetten van het verslag. Verder wil ik vanuit Kiwa ook Frans Schaars en Meindert de Graaf bedanken voor respectievelijk het helpen met MoDuflow en het helpen met het plaatsen en inmeten van de peilbuizen voor het veldwerk.

Vanuit de Landbouwniversiteit Wageningen wil ik mijn begeleiders Henny van Lanen en Paul Torfs bedanken voor de hulp die ze mij tijdens dit onderzoek hebben geboden. Hoewel we maar weinig bij elkaar zijn gekomen voor besprekingen, heb ik heel wat aan hun aanwijzingen gehad.

Als laatste wil ik speciaal een bedankje richten aan mijn vriend Ate. Mede dankzij zijn praktische kennis (met name over de afvoerbuizen in het schot voor de duiker) en inzet, tijdens de dagen dat hij me op kwam zoeken tijdens mijn veldwerk, is het veldwerk geslaagd. Verder zorgde hij voor de nodige lichtpuntjes, wanneer ik het onderzoek niet zag zitten, waardoor ik er vervolgens weer zin in kreeg.

Francine Engelsman

SAMENVATTING

Tegenwoordig worden veel waterleidingbedrijven geconfronteerd met Provinciale Plannen, waarin onder meer staat opgenomen dat gecompenseerd moet worden voor de negatieve effecten van grondwateronttrekkingen. Door hogere oppervlaktewaterpeilen in te stellen zouden deze effecten verminderd kunnen worden. Ook waterschappen moeten door middel van peilbeheer zorgdragen voor een gewenste grondwaterstand. Dit zijn twee voorbeelden waarin duidelijk naar voren komt dat er steeds meer gekeken moet worden naar de interactie tussen grondwater en oppervlaktewater. Een van de meest onzekere parameters in studies naar deze interactie is de drainageweerstand. Deze weerstand is opgebouwd uit een horizontale, een verticale, een radiale en een intreeweerstand. Voor de berekening van de drainageweerstand via een analytische oplossing en gebiedseigenschappen zijn een aantal methoden voorhanden (Ernst, Bruggeman, Van Drecht).

In deze studie is gericht onderzoek gedaan naar de intreeweerstand van een sloot in een proefgebied in het Chaamse bekengebied. De intreeweerstand is bepaald met behulp van een veldexperiment. Tijdens dit experiment is het peil in de sloot verhoogd en weer verlaagd om de zakking van de grondwaterstand op 1, 5, 10 en 50 meter afstand van de sloot te meten. De gemeten veranderingen van de grondwaterstand zijn in een analytisch model van Ernst ingevoerd, waarna via optimalisatie een waarde voor de intreeweerstand is verkregen. De intreeweerstand van de sloot in het Chaamse bekengebied bedraagt 0.2 dagen. Hierna is ook de drainageweerstand bepaald via een vergelijking van Ernst, die de drainageweerstand berekent als een serieschakeling van de horizontale, de verticale, de radiale en de intree component. In de meeste gevallen is de verticale weerstand te verwaarlozen en in dit specifieke geval is de radiale weerstand in de intreeweerstand meegenomen. De totale drainageweerstand bedraagt hierdoor 28 dagen.

Uit de analyse van de slootproef bleek dat het grondwater nabij de sloot snel reageerde op veranderingen in het oppervlaktewaterpeil. De ruimtelijke verbreiding bleef klein (tot 10 meter afstand van de sloot na een aantal dagen). Wanneer een slootproef langer wordt voortgezet, zullen ook op verdere afstanden van de sloot effecten gemeten worden.

De experimenteel bepaalde waarde voor de intreeweerstand is in een MoDuflow model voor het proefgebied in het Chaamse bekengebied ingevoerd. MoDuflow is een model dat het oppervlaktewatermodel Duflow en het grondwatermodel Modflow koppelt. Bij de modelstudie is gekeken in welke mate MoDuflow de werkelijkheid benadert wanneer een in het veld bepaalde intreeweerstand wordt ingevoerd. Uit de analyse volgde dat de grondwaterstanden iets te laag zijn berekend in MoDuflow. Voor dit experiment kan wel gesteld worden dat MoDuflow op perceelsniveau toepasbaar is.

Tenslotte is een aanzet gegeven tot een MoDuflow model dat een groter gebied in beslag neemt. Hierbij is ingegaan op de waarden die voor drainageweerstanden ingevuld moeten worden en op de benodigde gegevens voor een betrouwbaar model.

Hieruit is gebleken dat bij opschaling van een MoDuflow model vaak geen in het veld bepaalde weerstanden ingevoerd kunnen worden, maar dat deze vervangen moet worden door een aangepaste "model"weerstand, welke afhankelijk is van de grootte van een riviercel in Modflow

Tegenwoordig worden veel waterleidingbedrijven geconfronteerd met Provinciale Plannen, waarin onder meer staat dat gecompenseerd moet worden voor de negatieve effecten van grondwateronttrekkingen. Door hogere oppervlaktewaterpeilen te handhaven kunnen deze effecten verminderd worden. Ook waterschappen moeten door middel van peilbeheer zorg dragen voor een gewenste grondwaterstand. Dit zijn twee voorbeelden waarin duidelijk naar voren komt dat er steeds meer gekeken moet worden naar de interactie tussen oppervlaktewater en grondwater. De behoefte van diverse instanties om een model te hebben dat een dynamische interactie tussen oppervlakte- en grondwater simuleert, heeft geresulteerd in de ontwikkeling van het softwarepakket MoDuflow (Ngo, 1995; Kiwa en STOWA, 1997). Dit model is ontwikkeld in het kader van het onderzoeksprogramma voor de Waterleidingbedrijven en het onderzoeksprogramma van de STOWA. Moduflow is een koppeling tussen de veel gebruikte modellen Modflow (grondwater) en Duflow (oppervlaktewater). Met MoDuflow is het mogelijk een goede voorspelling te doen naar de consequenties van bijvoorbeeld een verhoogd oppervlaktewaterpeil op het grondwatersysteem.

De grootste onzekere parameter in studies naar de interactie tussen oppervlaktewater en grondwater is de drainageweerstand, opgebouwd uit een horizontale, een verticale, een radiale en een intreeweerstand. Deze componenten van de drainageweerstand zijn moeilijk uit de literatuur te halen. Daarom is er in dit onderzoek gekozen voor een veldexperiment, om zo de waarden vast te stellen. Dit onderzoek is gedaan in een proefgebied in het Chaamse Bekengebied.

1.1 Onderzoeksvraag

Het doel van het onderzoek is het uitvoeren van een gebiedsgerichte studie waarbij de volgende vraag moet worden beantwoord:

- In welke mate benadert een MoDuflow model de werkelijkheid wanneer in het veld bepaalde drainageweerstanden worden ingevoerd?

1.2 Onderzoeksmethode

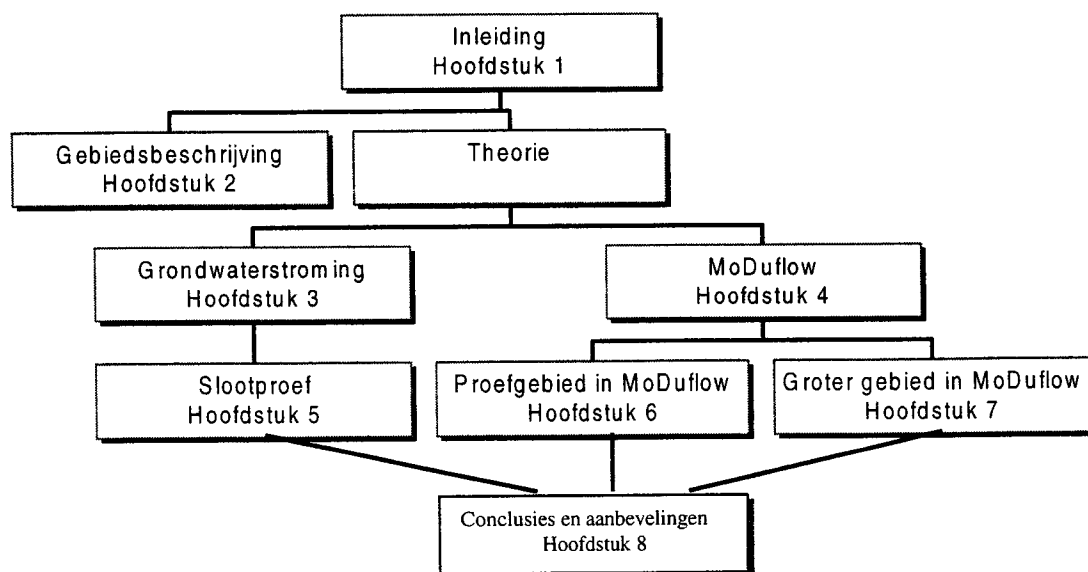
De volgende onderzoeksstappen zijn onderscheiden:

- Literatuurstudie naar de eigenschappen van het stroomgebied van de Chaamse Be-ken en naar analytische modellen waarmee de drainageweerstand berekend kan worden.
- Literatuurstudie en inventarisatie naar eerder gedane onderzoeken met betrekking tot de drainageweerstand en in het bijzonder de intreeweerstand.
- Bestuderen van de opzet en uitvoeren van een slootproef in een klein proefgebied in het stroomgebied van de Grote Slingerdreef Loop.
- De uitkomsten van deze slootproef verwerken in een analytisch model, waarmee een waarde voor de intree- en de drainageweerstand kan worden verkregen.
- Het maken van een Duflow en een Modflow model voor dit proefgebied.
- Het maken van een gecombineerd Moduflow model voor dit gebied, gebruik makend van de gevonden intreeweerstand. Dit model controleren met behulp van de (grond)waterstanden gemeten in het veld.
- Aanbevelingen geven voor een toekomstig model voor een deel van het stroomge-bied (het Prinsebos) van het Chaamse Bekengebied.

- Conclusies trekken en aanbevelingen geven met betrekking tot de toepasbaarheid van Moduflow.

1.3 Structuur van het rapport

Analoog aan het hierboven beschreven stappenplan is het rapport ingedeeld (figuur 1.1).



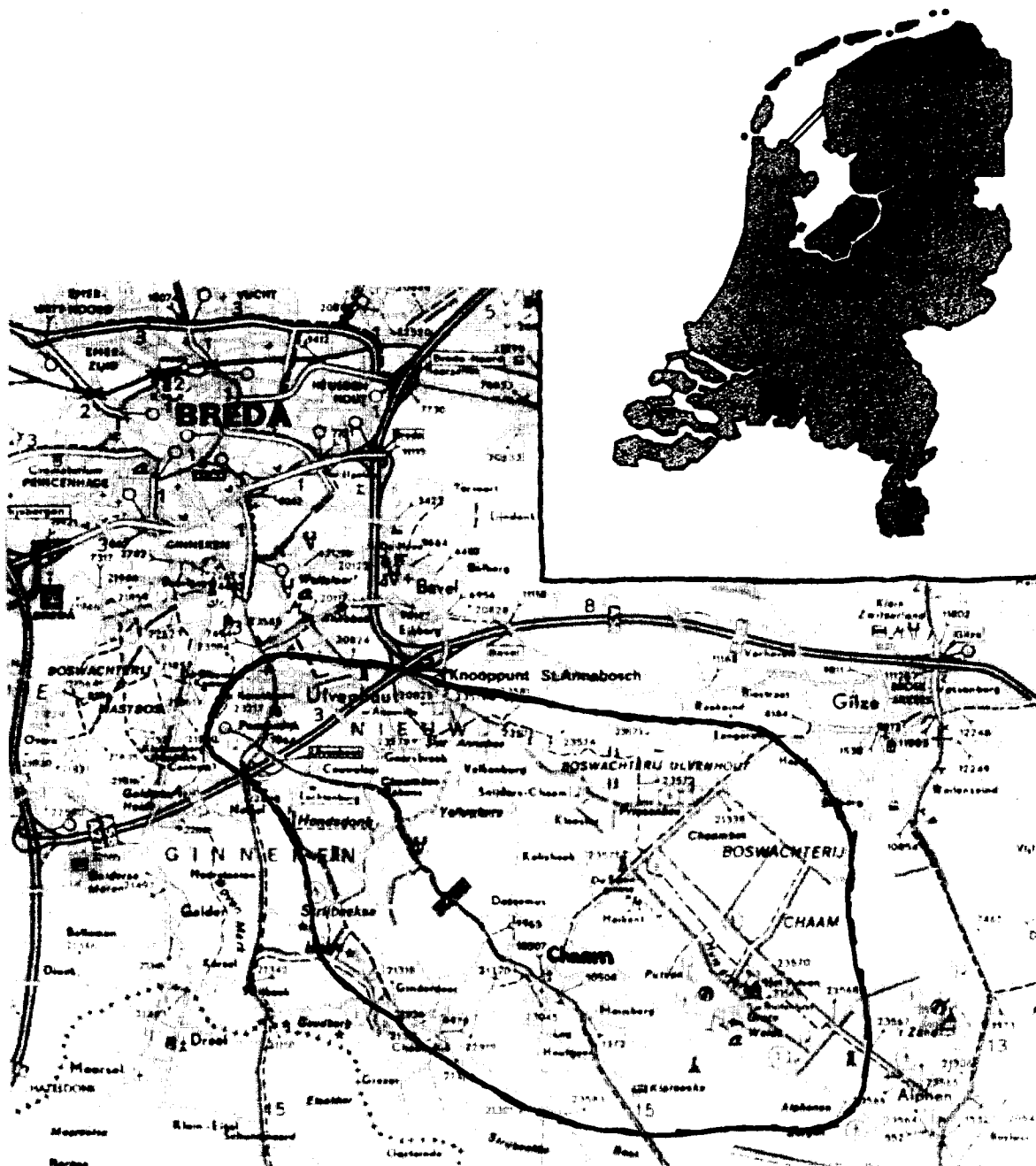
Figuur 1.1. Structuur van het rapport

Hoofdstuk 2 geeft een beeld van het Chaamse Bekengebied (geologie, bodem, hydrologie). Hierna worden in hoofdstuk 3 de theoretische achtergronden van de grondwaterstroming toegelicht en wordt nader ingegaan op de drainageweerstand. In dit hoofdstuk komen ook de analytische modellen aan bod. Hierna wordt in hoofdstuk 4 iets vermeldt over de theorie achter MoDuflow. In hoofdstuk 5 wordt het veldonderzoek uitvoerig beschreven en worden de resultaten uitgewerkt. Het MoDuflow model van het proefgebied wordt behandeld in hoofdstuk 6, terwijl een aanzet tot het maken van een groter model in hoofdstuk 7 wordt besproken. Tenslotte volgen in hoofdstuk 8 de conclusies en de aanbevelingen, gevonden tijdens dit onderzoek.

Dit hoofdstuk gaat over de gebiedsbeschrijving van het Chaamse Bekengebied. Onder meer wordt ingegaan op de topografie, de geohydrologie en het landgebruik.

2.1 Topografie

Het Chaamse Bekengebied ligt ten zuidoosten van de stad Breda. De grootte van dit gebied is ongeveer 4800 ha. In figuur 2.1 is de locatie van het gebied weergegeven.



Figuur 2.1. Locatie van het Chaamse bekengebied

De hoogteligging varieert van rond 0 m NAP in het noordwesten tot rond de +26 m NAP in het zuidoosten. Er ligt één bewonerskern in het gebied, namelijk Chaam. De verdere bebouwing bestaat uit boerderijen en enkele gehuchten. Het Chaamse Beken gebied ligt op het grondgebied van 4 gemeenten, namelijk Alphen en Riel, Gilze-Rijen, Nieuw-Ginneken en Chaam. Er komen grote landschappelijke verschillen voor, die nauw samenhangen met de variatie in bodemopbouw en het daarmee samenhangende landgebruik. Het gebied heeft een zwak glooiend relief, dat zeer onregelmatig is. Op korte afstand komt plaatselijk een afwisseling van komvormige laagten en hoge ruggen voor. De hoogteverschillen worden voor een deel veroorzaakt door het relief van de oudere afzettingen in de ondergrond. Als lage delen in het terrein vallen voornamelijk de dalvormige laagten op. Tenslotte komen op korte afstand aanzienlijke hoogteverschillen voor doordat oude cultuurgronden en ingesneden beekdalen naast elkaar liggen.

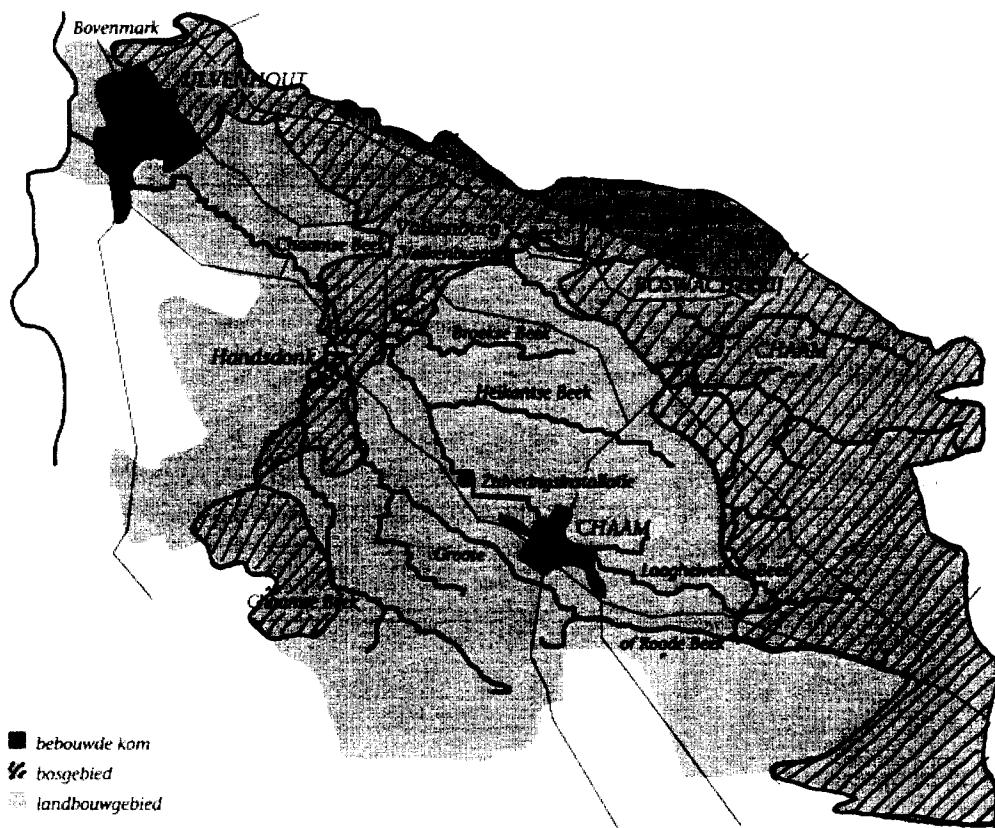
De oppervlaktewater-afvoer van het gebied wordt verzorgd door zes, in noordwestelijke richting afstromende beken, te weten:

- de Valkenburgse Beek, met beken uit het bos (1469 ha)
- de Groote of Roode Beek (1142 ha)
- de Chaamse Beek (719 ha)
- de Laagheiveldse Beek (646 ha)
- de Groote Heikantsche Beek (241 ha)
- de Broeksche Beek (115 ha)

Deze beken komen allen uit in de Chaamse Beek, die vervolgens ten westen van Ulvenhout uitmondt in de Mark. De Grote Slingerdreef Loop, het proefgebied van dit onderzoek, is één van de takken van de Valkenburgse Beek. In de zomer zijn het vooral de Groote of Roode, de Chaamse en de Laagheiveldtse beek die water afvoeren. De eerste twee beken worden in droge tijden vooral gevoed door diep grondwater (regionale kwel). Deze kwel komt tot uiting in een aantal verschijnselen die in de sloten optreden, zoals roestige slootwanden en –bodems, iriserende vlekken op het wateroppervlak en vertroebeling van het slootwater. De afvoer van de Laagheiveldse beek wordt bijna uitsluitend gevormd door het effluent van de RWZI (rioolwaterzuiveringsinstallatie) van Chaam. De kleinere watergangen zorgen voor afwatering in nattere perioden. De Chaamse beken worden gerekend tot het laaglandbeektype, dit komt omdat ze geen bron bezitten, maar een oorsprongsgebied. In het oorsprongsgebied van dat soort beken komen enige greppels samen en vormen aldus de bovenloop van de beek (Latour et al, 1988).

2.2 Landgebruik

Langs de oost-, noordoost- en noordgrens van het stroomgebied ligt een aaneengesloten boscomplex, dat aansluit bij het tussen Chaam en Ulvenhout gelegen Chaamse Bos. Dit bosgebied is in handen van Staatsbosbeheer en beslaat ongeveer 40 % van de oppervlakte van het stroomgebied. Zo'n 50 % van het stroomgebied bestaat uit cultuurgrond en de overige 10% bestaat uit bebouwd gebied (zie ook figuur 2.2). De cultuurgrond is vrijwel geheel als grasland en bouwland in gebruik. De agrarische activiteiten betreffen voornamelijk rundveehouderij en intensieve veehouderij (Berkel, 1980). Het meeste bouwland bestaat uit maïspcelen, die volledig voor de rundveehouderij zijn bestemd (Oosterveld, 1977). Het agrarisch gebied heeft een overwegend open karakter. In de bossen liggen enkele landbouw-enclaves. De landgoederen in het gebied hebben een vaak parkachtige omgeving.



Figuur 2.2. Landgebruik in het Chaamse Bekengebied

2.3

Geologie

Een overzicht van de hierna te behandelen geologische formaties is te vinden in tabel 1. Gedurende het Tertiair en een gedeelte van het Pleistoceen behoorde het Chaamse Bekengebied tot de zuidelijke rand van het Noordzebekken. Hierdoor vertonen de toen gevormde afzettingen een marien karakter. Ten gevolge van de opheffing van het achterland en de voortgaande sedimentatie door rivieren gedurende het begin van het Pleistoceen trok de zee zich steeds verder terug naar het noordwesten. Hierdoor werd de mariene sedimentatie verdrongen door een fluviaatle sedimentatie van zich in noordwestelijke richting uitbreidende rivieren.

De afzettingen die in het Chaamse Beken gebied aan of nabij het oppervlak voorkomen, behoren tot het Pleistoceen en het Holocene. Er liggen voornamelijk laat-Pleistocene afzettingen aan de oppervlakte. Deze zijn wisselend van dikte, waardoor oudere sedimenten op sommige plaatsen aan het maaiveld voorkomen. De ondergrond bestaat uit fluviaatle afzettingen van de grote rivieren (Formaties van Tegelen en Kedichem). Deze rivieren hebben tijdens het vroeg-Pleistoceen grote hoeveelheden zand en klei afgezet, waardoor een dik gelaagd pakket is ontstaan. Op dit pakket is hier en daar grof, grindhoudend fluviaatle zand te vinden (Formatie van Sterksel). De eolische afzettingen, uit het laat-Pleistoceen, die op de fluviaatle afzettingen liggen, bestaan uit leemhoudend, fijn zand. De dikte van dit dekzand varieert van enkele decimeters tot 4 m (Formatie van Twente). De afzettingen uit het Holocene beperken zich tot de beekdalen, waarin een dunne laag beekleem is afgezet (Formatie van Singraven). In droge gebieden zijn de afgezette dekzanden gaan stuiven en is stuifzand afgezet (Formatie van Kootwijk) (Dooijenburgh, 1998). Hieronder zullen de genoemde formaties, van oud naar jong, in het kort worden toegelicht.

tabel 1. Geologische schematisatie (Dooijenburgh, 1998)

Chronostratigrafie	Afzettingen van lokale herkomst	Afzettingen van grote rivieren	Afzettingen in zee en bij de kust
Holoceen	Formatie van Singraven		
Pleistoceen: Weichselien	Formatie van Twente		
Pleistoceen: Menapien Waalien Eburonien		Formatie van Kedichem	
Pleistoceen: Tiglien		Formatie van Tegelen	Formatie van Maas-sluis
Pleistoceen: Praetiglien			Formatie van Maas-sluis
Pliocene			Formatie van Oosterhout
Mioceen			Formatie van Breda
Oligoceen			Rupel Formatie

Formatie van Rupel

De afzettingen van deze formatie zijn fijnkorrelig, groengrijs en glauconiethoudend. Het bovenste deel van de formatie wordt gevormd door de klei van Boom, een weinig zandige kleisteen. De ouderdom van de formatie wordt gesteld op Midden-Oligoceen.

Formatie van Breda

De formatie van Breda is een mariene eenheid en stamt uit het Mioceen. De afzettingen zijn glauconietrijke groengrijze tot groenzwarte zanden, zandige kleien en klei.

Formatie van Oosterhout

Deze formatie stamt uit het Pliocene. Het is een mariene eenheid die bestaat uit glauconiethoudende kleien, zanden en zandige kleien. De Kallo-kleilaag behoort tot deze formatie. In deze formatie is een duidelijke tweedeling te onderscheiden: onderin zit

een pakket matig grove zanden, terwijl het sediment bovenin de formatie fijnkorrelig is en bestaat uit kleien en slibhoudende fijnkorrelige zanden.

Formatie van Maassluis

Deze formatie is eveneens een mariene eenheid die bestaat uit matig fijne tot zeer grove, schelphoudende zanden, met ingeschakelde kleilagen of kleilenzen. De eenheid is gevormd in het Praetiglien en een deel van het Tiglien.

Formaties van Tegelen en Kedichem

De afzettingen van deze formaties bestaan uit een lagenpakket, samengesteld uit kleien en fijne zanden. Het onderste deel van deze sedimenten is in een marien milieu afgezet. Later is de invloed van rivieren gaan domineren. De invloed van de Rijnsedimenten is groot; dit volgt uit de mineralogische samenstelling, waarin instabiele mineralen domineren (Formatie van Tegelen). In een later stadium verlandde de kustzone en werd het sedimentatieproces overgenomen door laaglandrivieren uit Midden-Belgie. Doordat er geen invloed meer is van Rijnsedimenten, wordt de mineralogische samenstelling bepaald door een stabiele mineraalassociatie.

Formatie van Sterksel

De afzettingen van deze formatie bestaan uit matig fijne en grindhoudende, grove zanden met ingesloten kleilagen. Het materiaal is in het midden-Pleistoceen afgezet door de Rijn en de Maas.

Formatie van Twente

Tot deze formatie worden de dekzanden gerekend. Deze bestaan uit lemig fijn zand en leemlagen. Het materiaal van de formatie is van eolische en fluvioperiglaciale oorsprong en is afgezet in de laatste ijstijd, het Weichselien.

Formatie van Singraven

De Formatie van Singraven bestaat uit afzettingen (zand, leem, veen en klei) die binnen het zandlandschap in de beekdalen tijdens het Holocene zijn afgezet. De formatie omvat de afzettingen in de beekdalen, beekoverstromingsgebieden en verwante laagtes in het pleistocene landschap. Beekleem vindt men vooral in gebieden die door periodiek buiten hun oevers tredende beken onder water komen te staan, waarbij het meegevoerde slib in zwakstromend tot stilstaand water tot bezinking komt. Beekleem van geringe dikte komt voor in dalvlaktes waarvan de afwatering verder stroomafwaarts door dekzandruggen wordt gestagneerd.

Formatie van Kootwijk

Eolische afzettingen, die in het Holocene zijn ontstaan door lokale verstuiwingen van pleistocene zanden, worden stuifzanden genoemd. Deze afzettingen, die tot de Formatie van Kootwijk worden gerekend, liggen op de Formatie van Twente. Het materiaal bestaat uit geelgrijs, goed gesorteerd fijn zand. Het stuifzand onderscheidt zich van het dekzand, door de losse pakking van de zandkorrels en het vrijwel ontbreken van duidelijke bodemhorizonten en door soms vrij grote hoogteverschillen op korte afstand. Het leemgehalte van deze afzettingen is ook lager dan die van de afzettingen van de Formatie van Twente.

2.4 Geohydrologie

Aan de hand van tabel 2 (de indeling van het geohydrologisch systeem) en de navolgende tekst wordt een beeld geschetst van de geohydrologie van het Chaamse Beken-gebied.

tabel 2. Geohydrologische schematisatie

Formatie	Geohydrologische betekenis
Formatie van Twente Formatie van Singraven	Toplaag
Formatie van Kedichem Formatie van Tegelen	Slechtdoorlatende laag 1
Formatie van Tegelen Formatie van Maassluis	Watervoerend pakket 1
Formatie van Oosterhout	Slechtdoorlatende laag 2
Formatie van Oosterhout Formatie van Breda	Watervoerend pakket 2
Formatie van Breda	Slechtdoorlatende laag 3
Formatie van Rupel (Boomse klei)	Ondoorlatende basis

De Boomse klei (Formatie van Rupel) wordt veelal als ondoorlatende basis van het geohydrologisch systeem beschouwd. Hierboven bevinden zich de afzettingen van de Formatie van Breda. Dit zijn zanden, zandige kleien en klei, welke slecht doorlatend zijn. De weerstand van deze laag ligt tussen 0.3 en 1 d/m en de dikte van het pakket varieert van 40 m in het zuidwesten van het gebied tot 140 m in het noorden (bij Breda). De hydraulische weerstand varieert derhalve tussen 12 en 140 dagen.

Het bovenste deel van de Formatie van Breda en het onderste deel van de Formatie van Oosterhout vormt samen het watervoerend pakket 2. De afzettingen bestaan uit grof tot matig fijn zand. De k-waarde is 20 tot 40 m/d, afhankelijk van het materiaal. Het pakket is enkele tientallen meters dik. Het grondwater stroomt in dit pakket in noord-westelijke richting.

Hierboven ligt het bovenste deel van de Formatie van Oosterhout. De afzettingen van deze formatie bevatten veel kleilaagjes en daardoor is deze formatie slecht doorlatend (slechtdoorlatende laag 2). De weerstand van deze laag varieert van 10 tot 2000 d, afhankelijk van de dikte van het pakket.

Boven deze weerstandbiedende laag wordt vervolgens weer een watervoerende laag aangetroffen, namelijk de grove afzettingen van de Formaties van Maassluis en Tegelen (watervoerend pakket 1). Het grondwater in deze laag stroomt eveneens in noord-westelijke richting. Het pakket is enkele tientallen meters dik en heeft een k-waarde van ongeveer 24 m/d.

Het inhomogene pakket met vele kleilaagjes en kleilenzen dat bovenop deze laag ligt wordt aangeduid als de eerste weerstandbiedende laag. De afzettingen behoren tot de Formaties van Kedichem en Tegelen. De dikte varieert tussen 20 m in het zuidwesten

tot 60 m in het noordoosten van het gebied. De weerstand van deze laag ligt tussen 500 en 2000 d.

De bovenste laag, die geohydrologisch kan worden onderscheiden is de toplaag. De fijne zanden van dit pakket behoren tot de afzettingen van de Formatie van Twente. Tot dit pakket worden ook de beekleem en lemig zand van de Formatie van Singraven gerekend. De dikte varieert tussen 0 en 10 m. De k-waarde van dit freatisch pakket ligt tussen de 0,4 en 1 m/d en het grondwater stroomt ook in noord-westelijke richting (Mülschlegel, 1986).

2.5 Afvoerhydrologie

Het Chaamse Bekengebied wordt gekenmerkt door een hoge drainagedichtheid. Dit komt doordat er een ondiepe slecht doorlatende laag voorkomt in het gebied (Buik en Geerts, 1981). Tezamen met een geringe maaiveldsgradient zorgt dit ervoor dat er veel water ondiep moet worden afgevoerd.

In figuur 2.3 is te zien hoe de Chaamse Beek reageert op neerslag. Deze figuur geeft de relatie tussen het debiet, gemeten vlak voor de plek waar de Chaamse Beek in de Mark uitmondt, en de neerslag. Hieruit wordt duidelijk dat lage afvoeren het meest voorkomen. Na de eerste afvoerpiek is vaak een tweede kleinere piek te zien. Dit verschijnsel is goed te zien in figuur 2.4. Dit komt waarschijnlijk doordat afvoer plaatsvindt via de snelle tak (oppervlakte-afvoer) en een langzamer tak (oppervlakkige afvoer). De basisafvoer van het gebied is zeer laag ($0-0,05 \text{ m}^3/\text{s}$). Hieruit kan geconcludeerd worden dat de grondwaterberging in het gebied klein is.

2.6 Geomorfologie

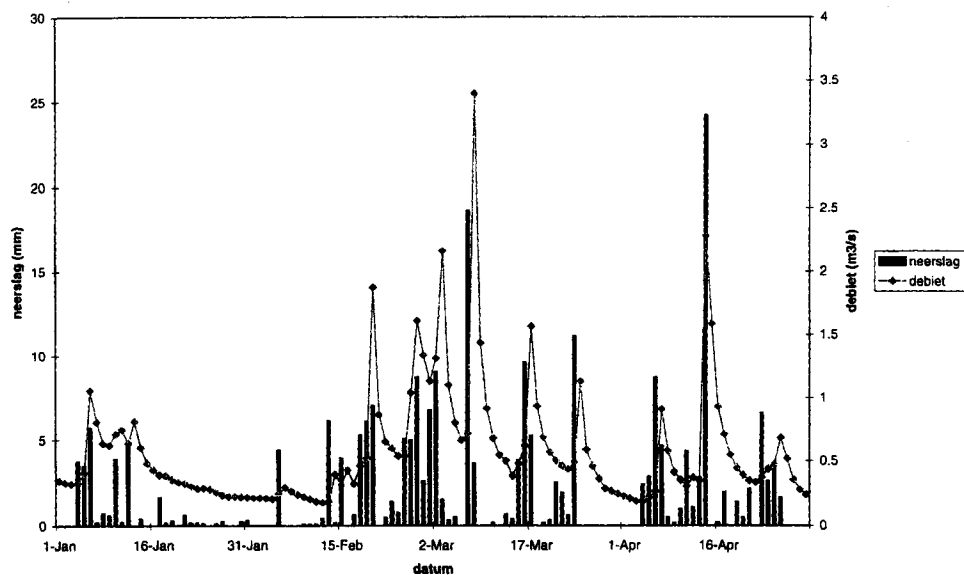
De beken, laagten, dekzandruggen en -plateaus zorgen voor een wisselend landschapspatroon. Het reliëf wordt op de meeste plaatsen bepaald door de ondergrond die bestaat uit de hiervoor genoemde rivierafzettingen (Formaties van Kedichem, Tegelen en Sterksel), die bedekt zijn met dekzand en leem (Formaties van Twente en Singraven). Twee terreinvormen bedekken 2/3 deel van het landschap. Dit zijn de terreinafzetingsvlakte bedekt met dekzand en de terrasafzettingsswellingen bedekt met dekzand. De beken zijn vrij ondiep in het landschap ingesneden en door het vrijwel ongeschonden karakter worden de beekdalen bij het punt van de samenvloeiing als waardevol geomorfologisch punt beschouwd (Gonggrijp, 1985).

2.7 Bodem en landschap

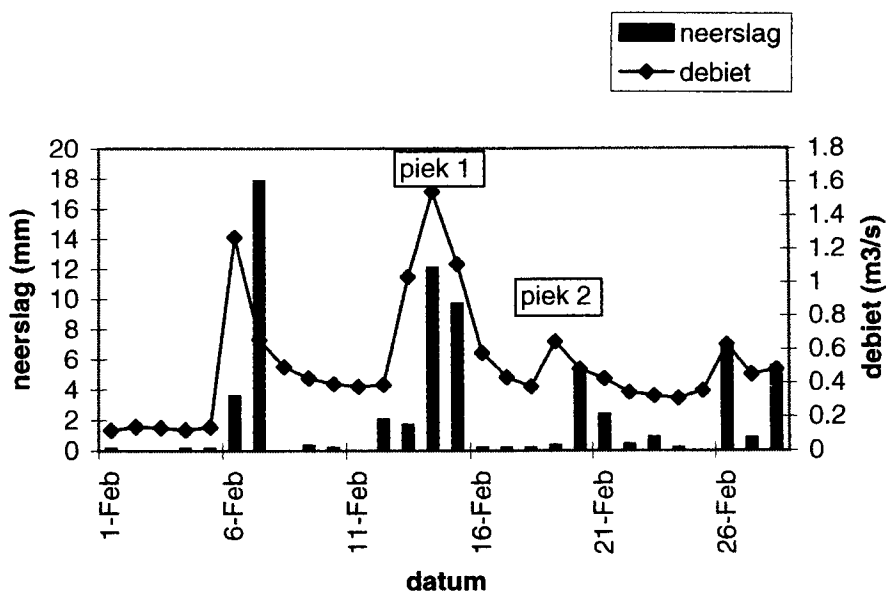
De volgende bodemtypes zijn in het gebied te onderscheiden (Bles et. al., 1980):

Hoge, zwarte enkeerdgronden

Deze gronden worden op de hoge, vroeg in cultuur genomen delen van het dekzandlandschap aangetroffen. De bouwvoor heeft een homogene donkerbruine tot zwarte kleur. Deze bouwvoor is ca. 50 cm dik en bevat ongeveer 4% humus. Er wordt vaak een ploegzool in aangetroffen. Eerdgronden met een grondwatertrap VII hebben in de ondergrond meestal een moderpodzolgrond, de andere eerdgronden een humuspodzol of een gooreedgrond. In het Chaamse Beken gebied bevindt zich in deze gronden ook oude klei in de ondergrond (Formatie van Tegelen en Kedichem). Deze klei is slecht doorlatend. De grondwatertrap kan VI of VII zijn.



Figuur 2.3. Neerslag-afvoer patroon van de Chaamse Beek (bij Ulvenhout) in 1997



Figuur 2.4. Afvoerpieken van de Chaamse Beek in 1997

Veldpodzolgronden

Deze gronden worden aangetroffen op de laat in cultuur genomen delen van het dekzandlandschap. Het zijn humuspodzolgronden met een dunne A1-horizont met hydromorfe kenmerken. Veldpodzolgronden zijn merendeels jonge heideontginningsgronden die sinds de opkomst van de kunstmest in cultuur zijn genomen. Veldpodzolgronden hebben hier een grondwatertrap van V* of VI*.

Laarpodzolgronden

Deze gronden worden aangetroffen op de hoge, laat in cultuur genomen delen van het dekzandlandschap. De laarpodzolen onderscheiden zich van de veldpodzolen door de matig dikke humushoudende bovengrond (30-50 cm). De grondwatertrap is VI. Laarpodzolen zijn ontstaan door langdurige bemesting met materiaal uit potstallen.

Beekeerdgronden

Deze gronden hebben een minerale eerdlaag van 15 tot 50 cm dikte. De roest begint binnen 35 cm –mv. Beekeerdgronden liggen in gebieden die een aanvoer hebben van water van de relatief hoger gelegen gebiedsdelen. Deze gronden zijn voedselrijker dan podzolgronden. Er is minder verzuring opgetreden, waardoor onder natuurlijke omstandigheden de vegetatie rijker is. De grondwatertrap van deze beekeerdgronden is III*.

Lage enkeerdgronden

Deze gronden komen in de beekdalen voor. Het voornaamste verschil met de hoge enkeerdgronden zit in de grondwatertrappen. De grondwatertrappen van deze gronden kunnen II, III, III* of V zijn. Vroeger werden deze gronden graslandgronden genoemd.

In bijlage 1 is de bodemkaart te vinden.

2.8 Cultuurhistorie

Het vroegste spoor van een nederzetting in het gebied stamt uit het Neolithicum. Het gaat hier om een grote concentratie van vuursteen-artefacten die op de rechteroever van de Boven Mark zijn gevonden. Vanaf de IJzertijd is het gebied permanent bewoond geweest. De meest geschikte plaatsen om te wonen, waren de droge zandgronden. Alle oude vestigingsplaatsen zijn op die plekken te vinden. In de periode tussen 1000 en 1500 jaar na Chr. vond een langzame ontwikkeling plaats. Er ontstonden gehuchten met beemden, akkers en woeste grond. Tot de 17e eeuw werd het bewoonbare gebied alsmat uitbreid. De 19e eeuw kenmerkt zich door het ontstaan van heidegehuchten langs bestaande wegen en door veel kleinschalige ontginningen. Als gevolg van de bevolkingsgroei en de landbouwcrisis neemt het aantal kleine bedrijfjes na 1850 toe. Deze eeuw vonden in het gebied profielverbetering (het diepspitten van jonge ontginningsgronden) en beeknormalisatie plaats (Latour et. al., 1988).

2.9 Gebiedsbeschrijving Prinsebos

Het Prinsebos (figuur 2.5) behoort tot de boswachterijen Ulvenhout en Chaam, waarvan Staatsbosbeheer de eigenaar is. In het bos komen veldpodzolgronden voor met een grondwatertrap van V* of VI*. Het bos bestaat overwegend uit naaldboomsoorten (grove den, corsicaanse den, douglas ed). Door de aanwezigheid van veel natte heides

en hoge grondwaterstanden in de omgeving, en mede door de éénzijdige aanleg van het bos begin deze eeuw, komt er in het bos een intensief greppelsysteem voor en zijn de waterlopen diep ingesneden. Via de Valkenburgse Beek komt al het water uit het Prinsebos in de Chaamse Beek terecht (figuur 2.2). Door de relatief sterke gebiedshelling, het dunne watervoerende pakket, de waaivorm van het bekenstelsel en de versnelde afvoer vanuit het landbouwgebied treden, in tijden met veel neerslag, grote piekafvoeren op benedenstrooms. Voornamelijk het dorp Ulvenhout en de landgoederen Valkenberg en Hondsdonk moeten het dan ontgelden. In het kader van het Chaamse beken-accord (Van Alphen, 1998) zijn er maatregelen uitgevoerd om het water langer in het bos vast te houden. Dit heeft geleid tot de aanleg van een retentiebekken in de Chaamse bossen (figuur 2.5) en tot het afdammen van vele kleine waterloopjes in het Prinsebos en de Chaamse bossen. Ook zijn de hoofdwaterlopen voorzien van stuwen om het water langer vast te houden. Het gevolg van deze maatregelen is een vermindering van de piekafvoeren uit het bos en het plaatselijk vernatten van de meest laaggelegen delen van het bos (figuur 2.6 en 2.7). Hierdoor zijn geschikte standplaatscondities voor grondwaterafhankelijke vegetaties ontstaan.



Figuur 2.5. Lokatie van het Prinsebos

3 THEORIE GRONDWATERSTROMING

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal allereerst ingegaan worden op de theorie van de grondwaterstromingen. Hierna zal in het kort een grondwaterstromingsprobleem opgelost worden, namelijk de stationaire stroming tussen twee evenwijdige sloten. Vervolgens wordt ingegaan op eerder onderzoek naar drainageweerstand en intreeweerstand. Als laatste in dit hoofdstuk worden diverse analytische modellen behandeld. In deze modellen wordt steeds gekeken naar de interactie tussen grond- en oppervlaktewater. Uit deze modellen wordt het model, wat in de slootproef wordt gebruikt (hoofdstuk 5) nader uitgelegd.

3.2 Grondwaterstromingen

De beweging van waterdeeltjes in de verzadigde zone (grondwater) wordt veroorzaakt door een kracht die op die deeltjes wordt uitgeoefend. Deze kracht bestaat uit de volgende onderdelen:

- zwaartekracht
- drukkracht

De arbeid die verricht moet worden om water te verplaatsen in het zwaartekrachtveld, is de zwaartekracht ($m \cdot g$) maal de afstand die in het veld wordt afgelegd (Δz). Het is gebleken dat het drukveld van grondwater een conservatief krachtveld is. Dit betekent dat de arbeid van de drukkracht alleen afhankelijk is van het drukverschil tussen twee punten (Koopmans, 1995). De potentiële energie (arbeid gedeeld door massa) van grondwater is het gevolg van de twee krachtvelden die op een massa water aangrijpen. Hierbij is de potentiaal zo gedefinieerd dat:

- de resultante van de twee krachten werkt in de richting van afnemende potentiaal
- de grootte van de kracht gelijk is aan de negatieve waarde van de richtingsafgeleide van de potentiaal.

De stijghoogte van water, waar veel mee gewerkt wordt, is tenslotte de potentiële energie per hoeveelheid gewicht. De stijghoogte is een geschikte grootheid om mee te rekenen, mits de vloeistof onsamendrukbaar is.

Om nu regionale grondwaterstroming te beschrijven wordt uitgegaan van stroming in een kaartvlak. Hierbij wordt verondersteld dat er in de verticale richting geen veranderingen optreden. Deze aanname is de Dupuit-veronderstelling. Deze houdt in dat:

- de stijghoogte en de horizontale gradient niet veranderen in een verticaal

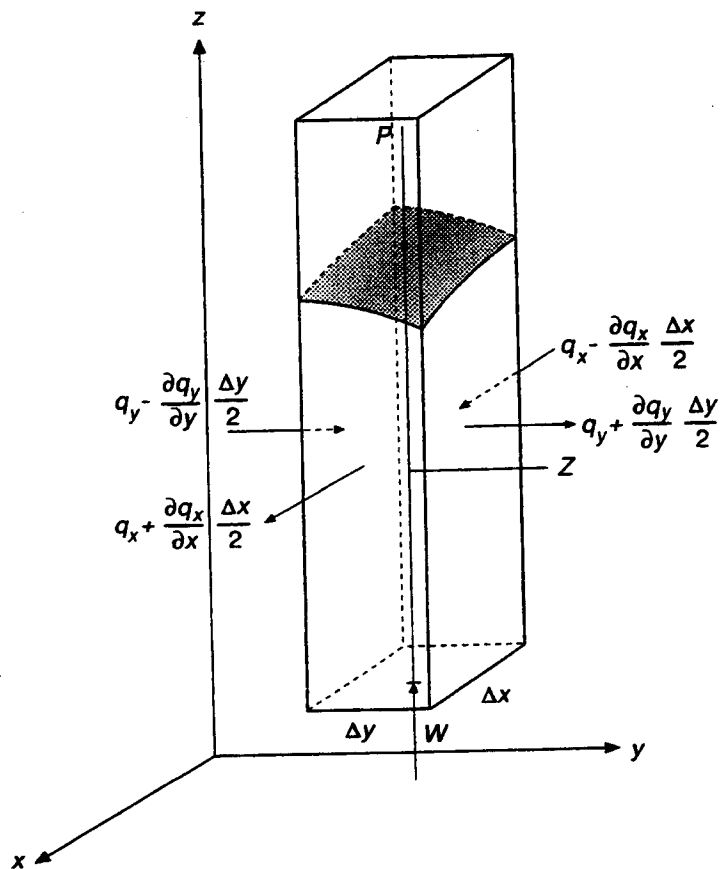
Wanneer er sprake is van freatisch grondwater geldt eveneens dat:

- de stijghoogte gelijk is aan de hoogte van de waterspiegel
- de gradient in horizontale richting gelijk is aan de helling van het freatisch vlak ter plaatse

Wanneer het continuïteitsbeginsel wordt toegepast op een volume-element $Z\Delta x\Delta y$ (figuur 3.1) levert dit de volgende vergelijking op:

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta t - \frac{\partial q_y}{\partial y} \Delta x \Delta y \Delta t + W \Delta y \Delta x \Delta t = S \frac{\partial h}{\partial t} \Delta t \Delta x \Delta y \quad (3.1)$$

waarin:	$q_x, q_y,$	stroming	(m ² /d)
	$x, y,$	lengterichting	(m)
	W	grondwateraanvulling	(m/d)
	h	stijghoogte	(m)
	t	tijd	(d)
	S	bergingscoefficient	(-)



Figuur 3.1. Het volume element $Z\Delta x\Delta y$ (Koopmans, 1995)

Omdat voor het volume element geldt dat:

$$q_x = v_x Z \quad (3.2)$$

$$q_y = v_y Z \quad (3.3)$$

Waarin:	v_x, v_y	snelheid in x- en y-richting	(m/d)
	Z	hoogte van volume element	(m)

Kan, na de limiet $\Delta x \Delta y \Delta t \rightarrow 0$, vergelijking (3.1) herschreven worden als:

$$-\left(v_x \frac{\partial Z}{\partial x} + Z \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial Z}{\partial y} + Z \frac{\partial v_y}{\partial y}\right) + W = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.4)$$

Wanneer deze vergelijking gecombineerd wordt met de wet van Darcy:

$$q = -k h \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.5)$$

waarin: k doorlatendheid (m/d)

resulteert dit, na herschrijven in vergelijking (3.6)

$$k_x h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y h \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + W = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.6)$$

waarin: k_x, k_y doorlatendheid in x- en y-richting in geval van anisotropie (m/d)

Wanneer er vervolgens van uit wordt gegaan dat de dikte van de watervoerende laag constant is veranderingen in h veel kleiner zijn dan de dikte kan vergelijking (3.6) herschreven worden tot:

$$k_x D \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y D \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + W = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.7)$$

Waarin: D dikte watervoerende laag (m)

Deze differentiaalvergelijking is een lineaire tweede orde differentiaalvergelijking die de stijghoogte beschrijft als functie van de coördinaten x en y en als functie van het doorlaatvermogen kD . In vergelijking (3.7) zijn de viscositeit en de dichtheid als constant verondersteld. De oplossing van de vergelijking hangt af van de randvoorwaarden die gesteld worden. Deze randvoorwaarden geven de condities die gelden op de randen van het stroomdomein.

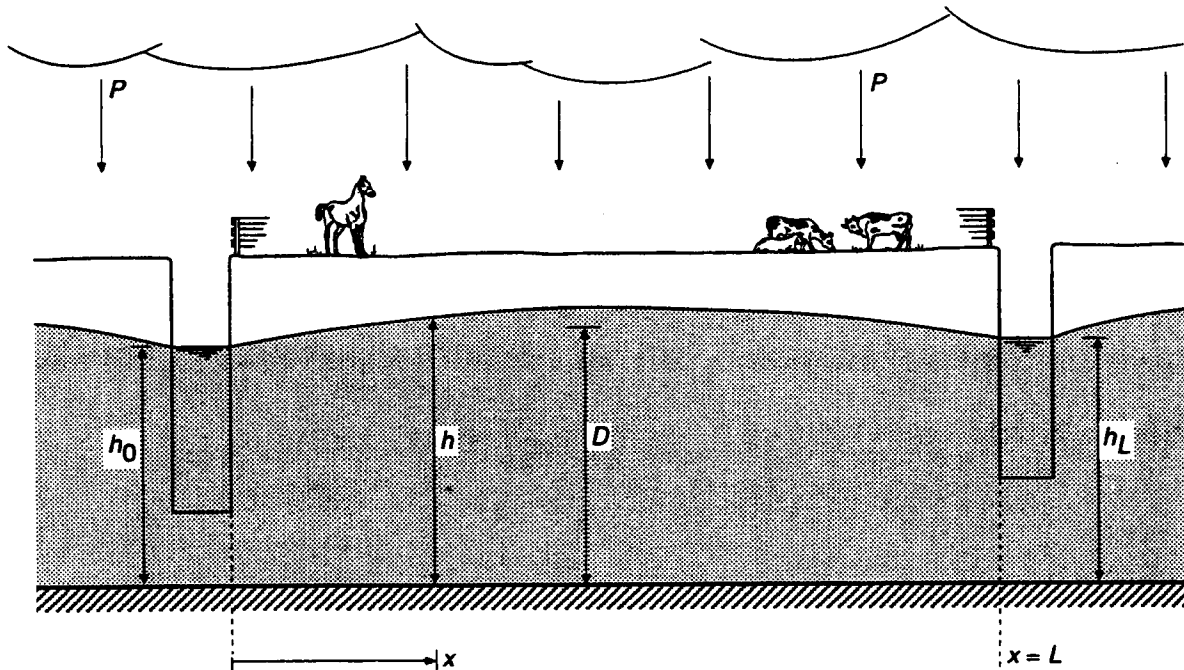
De vergelijking kan analytisch of numeriek opgelost worden. In de volgende paragraaf zal het stromingsconcept voor de berekening van stationaire grondwaterstroming naar evenwijdige sloten besproken worden. Vervolgens zal worden ingegaan op de drainageweerstand en zullen een aantal analytische modellen voor de berekening van de drainageweerstand kort worden besproken.

3.3 Stationaire stroming naar twee evenwijdige sloten

3.3.1 Stromingsconcept

In figuur 3.2 wordt een schematisatie van het stromingsbeeld gegeven in een verticale doorsnede. De schematisatie stelt een stuk land voor, waarin twee evenwijdige sloten liggen. De onderlinge afstand tussen de sloten bedraagt L (m). Op dit stuk land valt een ruimtelijk constant verdeelde neerslag, waardoor het grondwater gelijkmatig gevoed wordt. Deze neerslag (P) wordt gelijk gesteld aan de grondwateraanvulling

(grondwateraanvulling = neerslag – verdamping). Door deze regen ontstaat er een opbolling in de grondwaterspiegel. Deze opbolling bereikt zijn maximum precies in het midden tussen de sloten. De waterscheidingen liggen onder de sloten en midden tussen de sloten. Het debiet is aan de linker- en de rechterzijde gelijk, maar tegengesteld in richting en bedraagt $PL/2$ (de hoeveelheid infiltrerende neerslag van de afwaterende oppervlakte). Onder het homogene freatische pakket zit een ondoorlatende laag.



Figuur 3.2. Schematisatie voor de stationaire stroming (Koopmans, 1995)

Samengevat bevat deze schematisatie de volgende aannamen:

- stationaire stroming;
- evenwijdig aan elkaar gelegen sloten;
- gelijkmatige voeding te gevolge van het neerslagoverschot van het grondwater tussen de sloten;
- homogeen freatisch pakket, aan de onderzijde afgesloten door een ondoorlatende laag;
- de waterscheidingen zijn te vinden onder de sloten en midden tussen de sloten.

Voor deze schematisatie wordt uitgegaan van vergelijking (3.6), maar dan voor een stationaire situatie ($S \cdot \delta h / \delta t = 0$). Tevens wordt uitgegaan van stroming uitsluitend in de x-richting. De vergelijking wordt nu:

$$\frac{k}{2} \frac{d^2 h^2}{dx^2} + P = 0 \quad (3.8)$$

Wanneer tweemaal wordt geïntegreerd en de randvoorwaarden worden ingevuld, levert dit:

$$h^2 = -\frac{P}{k} (x^2 - Lx) + h_0^2 \quad (3.9)$$

Waarin: h_0 grondwaterstand op $x=0$ (m)

Omdat bekend is dat de opbolling maximaal is in het midden van het perceel kan nu de maximale opbolling bepaald worden:

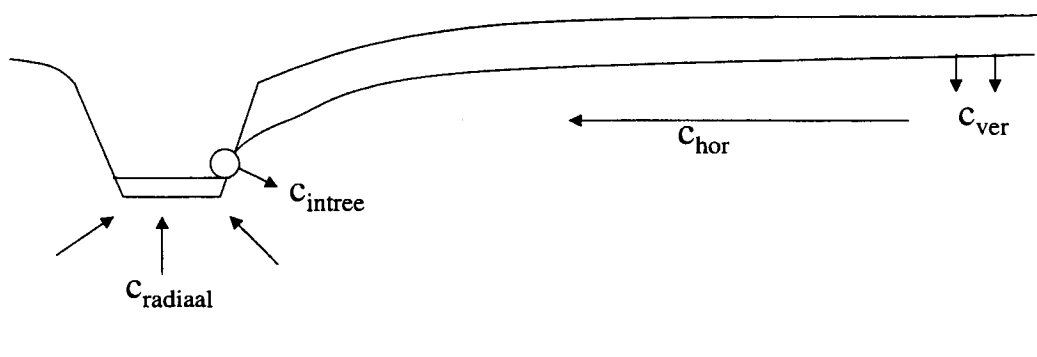
$$h_m^2 = \frac{PL^2}{4k} + h_0^2 \quad (3.10)$$

Waarin: h_m maximale grondwaterstand (m)

Met dit concept zal verder worden gewerkt in de volgende paragrafen waarin allereerst de drainageweerstand en vervolgens de methodes voor de berekening van de drainageweerstand aan bod komen.

3.3.2 Drainageweerstand

Een van de meest onzekere parameters in studies waarbij de interactie tussen grond- en oppervlaktewater van belang is, is de drainageweerstand. Deze weerstand is opgebouwd uit een horizontale, een verticale, een radiale weerstand en een intreeweerstand (figuur 3.3).



Figuur 3.3. De componenten van de drainageweerstand

De drainageweerstand is de totale weerstand die de afvoer van het neerslagoverschot ondervindt vanaf het freatisch vlak naar de waterlopen. De intreeweerstand (figuur 3.5) is de weerstand die door het grondwater wordt ondervonden bij intreden in een waterloop ten gevolge van een weerstandbiedend laagje. Bij open waterlopen ontstaat de intreeweerstand door een op bodem of taluds gevormde sliblaag of door verstopping van de bodem en het talud als gevolg van binnendringende fijne deeltjes. Ook kunnen chemische of biologische processen de intreeweerstand veroorzaken (Jousma

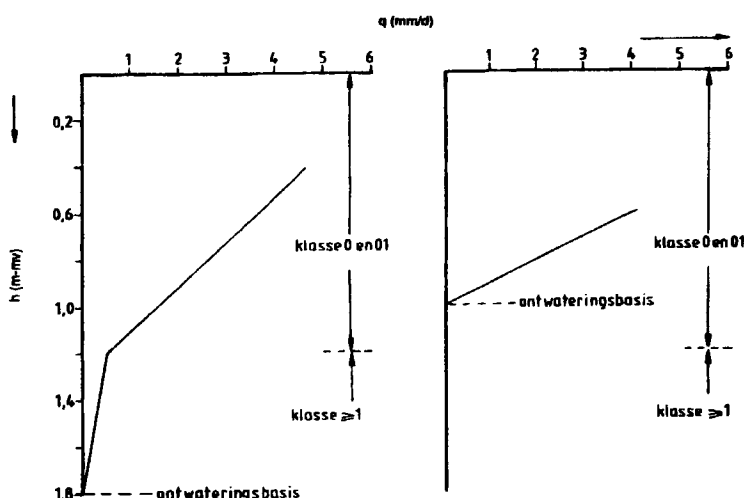
en Massop, 1996). Omdat bij de vergelijkingen is uitgegaan van de Dupuit-aanname (alleen horizontale stroming) wordt de radiale stroming dicht bij de waterlopen niet meegenomen. Omdat dit wel een weerstand geeft is deze stroming wel van belang bij de drainageweerstand. De radiale weerstand is meestal niet los te koppelen van de intreeweerstand. De horizontale en de verticale weerstand tenslotte worden veroorzaakt door respectievelijk horizontale en verticale stroming in de verticale doorsnede. De drainageweerstand is alleen constant bij stationaire grondwaterstroming. In werkelijkheid is dit meestal niet het geval, door veranderingen in het slootpeil, de grondwateraanvulling en de grondwaterstand. Hierdoor ontstaan bergingsveranderingen die er voor zorgen dat de relatie tussen de grondwaterstand en het peil van het oppervlaktewater een gecompliceerd karakter krijgt. Alleen wanneer de bergingsverandering gedurende een periode zeer klein is, is de grondwaterstroming stationair. Dan kunnen de stationaire modellen gebruikt worden om de drainageweerstand te bepalen. Er is in het verleden veel onderzoek verricht naar intree- en drainageweerstanden, onder meer bij het Staring Centrum en het RIZA. Om een overzicht te krijgen van de wijze waarop in het verleden deze weerstanden zijn bepaald, worden in de volgende subparagraaf de verschillende methodes behandeld.

3.3.3 Onderzoek naar de drainageweerstand in het verleden

Jousma en Massop (1996) bespreken verschillende methodes die in het verleden gebruikt zijn om de intreeweerstanden te bepalen. Uit dit rapport komt naar voren dat vooral in de hoger gelegen zandgebieden van Nederland (Drenthe en Gelderland) onderzoek is verricht. Uit de onderzoeken blijkt verder dat de intree en de radiale weerstand moeilijk van elkaar los zijn te koppelen. Van Beusekom en Fritz (1996) hebben een literatuurinventarisatie gedaan naar wat bekend was over drainageweerstanden. Uit dit rapport volgt dat de meest gebruikte methoden voor het bepalen van de drainageweerstand de stationaire rekenmethodes en de GWT_W relatie (Grondwatertrap-drainageweerstand relatie) zijn. Deze laatste methode is vaak moeilijk te gebruiken, omdat hiervoor een recente grondwatertrappenkaart nodig is. Verder concluderen ze dat de resultaten van veel grondwatermodellen gevoelig zijn voor de drainageweerstand en dat deze tijdens de calibratie vaak bijgesteld moet worden, omdat deze parameter de meeste onzekere is van alle parameters.

Het onderzoek naar drainageweerstanden bij het Staring Centrum heeft zich vooral gericht op het verkrijgen van gebiedswaarden voor de drainageweerstand (Wit et. al., 1991; Massop en Wit, 1994). In deze onderzoeken is gerekend met de analytische modellen van Ernst en Bruggeman en met $q(h)$ -relaties. Bij de berekening via de $q(h)$ -relatie wordt de gemiddelde grondwaterstand in het gebied uitgezet tegen de daarbij horende afvoer. De helling van deze grafiek is de drainageweerstand. Wanneer de ontwatering op verschillende niveaus plaatsvindt zijn meerdere drainageweerstanden uit de grafiek te halen (figuur 3.4a en 3.4b). Wanneer de drainageweerstand berekend wordt met behulp van een analytisch model, moeten de aannames kloppen met de heersende situatie. Bij het Staring Centrum is men ook bezig met het formuleren van hydrotypen. Op grond van hydrologische en gebiedseigenschappen (topografie, geo(hydro)logie) zijn hiervoor eenheden afgeleid die qua impuls-respons nagenoeg hetzelfde zullen reageren (**hydrologische gebiedstypen**). Hierbij gaat het dan met name om de reactie van de grondwaterstand op een verandering in het oppervlaktewaterpeil. Voor Nederland zijn 7 profieltypen te onderscheiden, die op hun beurt weer onder te verdelen zijn in de hydrotypen (25 typen). Met deze methode kan voor heel Nederland het effect worden bepaald van een verandering in het oppervlaktewaterpeil. Met deze methode wordt sterk geschematiseerd.

Bij het RIZA is de laatste jaren ook hard gewerkt aan de koppeling tussen grond- en oppervlaktewater. Er is een systeem ontwikkeld waarmee inzichtelijk en op basis van landsdekkende informatie de interactie tussen grond- en oppervlaktewater in model gebracht kan worden. Dit systeem (MONA) is gebaseerd op de formule die De Lange (1996) heeft afgeleid en die kan dienen als bovenrandvoorwaarde van een computer-model met drainageweerstand.



Figuur 3.4a en 3.4b. Bepaling van de drainageweerstand uit de $q(h)$ -relatie (Wit et al., 1991)

3.3.4 Analytische modellen

De bepaling van de drainageweerstand in het veld is moeilijk omdat niet alle grootheden constant kunnen worden gehouden. Meestal wordt dan ook de drainageweerstand bepaald aan de hand van een model, uitgaande van stationaire grondwaterstroming naar evenwijdige sloten, zoals vermeld in paragraaf 3.2.1. Om het model te kunnen gebruiken moet de werkelijkheid geschematiseerd worden. Afhankelijk van het model moeten een aantal aannamen gedaan worden. Hoe meer aannamen, des te eenvoudiger is het model. Welk model gekozen wordt hangt sterk af van het doel, de aard en de nauwkeurigheid van het onderzoek. Alle analytische modellen hebben de aannamen, zoals geschetst in paragraaf 3.2.1. Alle modellen hebben tevens hun eigen specifieke aannamen, die in het navolgende kort worden toegelicht.

De formules van Hooghoudt (1940) kunnen worden gebruikt onder de aanname van een ondoorlatende basis op enige afstand onder de slootbodem. De formules zijn echter ook bruikbaar bij kwel of wegzijging door een slecht doorlatende laag, mits deze ruimtelijk gelijkmatig tussen de sloten is verdeeld. Hooghoudt introduceert de equivalentlaag, om rekening te houden met de radiale stroming dichtbij de sloot. Deze radiale stroming komt voor bij ondiep ingesneden sloten.

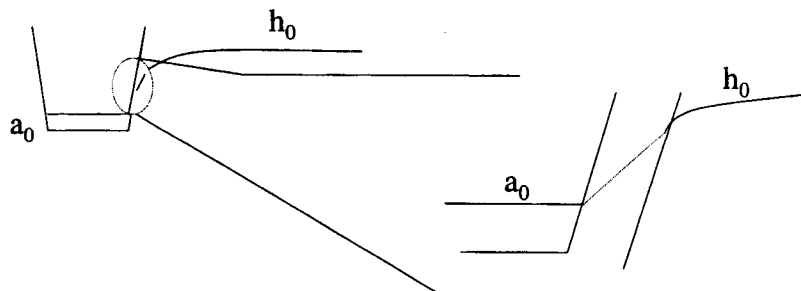
Ernst (1952) verdeelt de grondwaterstroming naar een sloot in een verticale, een horizontale en een radiale component. De intreeweerstand van de sloot wordt apart in rekening gebracht. Ernst kan toegepast worden in een twee-lagen bodemprofiel en in heterogene pakketten. Verder kan ook de niet-stationaire grondwaterstroming berekend worden, wanneer uitgegaan wordt van quasi-stationaire toestanden (Ernst, 1962). Met deze formule kan het effect van een plotselinge peilverandering in het open water op de grondwaterstand berekend worden.

Bruggeman (1972) heeft een formule afgeleid die een oplossing biedt voor tweedimensionale grondwaterstroming in een watervoerend pakket met semi-spanningswater. Ook kan de formule toegepast worden in een freatisch pakket. Dit kan alleen wanneer de insnijding van de sloten klein is ten opzichte van de dikte van het pakket. Verder moet dit pakket van constante dikte zijn en wordt het aan de onderzijde begrensd door een semi-permeabele scheidelingslaag.

Van Drecht (1983) heeft een differentieelmodel met meerdere knooppunten gemaakt. Door de vrij te kiezen knooppunten kan de voeding van het freatisch vlak gelijkmatiger tussen de sloten worden verdeeld. Voor elk stuk van de verticale doorsnede wordt de gemiddelde hoogte van de grondwaterspiegel en de gemiddelde kwelintensiteit opgelost.

De Lange (1996) heeft een formule afgeleid die als randvoorwaarde in een computermodel met drainageweerstand ingevoerd kan worden. Er wordt uitgegaan van één-dimensionale stroming in het topsysteem met een constante stroming naar het onderliggende pakket en naar het oppervlaktewater.

Quist (1998) heeft een analytisch model in spreadsheet gebracht dat de verandering van de stijghoogte van freatisch grondwater berekent, als gevolg van infiltratie van oppervlaktewater. Het model rekt met de formule van Ernst voor quasi-stationaire toestanden (Ernst, 1962). Op verschillende afstanden van de sloot wordt voor een aantal tijdstappen de stijghoogte berekend, als gevolg van het opzetten van het oppervlaktewaterpeil. Er wordt rekening gehouden met het potentiaalverschil dat de slootweerstand veroorzaakt (figuur 3.5).



Figuur 3.5. Intreden van water uit het pakket in de sloot

Het model geeft dus een waarde voor, in dit geval, de intreeweerstand. Deze waarde kan vervolgens vertaald worden naar een waarde voor de drainageweerstand.

Het model van Ernst (1962) gaat uit van de stromingsvergelijking:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(kD \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(kD \frac{\partial h}{\partial y} \right) + W = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.11)$$

en bevat de volgende aannamen:

- het pakket is homogeen, zodat $k=\text{constant}$
- er is eendimensionale stroming en wel horizontaal
- er is geen grondwataeraanvulling, dus $W=0$

Uit vergelijking (3.7) en de aannamen kan de Boussinesq vergelijking worden afgeleid:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{S}{kD} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.12)$$

Vervolgens is de aanname gedaan dat de oppervlaktewaterstand op het begintijdstip gelijk is aan de grondwaterstand op dat tijdstip in een doorsnede loodrecht op de sloot en dat de oppervlaktewaterstand, na het opzetten van het peil niet verandert in de tijd. Randvoorwaarden voor het model zijn:

- de sloot vormt een rand van het model
- aan de andere rand van het model wordt de grondwaterspiegel niet beïnvloedt

Verder moet het model voldoen aan de volgende randvoorwaarde:

$$kD \frac{\partial h(t,0)}{\partial x} = \frac{h(t,0) - a_0}{C} \quad (3.13)$$

waarin:	kD	doorlaatvermogen	(m ² /d)
	a_0	oppervlaktewater peil op t=0	(m)
	C	intreeweerstand	(d/m)

Voor deze vergelijking geeft Ernst (1962) een analytische oplossing. Deze vergelijking moet worden opgelost en vormt de basis voor het model dat door Quist (1998) in een spreadsheet is gebracht:

$$\frac{\Delta h(t,x)}{\Delta a(t)} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left\{ \int_{\frac{x}{2\sqrt{\tau}}}^{\infty} e^{-\lambda^2} \partial \lambda - e^{\tau+x} \int_{\frac{x}{2\sqrt{\tau}} + \sqrt{\tau}}^{\infty} e^{-\lambda^2} \partial \lambda \right\} \quad (3.14)$$

Waarin:	$\Delta h(t,x)$	Verandering van de grondwaterstand ten opzichte van de begintoestand	(m)
	$\Delta a(t)$	De peilverandering	(m)

De oplossing die in het model gebruikt wordt, is:

$$\frac{\Delta h(t,x)}{\Delta a(t)} = \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{\tau}}\right) - e^{\tau+x} \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{\tau}} + \sqrt{\tau}\right)\right) \quad (3.15)$$

Waarbij:

$$x = \frac{l}{2kDW} \quad (3.16)$$

$$\tau = \frac{t}{4SkDW^2} \tag{3.17}$$

$$W = \frac{C}{p} \tag{3.18}$$

Waarin:	p	natte omtrek van de sloot	(m)
	l	afstand tot de sloot	(m)
	t	tijd	(d)

De totale drainageweerstand, zoals vermeld in paragraaf 3.3.2, wordt opgebouwd gedacht uit vier afzonderlijke weerstandscomponenten (Ernst, 1962), namelijk de horizontale, de verticale de radiale en de intree component. Deze componenten kunnen gezien worden als een serie van weerstanden, die het grondwater ondervindt bij stroming vanaf het freatisch vlak naar de sloot. Bij een homogeen dwarsprofiel en een grote slootafstand speelt de verticale component een zeer kleine rol. Wanneer dit het geval is, is de grondwaterstandcurve opgebouwd uit een parabolisch deel (de horizontale stroming), een logaritmisch deel (de radiale stroming) en een restdeel (met betrekking tot de intreeweerstand). In vergelijkingvorm levert dit het volgende op:

$$c_{drain} = \frac{L^2}{8kD} + L(\Omega + \frac{c_{in}}{B}) \tag{3.19}$$

$$\Omega = \frac{1}{k} \ln \frac{\alpha D}{B} \tag{3.20}$$

Waarin:	c_{drain}	drainageweerstand	(d)
	L	slootafstand	(m)
	c_{in}	intreeweerstand	(d)
	B	breedte van de sloot	(m)
	α	geometriefactor	(-)

Quist (1998) heeft in het spreadsheet de uittreeweerstand (toestand van infiltratie) bepaald, in dit onderzoek wordt gerekend met de intreeweerstand (toestand van drainage). In bijlage 2 staan de verschillende schematisaties van Quist en van dit onderzoek vermeld. Met het model zal verder gerekend worden in hoofdstuk 5.

4 THEORIE MODUFLOW

4.1 Inleiding

Zoals in het inleidende hoofdstuk al is geschetst, is er een behoefte van diverse instanties om een model te hebben dat de dynamische interactie tussen oppervlakte- en grondwater simuleert. Deze behoefte heeft geresulteerd in het softwarepakket MoDuflow (Ngo, 1995). Dit hoofdstuk zal verder ingaan op de theorie achter dit model en de twee modellen die ten grondslag liggen aan MoDuflow, te weten Modflow en Duflow.

4.2 Modflow

Modflow (MacDonald and Harbough, 1988) is een quasi-driedimensionaal grondwatermodel dat uitgaat van de volgende bewegingsvergelijking:

$$k_x D \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y D \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z D \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + W = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.1)$$

Deze vergelijking is hetzelfde als vergelijking (3.7), alleen is (4.1) in drie dimensies geschreven. Het grondpakket wordt in dit model voorgesteld als een opeenstapeling van watervoerende lagen (aquifers) die onderling gescheiden worden door een semi-permeabele laag (aquitards). In een watervoerende laag wordt de stroming horizontaal verondersteld (Dupuit-aanname). Via de semi-permeabele laag wordt grondwater tussen twee watervoerende lagen uitgewisseld. Deze uitwisseling is het gevolg van potentiaalverschillen in de beide lagen. Het model berekent de benadering van vergelijking (4.1) met behulp van de eindige differentie methode.

In Modflow zijn verschillende modules aanwezig om een eenvoudige interactie tussen het grond- en het oppervlaktewater te simuleren. Het oppervlaktewaterpeil wordt hierbij als een randvoorwaarde opgegeven. Tijdens een simulatie kan dit peil wel veranderlijk ingevoerd worden, maar kan het niet veranderen als gevolg van voeding door het grondwater.

4.3 Duflow

Duflow (Duflow, 1995) is een in Nederland ontwikkeld oppervlaktewatermodel dat stationaire en niet-stationaire waterstroming en -kwaliteit kan simuleren. Het is een één-dimensionaal model dat uitgaat van de Saint Venant vergelijkingen, die bestaan uit de bewegingsvergelijking en de continuïteitsvergelijking.

$$\frac{\partial B}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.2)$$

en

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial(\alpha Q v)}{\partial x} + \frac{g|Q|Q}{C^2 AR} = \alpha \gamma \omega^2 \cos(\Phi - \phi) \quad (4.3)$$

waarin:	B	bergingsoppervlakte	(m ²)
	Q	debiet op locatie x op tijdstip t	(m ³ s ⁻¹)
	t	tijd	(s)
	x	afstand	(m)
	g	zwaartekrachtsversnelling	(ms ⁻²)
	A	stromingsoppervlakte	(m ²)
	H	oppervlaktewaterstand	(m)
	α	correctie factor	(-)
	v	snelheid	(ms ⁻¹)
	C	De Chezy coëfficiënt	(m ² s ⁻¹)
	R	hydraulische straal	(m)
	γ	windconversie factor	(-)
	w	windsnelheid	(ms ⁻¹)
	Φ	windrichting	(graden)
	ϕ	richting van de x-as	(graden)

Het model bestaat uit een netwerk van knooppunten, dat op deze wijze het waterlo-penstelsel in een gebied volgt. Tussen deze knooppunten kunnen, waar relevant, sec-ties gedefinieerd worden, waarin ook dwarsprofielen kunnen worden opgenomen. Ook kunnen kunstwerken, zoals duikers, gemalen en stuwen, gemodelleerd worden. De interactie met het grondwater vindt plaats aan de hand van een opgegeven flux voor een bepaalde tijdstap. De grootte van deze flux wordt niet beïnvloed door het opper-vlaktewaterpeil. Hieruit blijkt, dat net zoals in Modflow, sprake is van een statische interactie.

4.4 MoDuflow

Om de interactie tussen het grondwater en het oppervlaktewater een dynamisch ka-rakter te geven is het softwarepakket MoDuflow ontwikkeld. Dit model koppelt een bestaand Duflow model aan een bestaand Modflow model. De interactie tussen Mod-flow en Duflow vindt plaats via de rivier module van Modflow. Het is dus noodzake-lijk van deze module gebruik te maken tijdens het bouwen van een Modflow model. In figuur 4.1 is de schematisatie van een rivier in Modflow weergegeven. Zoals de figuur laat zien, is tussen het grondwater en de rivier een slecht doorlatende laag aangenomen. Via deze laag kan water worden uitgewisseld. De lek q_1 door deze bodemlaag wordt bepaald op basis van het stijghoogteverschil tussen de grondwaterstijghoogte en het oppervlaktewaterpeil en de bodemweerstand. Als het oppervlaktewaterpeil hoger is dan de grondwaterstand, is deze bodemweerstand gelijk aan de infiltratieweerstand. Wanneer het peil lager is, spreekt men van de drainageweerstand. In termen van ver-gelijkingen wordt dit:

$$q_1 = c_{inf} (h_{riv} - h_{gr}) \quad ; \text{ als } h_{riv} > h_{gr} \tag{4.4}$$

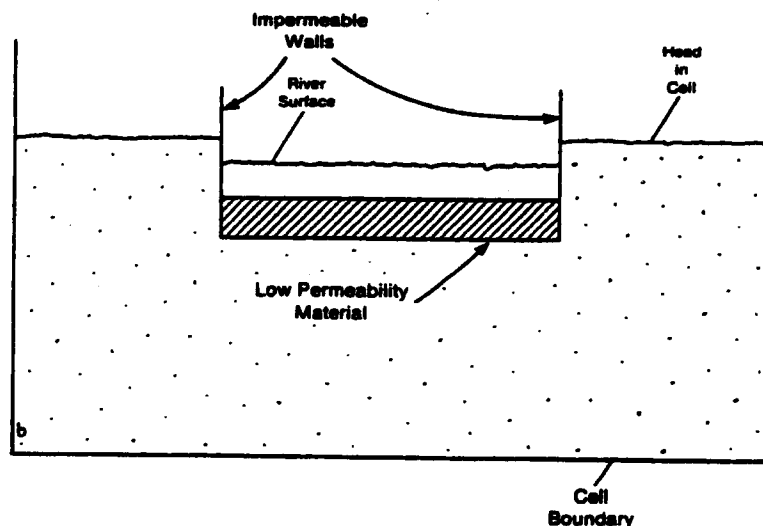
$$q_1 = c_{drain} (h_{riv} - h_{gr}) \quad ; \text{ als } h_{riv} < h_{gr} \tag{4.5}$$

Waarin:	q_1	flux	(m/d)
	c_{inf}	infiltratieweerstand	(d)
	c_{drain}	drainageweerstand	(d)
	h_{riv}	oppervlaktewaterpeil (van Duflow)	(m)
	h_{gr}	grondwaterstijghoogte (van Modflow)	(m)

Wanneer het oppervlaktewaterpeil beneden de bodemhoogte van de waterloop komt, zal de waterloop gaan infiltreren, volgens:

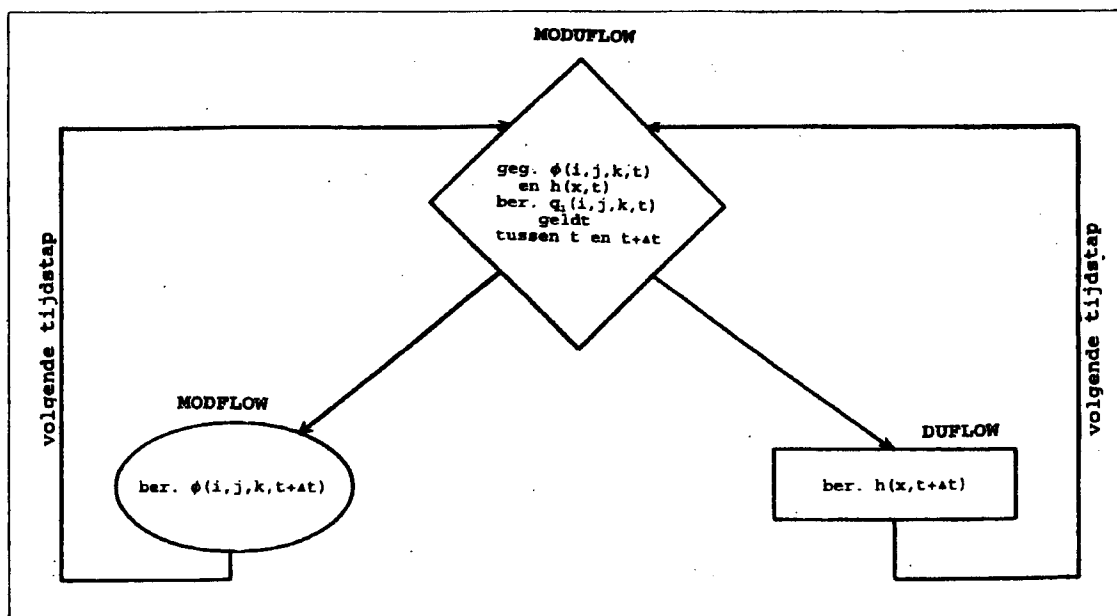
$$q_1 = c_{\text{inf}} (h_{\text{riv}} - h_{\text{bod}}) \quad (4.6)$$

waarin: h_{bod} bodemhoogte (m)

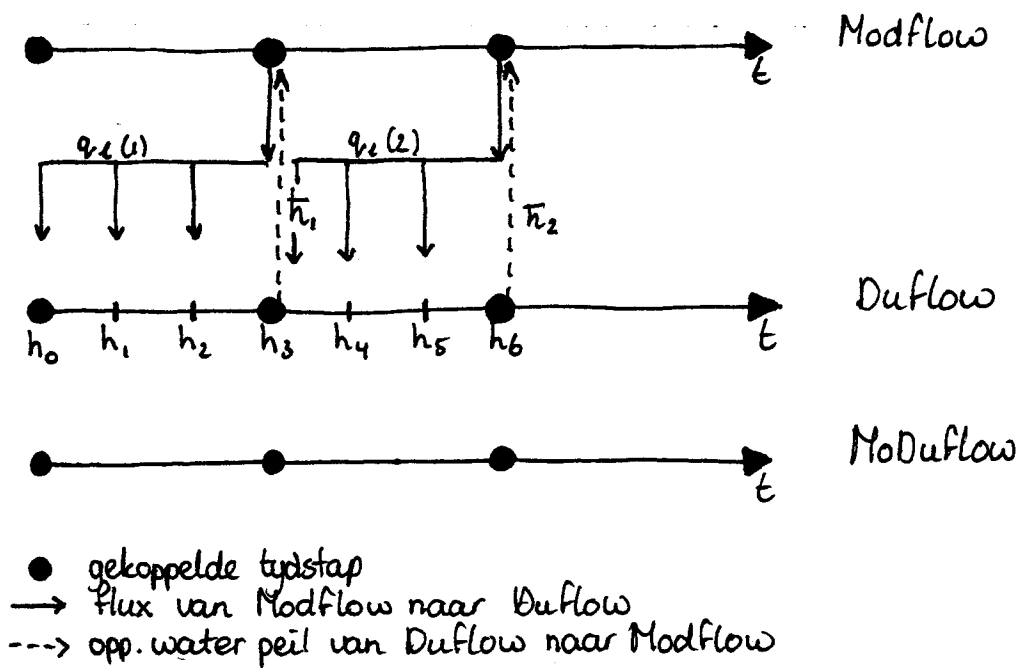


Figuur 4.1. Modflow-schematisatie van een rivier (MacDonald and Harbough, 1988)

Wanneer een Modflow en een DufLOW model aan elkaar gekoppeld worden moeten de modellen zo in overeenstemming gebracht worden dat de waterbalans tussen het grondwater en het oppervlaktewater klopt. Om dat te bewerkstelligen is gekozen voor een systeem waarbij beide modellen tegelijk in het computersysteem aanwezig zijn, waardoor ze noodzakelijke gegevens uit kunnen wisselen. Het systeem loopt via een één-stap algoritme (zie figuur 4.2). Hierbij wordt DufLOW als eerste aangeroepen. Met dit algoritme klopt de waterbalans (qua flux) altijd in de tijdstap waarin DufLOW en Modflow gekoppeld zijn. Binnen het algoritme is er sprake van 3 tijdstappen, namelijk de rekentijdstappen van Modflow en DufLOW afzonderlijk en de koppelingstijdstap, waarin informatie wordt uitgewisseld tussen de beide modellen. In deze koppelingstijdstap wordt eerst DufLOW voorzien van fluxen, die eerder berekend zijn door Modflow. DufLOW berekent hiermee vervolgens het oppervlaktewaterpeil, welke wordt doorgegeven aan Modflow. Met dit oppervlaktewaterpeil en de bodemweerstand wordt in Modflow de grondwaterstijghoogte bepaald. Hieruit volgt een flux die weer aan DufLOW wordt doorgegeven. Dit schema wordt verduidelijkt aan de hand van figuur 4.3.



Figuur 4.2. Voorbeeld van het één-stap algoritme



Figuur 4.3. Gegevensuitwisseling in MoDuflow

Voor de discretisatie in de ruimte moet rekening gehouden worden met het feit dat in Modflow gerekend wordt met block-centered values. Dit wil zeggen dat alle parameters aan het centrum van een element worden toegekend en in dit knooppunt de grondwaterstijghoogte wordt berekend. In DufLOW worden de Saint Venant vergelijkingen in een sectie opgesteld, waarbij de waterstand en de snelheid berekend worden in een knooppunt. De flux q_1 geldt nu voor het centrum van een grondwatermodelelement en voor een knooppunt in het oppervlaktewatermodel. Hierdoor moeten de harten van de Modflowelementen en de knooppunten van het DufLOW-netwerk samenvallen. Bij de schematisatie moet hiermee rekening gehouden worden.

De invoer van MoDufLOW bestaat voor het merendeel uit al bestaande bestanden van de twee modellen. Sommige bestanden moeten echter aangepast worden. Doordat de uitvoerbestanden van Modflow en DufLOW in stand zijn gehouden is het mogelijk grafieken te maken met behulp van de postprocessors van beide programma's. Ook zijn enkele programma's beschikbaar die de uitvoer van MoDufLOW grafisch kunnen uitzetten.

5 SLOOTPROEF

5.1 Inleiding

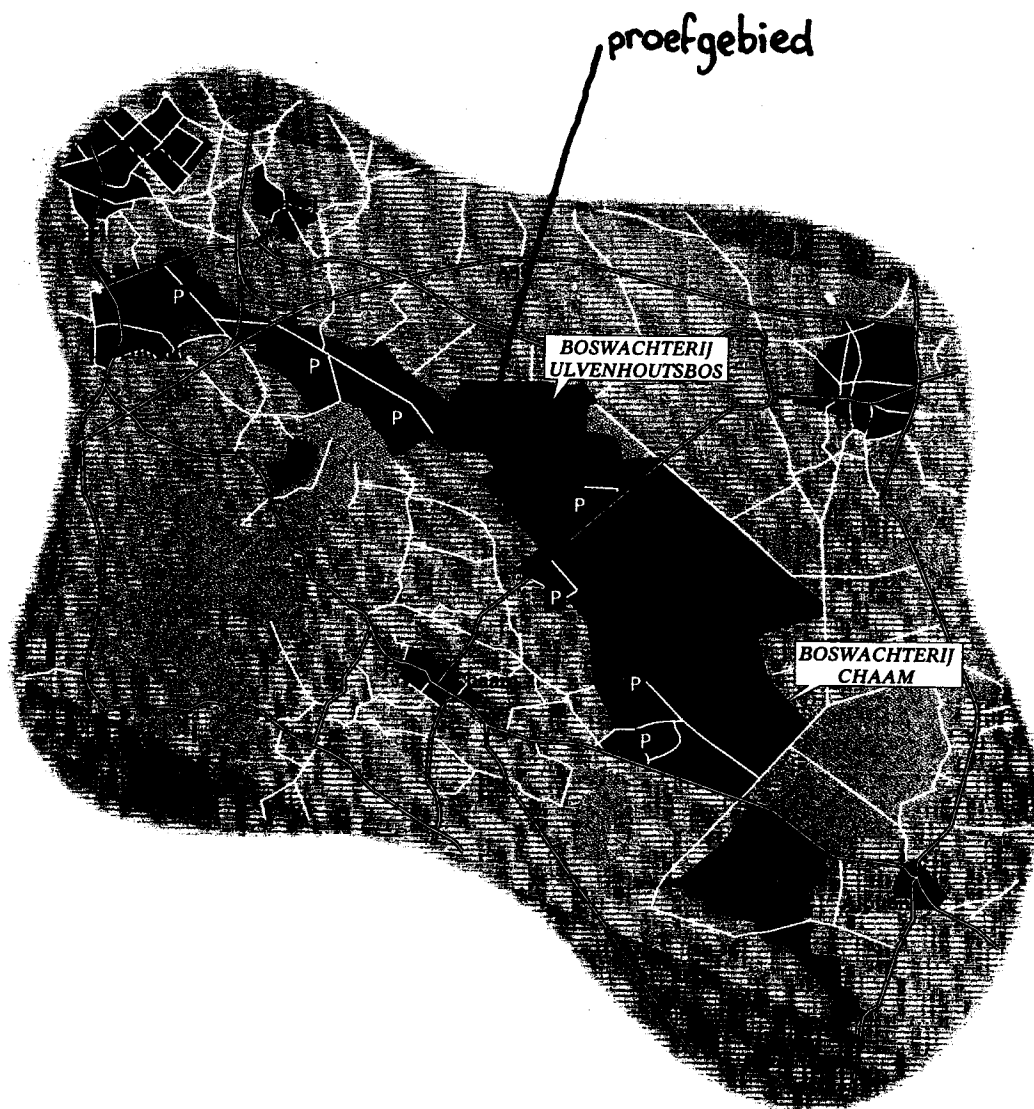
De drainageweerstand speelt in dit onderzoek een belangrijke rol. Om het MoDuflow-model te kunnen ijken aan de werkelijkheid zal een waarde voor deze weerstand gevonden moeten worden. In dit onderzoek is gekozen voor het uitvoeren van een slootproef, om zo een waarde voor de intree-, en vervolgens een waarde voor de drainageweerstand te vinden. In de volgende paragrafen zal ingegaan worden op het vooronderzoek en de materialen. Daarna zullen de resultaten besproken worden en wordt de slootproef geëvalueerd.

5.2 Probleemstelling

Door middel van het gekoppelde grond- en oppervlakterwatermodel MoDuflow is het mogelijk gerichte studies te verrichten naar de indirecte inzet van oppervlaktewater, waarbij de interactie tussen grond- en oppervlaktewater een grote rol speelt. De meest onzekere parameter in deze interactie is de drainageweerstand. Met behulp van een veldexperiment zal een drainageweerstand bepaald worden voor een sloot in het stroomgebied. Het doel hiervan is een MoDuflow model voor het proefgebied waar de sloot in ligt, te ijken op deze drainageweerstand. Met andere woorden: wanneer een in het veld gevonden waarde voor de drainageweerstand wordt ingevoerd in MoDuflow, hoe goed benadert dit model dan de werkelijkheid? Een ander doel is te bekijken hoe de drainageweerstand, het doorlaatvermogen en de slootafstand aan elkaar gerelateerd zijn. Tenslotte wordt ingegaan op de mogelijkheid om met de kennis die uit deze proef komt een vertaalslag te maken naar andere sloten.

5.3 Aanpak

De ideale lokatie zou een slootvak zijn, begrensd door twee regelbare stuwen. Door deze stuwen kan dan het peil op een constant hoog peil gehouden worden. Om veranderingen door te laten werken op het grondwatersysteem zal het peil minstens 50 cm moeten worden opgezet. Deze locaties zijn veelal alleen te vinden in landbouwgebieden. Omdat er weinig tijd was voor de proef is deze optie afgefallen: meestal duurt het lang voordat er toestemming wordt gekregen om in het voorjaar het peil 50 cm op te zetten. Uitgeweken is naar het bosgebied dat in beheer is van Staatsbosbeheer. In dit bos werd toestemming gegeven om de proef uit te voeren. De proef is uitgevoerd in het noordelijke gedeelte van het Chaamse Beken gebied en wel in het Prinsebos. De lokatie van het Prinsebos is te vinden in figuur 5.1. Staatsbosbeheer is de beheerder van de boswachterijen Ulvenhout en Chaam, waartoe het Prinsebos behoort. Een verdere beschrijving van het gebied is te vinden in paragraaf 2.9. Het proefvak bevindt zich in het stroomgebied van de Grote Slingerdreef Loop. Het proefvak is ongeveer 85 m lang en wordt begrensd door een stuw bovenstrooms en een duiker benedenstrooms. De Grote Slingerdreef Loop wordt uitsluitend gevoed door neerslagwater.



Figuur 5.1. Lokatie proefgebied

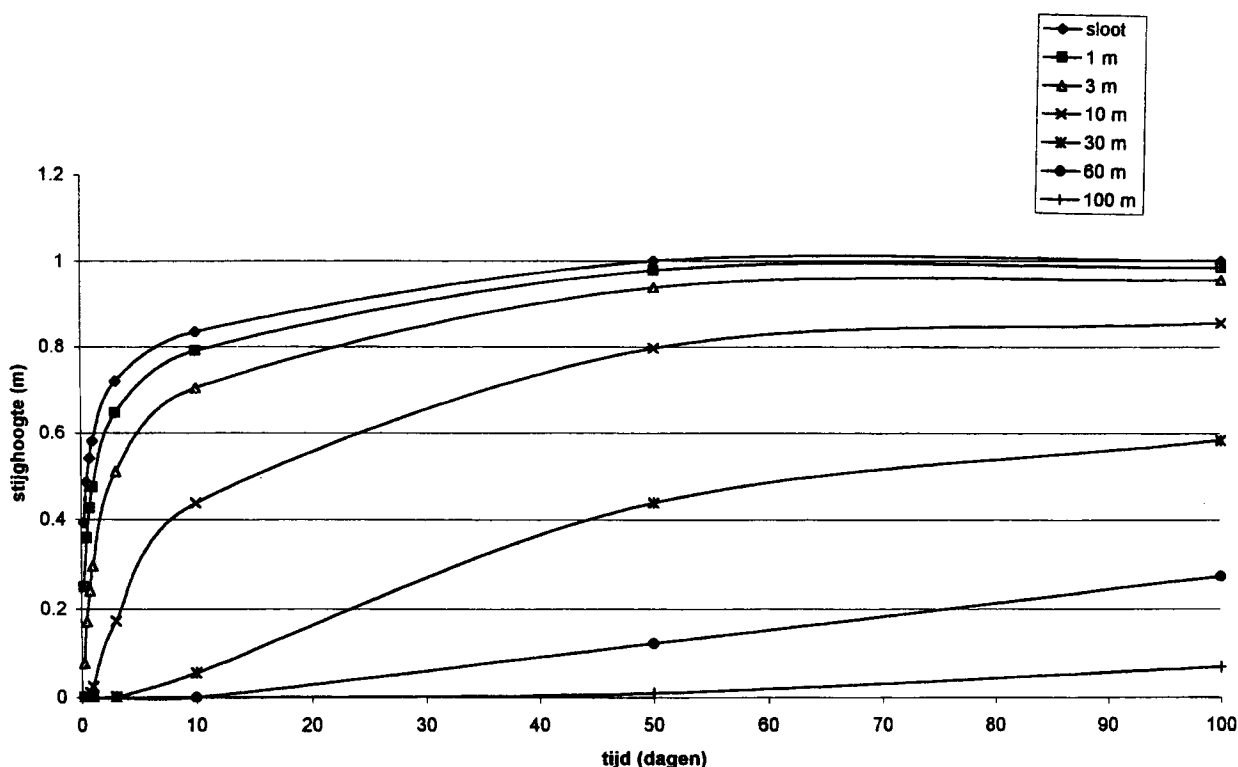
5.3.1 Vooronderzoek

Alvorens met het veldwerk te starten is eerst een vooronderzoek verricht. Dit onderzoek had als doel enerzijds om inzicht te krijgen in de theorie en de praktijksituatie en anderzijds om een geschikte proefopzet te maken.

Allereerst is gekeken hoe een slootproef uitgevoerd moet worden. In de literatuur zijn diverse proefopzetten te vinden (Jousma en Massop, 1996). In deze proef wordt in een afgedamd stuk sloot de waterstand in korte tijd flink verhoogd. Wanneer het grondwatersysteem stationair is, laat men het slootpeil plotseling zakken en worden waterstanden gemeten in een raai loodrecht op de sloot. Uit deze gegevens volgt dat er een raai peilbuizen geplaatst moet worden om het grondwaterstandverloop, en dus de opbolling te kunnen meten. Ook zullen er debietmetingen uitgevoerd moeten worden om

de specifieke afvoer te kunnen bepalen. Om ook niet-stationair te kunnen rekenen is de neerslag gedurende de periode bepaald.

Verder is gekeken naar diverse analytische modellen die voorhanden waren. Gekozen is voor het model van Ernst (1962) dat door Quist (1998) in een spreadsheet is gezet. Dit model is nader uitgelegd in hoofdstuk 3.3.4. In bijlage 2 zijn de schematisaties, de beginvoorwaarden en de randvoorwaarde weergegeven. Hierin staan de uitgangspunten van het bestaande analytische model en de uitgangspunten van de proefopzet vermeld. Ook wordt hiervoor verwezen naar paragraaf 3.3.4. Met dit model is voor dit gebied gerekend om inzicht te krijgen in het grondwaterstandverloop ten gevolge van het opzetten van het slootpeil met 1 m. In figuur 5.2 is de verandering in grondwaterstand uitgezet tegen de afstand tot de sloot voor een aantal tijdstippen. Uit deze grafiek, waarvoor waarden zijn ingevoerd die reëel zijn voor het proefgebied ($kD = 7.5 \text{ m}^2/\text{d}$; $S = 0.2$; $P = 4 \text{ m}$ en $C = 1 \text{ d}$) is grofweg af te leiden waar de peilbuizen moeten worden gelokaliseerd. Gekozen is voor peilbuizen op 1, 5, 10 en 50 m van de sloot, omdat vlak bij de sloot de grootste veranderingen optreden in een korte tijd en op 50 m van de sloot nauwelijks van effect kan worden gesproken.



Figuur 5.2. Uitkomst analytisch model met reële waarden voor proefgebied

zandweg

vak 24e



$\Delta h = 20 \text{ cm}$

$\Delta h = 25 \text{ cm}$

$\Delta h = 50 \text{ cm}$

zandweg

zandweg

zandweg

duiker

stuw

- PB : peilbuis
- PS : peilstok
- x O : doorlatendheidsmeting
- : dammetje
- ~ : waterloop

Figuur 5.3. Gedetailleerde schets van het proefgebied

5.3.2 Opzet van de proef

In figuur 5.3 is een gedetailleerde schets te zien van het proefgebied. In een raai loodrecht op het midden van de waterloop zijn 4 peilbuizen geplaatst, namelijk op 1, 5, 10 en 50 m afstand van de sloot. Ook in de sloot is een peilbuis geplaatst waarin de oppervlaktewaterstand wordt gemeten. Bij de stuw en bij de duiker staan verder nog peilschalen en is er een regenmeter geplaatst op een open plek in het bos. In de volgende paragraaf zullen de instrumenten die gebruikt zijn voor de diverse metingen uitgelegd worden. Ook zijn enkele doorlatendheidsmetingen gedaan worden om een nauwkeuriger waarde te krijgen van de doorlatendheid van de grond.

5.4 Materiaal en methode

5.4.1 Neerslag en verdamping

De regenmeter die in dit veldonderzoek is gebruikt, is een huis-tuin-en-keuken regenmeter. De regenmeter is bedoeld om regelmatig waarden te verkrijgen voor de neerslag (wanneer er veel neerslag valt, een paar keer per dag).

Voor meer nauwkeuriger neerslagwaarden zijn gegevens verkregen van Hoogheemraadschap West-Brabant. Dit Hoogheemraadschap heeft de beschikking over een pluviograaf in Chaam. Voor deze slootproef zijn gegevens beschikbaar voor de periode 17 februari tot en met 17 maart. De aangeleverde gegevens zijn kwartierwaarden.

Ook zijn via het Hoogheemraadschap verdampingsgegevens verkregen van het meteorologisch station Gilze-Rijen. Deze gegevens zijn dagelijkse waarden voor de referentie gewas-verdamping.

5.4.2 Debieten

Met behulp van een electromagnetische snelheidsmeter is het ingaande en uitgaande debiet van de sloot in de stationaire stromingssituatie bepaald. Deze meting is bedoeld om de specifieke afvoer van het gebied te bepalen. De snelheidsmeter zendt een electromagnetisch veld uit in het medium waarin hij zich bevindt (in dit geval dus water). De electromagnetische snelheidsmeter vertaalt het verschil in potentiaal in het magnetisch veld tot een snelheid. Met behulp van de formule

$$Q = \sum_{i=1}^3 v_i A_i \quad (5.1)$$

Waarin:

Q	debiet	(m ³ /s)
v_i	stroomsnelheid op plek 1, 2 en 3	(m/s)
A_i	natte oppervlakte op respectievelijk plek 1, 2 en 3	(m ²)

kan nu het in- en uitstomende debiet worden bepaald, door resp. de stroomsnelheid te meten voor de stuw en achter de duiker. De snelheid op deze plekken is bepaald in een dwarsdoorsnede. Op drie plekken in het dwarsprofiel is een aantal keren de snelheid gemeten op 60% van de waterdiepte.

De nauwkeurigheid van de verkregen waarden voor de afvoer hangt af van 2 metingen, namelijk van de snelheidsmeting met de electromagnetische snelheidsmeter en van de bepaling van het doorstroomde oppervlak. De totale nauwkeurigheid komt hierdoor op $0.005 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.4.3 Regulering duiker

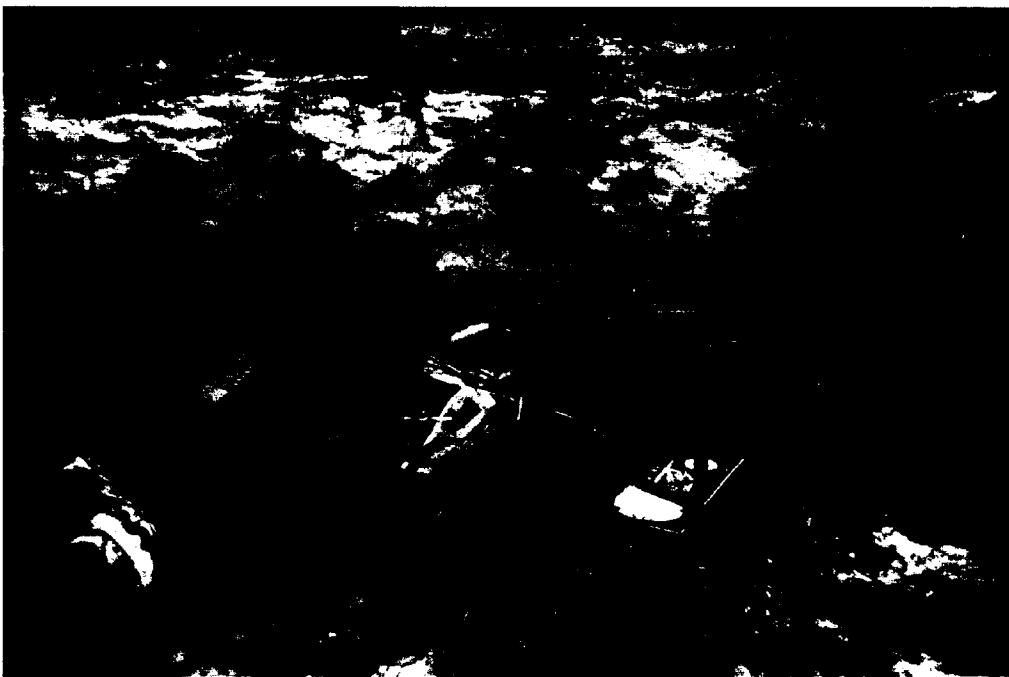
Omdat het benedenstroomse punt een duiker is, is het niet eenvoudig de afvoer op dat punt te regelen. Om de stroming in de sloot toch stationair te laten zijn, is een schot met een afvoerbuis ontwikkeld (figuur 5.4). Door middel van deze methode kan het peil in de sloot constant worden gehouden; het overtollige water wordt door de afvoerbuis afgevoerd.



Figuur 5.4. Schot met afvoerbuis voor de duiker

5.4.4 Grondwaterstanden

Om automatisch grondwaterstanden te registreren is gebruik gemaakt van peilbuisdataloggers, zogenaamde “divers”. Deze divers kunnen met een laptop geprogrammeerd en uitgelezen worden (figuur 5.5). Hiertoe wordt de computer via een kabel en een optische uitleeskop aan de diver gekoppeld. In het programma kunnen locatie, frequentie van waarnemingen en starttijd worden gedefinieerd. Een diver werkt als een absolute drukopnemer, waarbij de gemeten druk gelijk is aan de waterdruk plus de atmosferische druk. Hierdoor is het noodzakelijk ook de luchtdruk te meten. Hiertoe wordt een extra diver in een peilbuis, boven het grondwaterstandniveau, gehangen.



Figuur 5.5. Het aflezen van een diver

De divers die de grondwaterstand meten moeten geheel onder het wateroppervlak hangen. Een diver is 23 cm lang, weegt ca. 200 gram en kan in een range van 5 of 10 m meten. De meetnauwkeurigheid van een diver die in een range van 5 m meet is 1.25 cm en voor de diver met de range van 10 m is dat 2.5 cm. Voor de bepaling van de exacte waterstand is het nodig de data uit de logger te corrigeren voor de luchtdruk, zoals hierboven is vermeld. Ook wordt hierbij gebruik gemaakt van een handmeting m.b.v. het dompelklokje. De meetnauwkeurigheid van een dompelklokje is 0.5 cm. Doordat alle waarden uit de divers gerelateerd worden aan de handmetingen kan gesteld worden dat vooral deze handmetingen bijdragen aan de nauwkeurigheid. Wanneer alle nauwkeurigheden worden gesommeerd levert dit een maximale onnauwkeurigheid op van resp. 3 en 4.25 cm. De metingen met het dompelklokje zijn gemiddeld twee keer per dag verricht. Dit is gedaan om de waarden van de divers te checken en ook om deze, zoals hierboven is vermeld, te corrigeren voor de actuele grondwaterstand. De peilbuizen zijn ingemeten op NAP-hoogtes waardoor het mogelijk is de grondwaterstand in m +NAP te krijgen. De boorbeschrijvingen zijn te vinden in bijlage 3.

5.4.5 Peilen open water

In het open water staan twee peilschalen; een voor de stuw en een voor de duiker. Deze peilschalen zijn eveneens gemiddeld twee keer per dag gemeten. Voor de peilschalen geldt een meetnauwkeurigheid van 1 cm.

5.4.6 Doorlatendheid

Om een duidelijker beeld te krijgen van de doorlatendheid van de grond zijn een aantal doorlatendheidsmetingen gedaan. Hiervoor is de boorgatmethode gebruikt (Ernst, 1950). Het principe van deze methode is als volgt:

- er wordt een gat geboord, waarin een filter wordt geplaatst
- met behulp van een puls wordt water uit het gat gepompt, om een verlaging te krijgen van 20 tot 40 cm
- onmiddellijk na het pompen wordt de stijgsnelheid van het water gemeten

De stijging kan bij de eerste meting te groot zijn als gevolg van het water dat nog via de wand naar beneden drupt. Als beperkende factor geldt verder dat de totale stijging niet meer dan $\frac{1}{4}$ van de waterstandsverlaging mag bedragen om de invloed van de grondwaterstandverlaging rond het boorgat te vermijden.

Met behulp van de nomogrammen van Ernst (Bijlage 4) kan de doorlatendheid bepaald worden als:

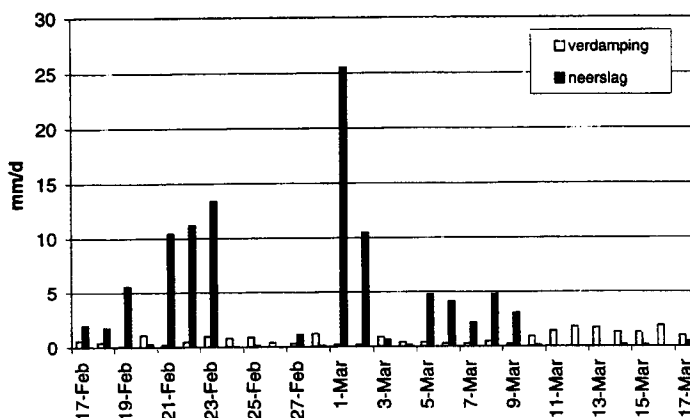
$$k = C \frac{dh}{dt} \quad (5.2)$$

waarin:	k	doorlatendheid	(m/d)
	C	geometriefactor, volgens nomogram	(-)
	dh/dt	stijgsnelheid	(cm/s)

5.5 Resultaten

5.5.1 Neerslag en verdamping

Met behulp van de verkregen waarden van het Hoogheemraadschap is de volgende grafiek gemaakt (figuur 5.6). Zoals figuur 5.6 laat zien betreft het een natte periode, elke dag is wel wat neerslag geregistreerd. Vooral maandag 1 maart was een natte dag, er viel toen ruim 25 mm neerslag. De verdamping is gedurende het veldwerk redelijk gelijk gebleven.



Figuur 5.6. Het verloop van de neerslag en de verdamping gedurende het veldexperiment

5.5.2 **Debieten**

Op een aantal tijdstippen gedurende de veldperiode zijn snelheidsmetingen gedaan om het debiet voor de stuw en achter de duiker te bepalen. Meestal zijn de debieten bepaald wanneer er sprake was van een bij benadering stationaire situatie. In tabel 3 zijn de debieten weergegeven.

tabel 3. Debietmetingen

Datum + tijd	debiet stuw (m ³ /s)	debiet duiker (m ³ /s)	Opmerkingen	Δq (m ³ /s)
25-2; 9:00u	0.0489	0.0512	na eerste keer opzetten	0.023
26-2; 14:00u	0.0496	0.0506	tijdens tweede keer opzetten	0.01
28-2; 14:00u	0.0547	0.0532	voor derde keer opzetten	-0.015
1-3; 9:00u	0.0483	0.0493	tijdens derde keer opzetten	0.01
3-3; 17:00u	0.0543	0.0565	tijdens vierde keer opzetten	0.022
4-3; 14:00u	0.0528	0.0562	na vierde keer opzetten	0.034

Voor de debietmetingen geldt, dat ze niet zijn opgenomen in de verdere verwerking van de proeven. Hoewel de theoretische nauwkeurigheid goed is (zie paragraaf 5.4.2), is dit in de praktijk niet het geval. Wanneer gekeken wordt naar de specifieke afvoer (Δq) blijkt dat met deze waarden niet veel kan worden bereikt qua nauwkeurigheid.

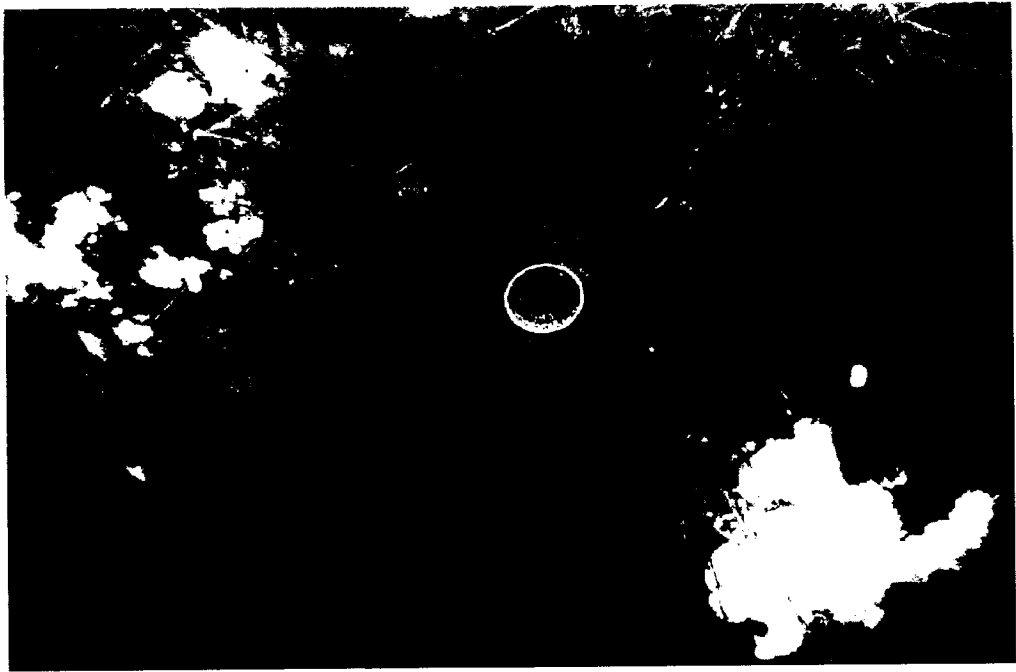
5.5.3 **Verloop van de slootproef**

In tabel 4 staan de activiteiten vermeld die tijdens de veldperiode zijn gedaan.

Tabel 4. Activiteitenkalender

3 februari	Peilbuizen geplaatst
11 februari	Installeren van de divers
22 februari	
23 februari	schot voor duiker geplaatst
24 februari	schot weggehaald, teveel schade anders aan duiker
25 februari	nieuw schot geplaatst (afvoerbuis in schot, figuur 5.5.1)
26 februari	
27 februari	lekkage in schot
28 februari	schot weggehaald, lekvrij gemaakt en weer geplaatst
1 maart	
2 maart	schot weggehaald, afvoerbuis kon de afvoer ten gevolge van de overvloedige regen niet verwerken
3 maart	schot weer geplaatst en weggehaald
4 maart	
17 maart	divers opgeruimd

Zoals uit de tabel is op te maken bleek het aanvankelijk erg moeilijk een stationaire situatie te creëren doordat het oppervlaktewaterpeil van het benedenstroomse punt moeilijk te controleren was. Uiteindelijk is dit gelukt door een afvoerbuis in een schot voor de duiker te zetten (figuur 5.7) waardoor het peil constant bleef. Door de vele neerslag (gevallen op 1 en 2 maart, zie ook figuur 5.6) gaf dit echter ook zo nu en dan nog problemen.



Figuur 5.7. Peil in de sloot blijft constant door afvoerbuis

5.5.4 Grondwaterstanden en peilen open water

In figuur 5.8 is het verloop van de oppervlaktewaterstand weergegeven. Hierin zijn de verschillende tijdstippen van het aanbrengen en het verwijderen van het schot vermeld. Figuur 5.9 laat zien dat de reactietijd van het grondwater snel is. Binnen een halve dag is het effect van het gezakte slootpeil (PB0) in peilbuis PB1 (1 m) en PB2 (5 m) niet meer terug te vinden. In de peilbuis op 10 meter (PB3) is het effect van een veranderd slootpeil nauwelijks waar te nemen. Deze figuur toont de waterstanden tijdens en na de laatste proef (3 en 4 maart). In deze figuur is de opbolling van de grondwaterstand goed af te lezen. De grondwaterstand in peilbuis PB4 (op 50 m) is vervolgens samen met de neerslag uitgezet in figuur 5.10. Dit is gedaan om te kijken hoe de grondwaterstand reageert op de neerslag.

5.5.5 Doorlatendheid

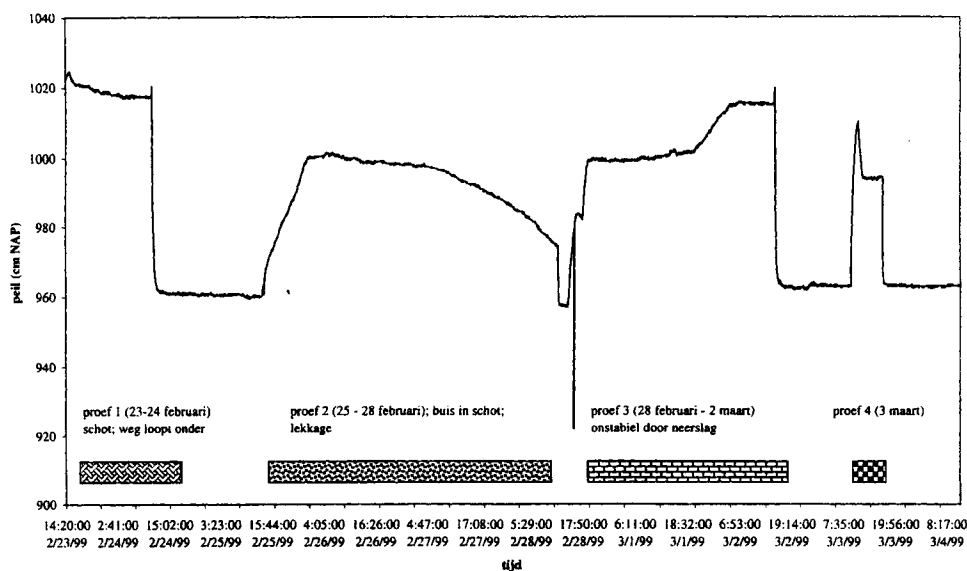
Om de doorlatendheid van de grond te bepalen zijn 6 metingen uitgevoerd, in de omgeving van de raai met de peilbuizen. De locatie van deze metingen is te vinden in figuur 5.3.3. In Bijlage 4 staan de formulieren met de meetresultaten die gebruikt zijn voor deze proeven en Bijlage 5 toont de boorbeschrijvingen en de grafieken. In tabel 5 staan vervolgens de verkregen waarden.

tabel 5. Doorlatendheidsmetingen

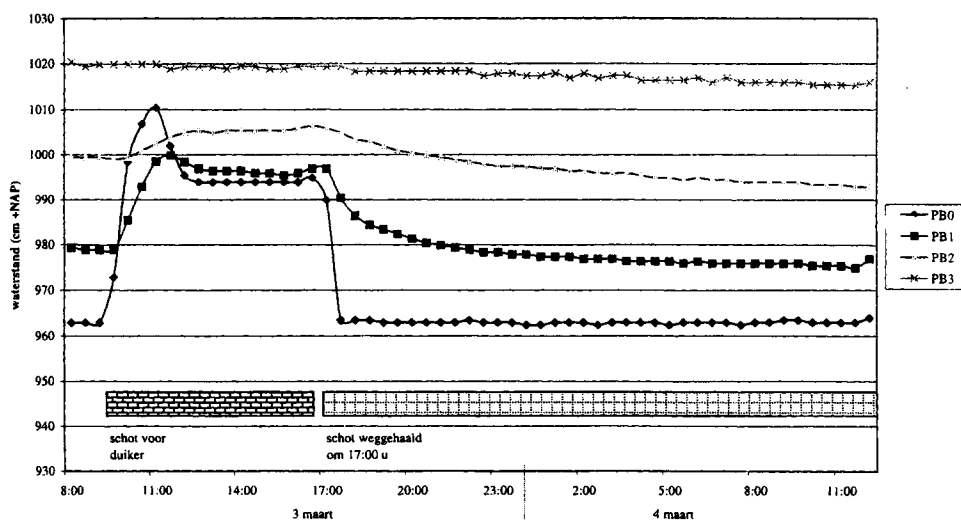
Boring	geschikt? (*)	k-waarde (m/d)
1	Ja	0.572
2	Ja	0.34
3	Ja	0.468
4	Nee	1.22
5	Ja	0.96
6	Nee	2.14

(*): zie de beperkende factor op de formulieren in Bijlage 4

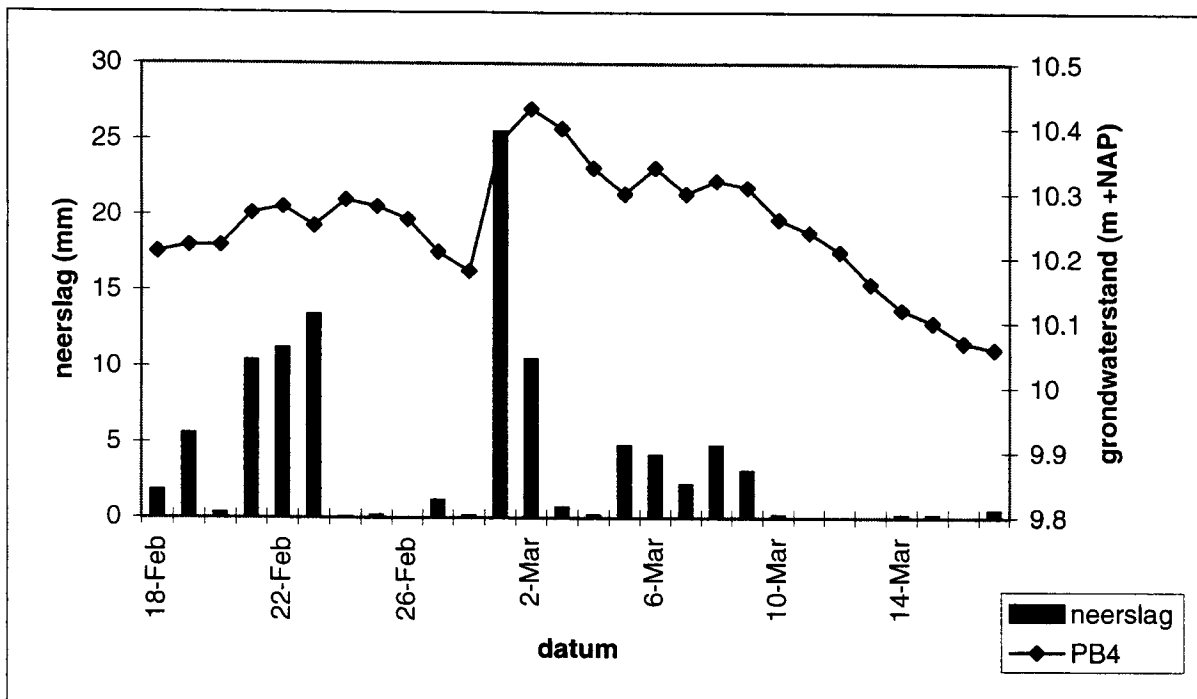
Het geometrisch gemiddelde van de doorlatendheid van de geschikte boringen is 0.544 m/d, het rekenkundig gemiddelde bedraagt 0.585 m/d. Deze waarden zijn vergelijkbaar met de waarden voor fijn zand en dekzand, die in het gebied in de bovengrond worden aangetroffen.



Figuur 5.8. Verloop oppervlaktewaterpeil gedurende veldexperiment



Figuur 5.9. Grondwaterstanden gemeten tijdens proef 4



Figuur 5.10. Reactie van grondwaterstand op 50 m (PB4) op de neerslag

5.5.6 Drainageweerstand

Om een zo nauwkeurig mogelijke waarde voor de intreeweerstand uit het analytisch model van Ernst (1962) te krijgen, moet zo goed mogelijk aan de randvoorwaarden worden voldaan. Eén van de randvoorwaarden (zie ook paragraaf 3.3.4) is de aanwezigheid van een horizontale grondwaterspiegel. In de praktijk is dit moeilijk te verwezenlijken, omdat er altijd wel een opbolling aanwezig is als gevolg van eerdere grondwateraanvulling. Een andere voorwaarde is een plotselinge waterstandsverandering; in het model wordt er vanuit gegaan dat het vullen/leeglopen van de sloot geen tijd kost.

Tijdens alle proefopzetten (4 in totaal) is gewacht tot de grondwaterstand dicht bij de sloot ongeveer gelijk was aan het oppervlaktewaterpeil. Wanneer dit het geval was is het schot voor de duiker weggetrokken en is de zakking van het oppervlaktewaterpeil en de grondwaterstand zeer frequent gemeten (figuur 5.9). Het zakken van het oppervlaktewaterpeil kost zeer weinig tijd waardoor ook aan die voorwaarde wordt voldaan. Voor het rekenen met het analytische model zijn de proeven 1, 3 en 4 gebruikt, proef 2 is buiten beschouwing gelaten omdat in deze proef sprake was van een lekkage aan het schot voor de duiker (figuur 5.8). Zoals in vergelijking (3.15) is af te leiden gaat het model uit van dh/da ; dit is de verandering van de grondwaterstand op een bepaald tijdstip ten opzichte van de grondwaterstand op het begintijdstip (dh) gedeeld door de peilverandering van het open water (da). De meetreeksen van de proeven 1, 3 en 4 zijn op deze manier in het analytische model verwerkt.

Vervolgens is met het model gerekend. De uitkomsten zijn te vinden in tabel 6.

tabel 6. Bepaling van de intreeweerstand m.b.v. het analytische model

	Proef 1	Proef 3	Proef 4
Bepaling c-waarde			
$kD = 2.5 \text{ m}^2/\text{d}$; $S = 0.1$; $P = 1.4 \text{ m}$	$c = 0.04 \text{ d}$	$c = 0.05 \text{ d}$	$c = 0.05 \text{ d}$
Kleinste kwadraten criterium (kkk)	0.234	0.042	0.0248

Bepaling optimale kD-waarde			
Vast: $c = 0.05 \text{ d}$; $S = 0.1$; $P = 1.4 \text{ m}$	$kD = 14 \text{ m}^2/\text{d}$	$kD = 10 \text{ m}^2/\text{d}$	$kD = 2.8 \text{ m}^2/\text{d}$
Kleinste kwadraten criterium	0.0533	0.014	0.025
Bepaling optimale S-waarde			
Vast: $c = 0.05 \text{ d}$; $kD = 2.5 \text{ m}^2/\text{d}$; $P = 1.4 \text{ m}$	$S = 0.025$	$S = 0.1$	$S = 0.1$
Kleinste kwadraten criterium	0.013	0.0377	0.0267

Bepaling optimale c- en kD-waarde			
Vast: $S = 0.1$; $P = 1.4 \text{ m}$		$kD = 10 \text{ m}^2/\text{d}$	$kD = 10 \text{ m}^2/\text{d}$
		$c = 0.2 \text{ d}$	$c = 0.2 \text{ d}$
Kleinste kwadraten criterium		0.0087	0.0186

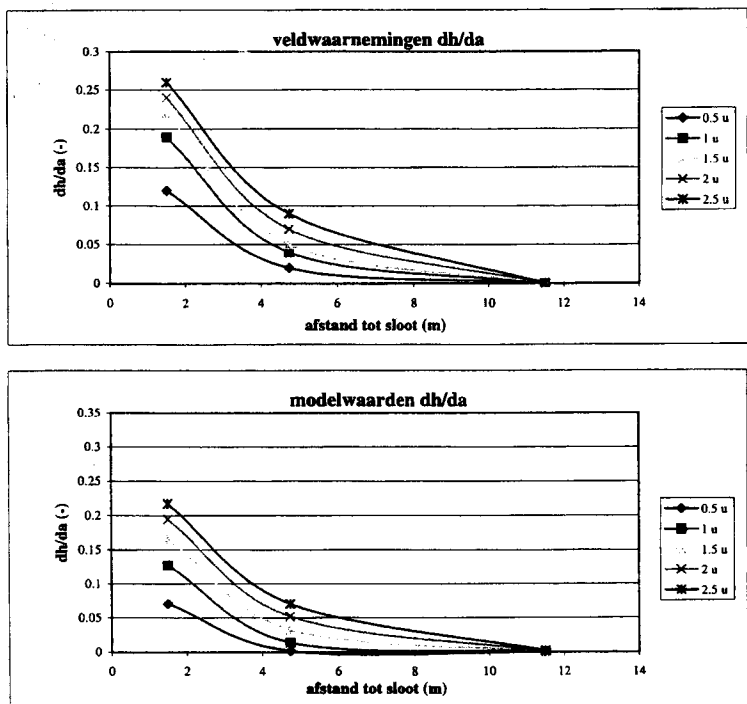
Optimale waarden	kD	$2.5 \text{ m}^2/\text{d}$	$10 \text{ m}^2/\text{d}$
	S	0.025	0.1
	P	1.4 m	1.4 m
	c	0.05 d	0.2 d
Kleinste kwadraten criterium		0.013	0.0087
			0.0186

Allereerst is gerekend met de gemeten doorlatendheid ($kD = 2.5 \text{ m}^2/\text{d}$), een aangenomen bergingscoëfficiënt ($S = 0.1$) en de bekende natte omtrek ($P = 1.4 \text{ m}$). Deze natte omtrek is te bepalen aan de hand van de geometrie van de sloot en het opgezette peil). Deze ingevoerde waarden geven een intreeweerstand van $c = 0.05 \text{ d}$. Wanneer gekeken wordt naar de te optimaliseren functie (dit is hier het kleinste kwadraten criterium: de som van de gekwadrateerde verschillen tussen gemeten en gemodelleerde waarden) dan blijkt dat deze waarde niet voldoet aan een bevredigende oplossing. Dat deze oplossing niet goed is terwijl er een gemeten doorlatendheid is ingevoerd heeft waarschijnlijk te maken met de opbouw van de grond. Deze is waarschijnlijk niet zo homogeen als tabel 5 doet vermoeden, waardoor de doorlatendheid van plek tot plek zeer kan verschillen. Er moet dus uitgeweken worden naar andere waarden voor de diverse parameters. Hiertoe zijn enkele optimalisaties uitgevoerd, waarin steeds één parameter is veranderd terwijl de andere constant zijn gebleven. Hieruit kunnen al enkele conclusies getrokken worden. Proef 1 wijkt in alle gevallen sterk af van de andere proeven; dit heeft waarschijnlijk te maken met de heersende omstandigheden. De optimale waarde voor het doorlaatvermogen (kD) verschilt in alle proeven veel. Uit de uitgevoerde gevoeligheidsanalyse (bijlage 6) blijkt dat een verandering in het doorlaatvermogen het meeste effect heeft op de modeluitkomsten. Tabel 6 bevestigt dit.

Vervolgens zijn voor elke proef apart de optimale waarden voor alle parameters bepaald (behalve voor de natte omtrek, welke constant en goed is verondersteld). Ook hieruit blijkt dat proef 1 in sterke mate afwijkt van proef 3 en proef 4. De laatste twee proeven lijken erg op elkaar en geven ook bijna dezelfde waarde voor het kleinste kwadraten criterium.

Figuur 5.11 toont een grafiek die verkregen is bij één van de optimalisaties. In deze grafiek is de verandering van de grondwaterstand ten opzichte van de begintoestand (dh) uitgezet tegen de afstand tot de sloot. Voor een aantal tijdstippen is hierin de verandering te zien. Uit deze grafiek is af te lezen dat op 11.5 m van de sloot (PB3) geen reactie meer merkbaar is van de grondwaterstand op het veranderde oppervlaktewater-

peil. Verder laat deze grafiek zien dat de modelwaarden iets te laag worden berekend ten opzichte van de veldwaarnemingen.



Figuur 5.11. Vergelijking modeluitkomst met veldwaarnemingen

Samengevat kan gesteld worden dat de intreeweerstand van de sloot zeer laag is (0.2 d), wat in overeenstemming is met de waargenomen reactie van de grondwaterstand op het oppervlaktewaterpeil: het grondwater vertoont een erg snelle reactie. Het ge-optimaliseerde doorlaatvermogen voor de proeven 3 en 4 wijkt sterk af van de gemeten waarde (10 m²/d i.p.v. 2.5 m²/d). Zoals al eerder vermeld heeft dit waarschijnlijk te maken met het inhomogeen zijn van de grond. De doorlatendheidsmetingen zijn plaatsmetingen, in het model wordt uitgegaan van een doorlatendheid die als gemiddeld genomen kan worden voor het gebied. Dat proef 1 zoveel afwijkt van de andere proeven heeft waarschijnlijk te maken met de omstandigheden van de proef (infiltratie i.p.v. drainage).

Voor alle proeven is vervolgens de drainageweerstand bepaald, deze staan vermeld in tabel 7. Bij de berekening van de drainageweerstand is er van uitgegaan dat de verticale weerstand te verwaarlozen is en dat de radiale weerstand al bij de intreeweerstand zit inbegrepen (dit is zo wanneer de slootbodem vrij dicht tot op de slechtdoorlatende laag zit, waarvan in deze sloot sprake is). Met behulp van de vergelijking van Ernst (vergelijking (3.19)) kan zo de drainageweerstand berekend worden. Hierbij is de slootafstand gesteld op 40 m. Deze waarde is bepaald aan de hand van de aanwezigheid van vele, al dan niet, met water gevulde greppels (zie ook figuur 5.3), waardoor de slootafstand kleiner is dan de afstand tussen twee opeenvolgende sloten.

tabel 7. Bepaling van de drainageweerstand

	Proef 1	Proef 3	Proef 4
Horizontale weerstand	80 d	20 d	20 d
Intreeweerstand	0.05 d	0.2 d	0.22 d
Drainageweerstand	82 d	28 d	28 d

5.6 Discussie slootproef

In deze paragraaf komen conclusies aan bod met betrekking tot de gevonden waarden voor de diverse parameters en de praktische uitvoering van de proef. Verder zal vanuit theoretisch oogpunt de haalbaarheid van dergelijke slootproeven bekeken worden.

5.6.1 Verloop van de slootproef

Bij de uitvoering van de slootproef was het erg moeilijk het peil bij het benedenstroomse punt, de duiker, in de hand te houden. Een buis in het schot wat voor de duiker werd geplaatst bleek de meest geschikte oplossing te zijn. Doordat de aanvoer groot was en daarmee het uitgangspeil hoog, kon het peil niet veel worden verhoogd. Dit was jammer, maar dit probleem kan in andere praktijksituaties opgelost worden met behulp van bijvoorbeeld pompen. In dat geval wordt ook het zakken van de grondwaterstand gemeten ten gevolge van een verlaagd peil. Wanneer er een langere tijd gemeten wordt, zal de neerslag een belangrijke rol gaan spelen. In dat geval immers wordt de grondwaterstand zowel beïnvloed door de neerslag als door de verandering van het oppervlaktewaterpeil.

5.6.2 Nauwkeurigheid gemeten parameters

De betrouwbaarheidsgrenzen van de gemeten parameters zijn al genoemd in paragraaf 5.4 maar toch is het belangrijk nog enige kanttekeningen te plaatsen over de nauwkeurigheid met betrekking tot de gehele proef. Allereerst de nauwkeurigheid van de waterstanden. Deze nauwkeurigheid wordt bepaald door drie metingen. Ten eerste door de diver zelf, ten tweede door de diver die de luchtdruk meet en ten derde door de handmeting met het dompelklokje. Dit levert een maximale onnauwkeurigheid op van bijna 5 cm. Omdat voor elke diver dezelfde luchtdrukdiver is gebruikt om te compenseren voor de luchtdruk, is de relatieve fout lager.

Waarschijnlijk de meest onnauwkeurige parameter is het debiet boven- en benedenstrooms. Tijdens het meten van het debiet is het veelal onmogelijk te weten of het de stationaire situatie betreft of niet. Ook de debietmeting zelf is aan fouten onderhevig (in de bepaling van de waterhoogte en de natte oppervlakte zit enige onnauwkeurigheid). Het debiet bij de stuw is nagenoeg gelijk aan het debiet bij de duiker; wanneer vervolgens het verschil wordt genomen, om de specifieke afvoer van het proefgebied te bepalen, is dit zo klein en aan fouten onderhevig dat hierbij enige vraagtekens gezet moeten worden.

5.6.3 Stationariteit

Om de intreeweerstand van een sloot via het analytisch model te bepalen moet allereerst een stationaire situatie gecreëerd worden (met het liefst een horizontale grondwaterspiegel in de raai, die gelijk is aan het oppervlaktewaterpeil). Gedurende dit veldwerk was het moeilijk om aan deze voorwaarde te voldoen. Ten eerste omdat het oppervlaktewaterpeil bij de duiker moeilijk te beïnvloeden was en ten tweede omdat er ook andere factoren meedoen aan het veranderen van de grondwaterstand in de tijd (neerslag). Tijdens het veldwerk zijn vier proeven uitgevoerd, wat aangeeft dat het niet altijd maar bij één proef kan blijven. Onvoorziene problemen kunnen altijd optreden

en het is dan ook aan te bevelen wat extra tijd in te ruimen wanneer er in het veld zo'n proef wordt opgezet.

5.6.4 Drainageweerstand, grondwatergestuurd peilbeheer en vertaalslag

Zoals al vermeld is de intreeweerstand van de sloot klein (uitgaande van proef 3 en 4: $c = 0.2$ d), met andere woorden het systeem heeft een kleine traagheid. Uit deze traagheid volgt dat de sloot geschikt is voor het toepassen van waterconservering of grondwatergestuurd peilbeheer. Helaas werkt de grondwaterstandverandering niet door tot op enige afstand van de sloot. Daar blijft de grondwaterstand onveranderd wanneer het oppervlaktewaterpeil verandert.

Het model (Ernst, 1962; Quist, 1998) leent zich voor het modelleren van de verandering van de grondwaterspiegel als gevolg van een verandering van het peil in een waterloop. Met het model kan, wanneer grondwaterstanden gemeten worden een schatting gemaakt worden van de intree- of uittreeweerstand. Als indicatie is dit model uitermate geschikt, bijvoorbeeld voor het beoordelen of een watergang geschikt is voor het toepassen van waterconserveringsprojecten of grondwatergestuurd peilbeheer.

6 HET PROEFGEBIED IN MODUFLOW

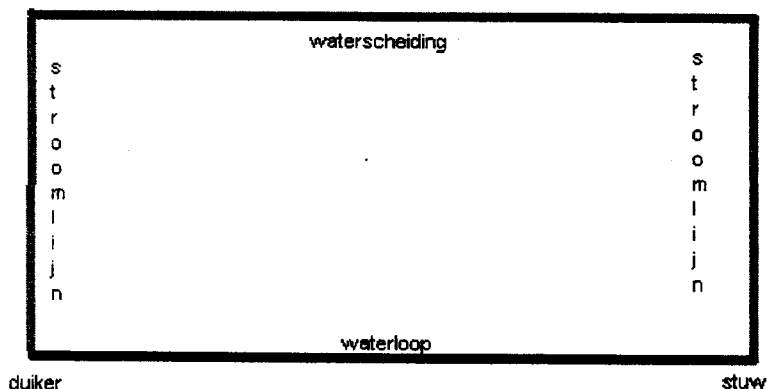
6.1 Inleiding

Om de onderzoeksvraag te beantwoorden is een MoDuflow model voor het proefgebied gebouwd. Bij dit model wordt gekeken of de grondwaterstanden, berekend in het model, overeenkomen met de gemeten grondwaterstanden. Omdat de gemeten specifieke afvoeren niet als nauwkeurig zijn, worden deze niet meegenomen bij de evaluatie van het modelgedrag. Met behulp van dit model is gekeken of MoDuflow voor deze situatie toepasbaar is.

6.2 Modelling

6.2.1 Het modelnetwerk en de randvoorwaarden

De totale lengte van het proefvak bedraagt 85 meter. Het model eindigt op 50 meter van de sloot. In Modflow zijn 50 rijen en 85 kolommen gedefinieerd, waarbij elke cel een grootte heeft gekregen van 1 bij 1 meter. Figuur 6.1 laat de randen van het model zien. Hierin is te zien dat in Modflow de volgende randen zijn gebruikt: de waterloop, de waterscheiding en twee stroomlijnen. Het Duflow model wordt bovenstrooms begrensd door de stuw en benedenstrooms door een knooppunt. Voor de stuw is een debiet en voor het knooppunt is een peil opgegeven, welke ingevoerd zijn als een tijdreeks.



Figuur 6.1. Schematisatie van het model

6.2.2 Schematisering

In Modflow heeft de doorlatendheid van de watervoerende toplaag een waarde gekregen van 5 m/d, gelijk aan de waarde die met het analytische model is geoptimaliseerd voor de proeven 3 en 4. De slechtdoorlatende laag onder deze toplaag heeft een doorlatendheid van 0.005 m/d. Voor de bergingscoëfficiënt is een waarde van 0.1 genomen. Voor de grondwateraanvulling zijn de gegevens over de neerslag en de verdamping gebruikt.

In Duflow is de geometrie van de sloot ingevoerd in dwarsdoorsneden en secties. Voor de randvoorwaarden zijn het peil achter de duiker en het debiet bij de stuw opgegeven in de vorm van een tijdreeks.

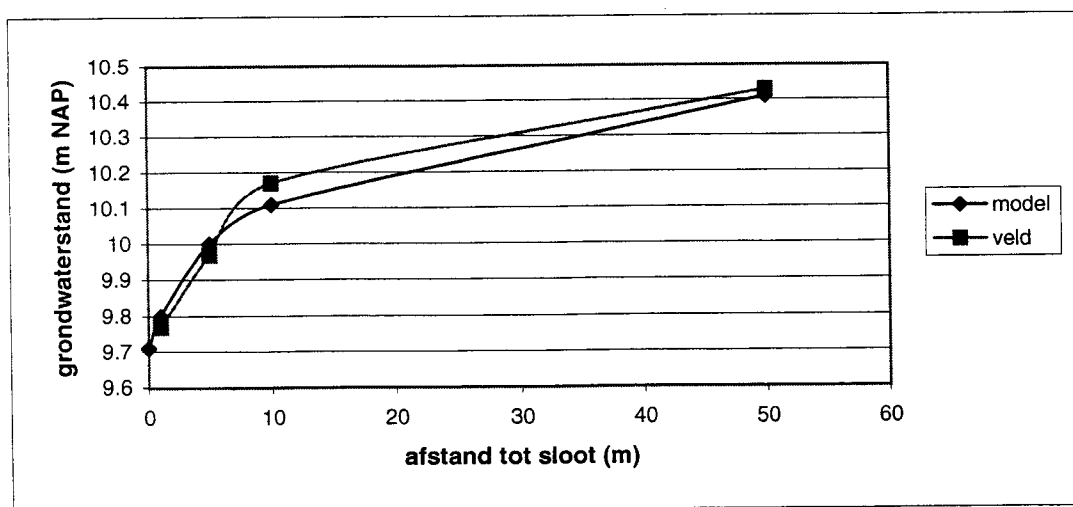
In MoDuflow zijn het Duflow en het Modflow model gekoppeld. Voor de drainageweerstand is een waarde van 0.2 d ingevoerd (gelijk aan de intreeweerstand). Dit is mogelijk doordat de celgrootte van Modflow (1 bij 1 meter) gelijk is aan de slootbreedte.

6.2.3 Simulatie

Voor de simulatie zijn de gegevens van proef 4 gebruikt (zie ook figuur 5.9). Deze gegevens hebben betrekking op de grondwaterstanden in de 4 peilbuizen, de oppervlaktewaterstand in het midden van het proefvak, de neerslag en de verdamping. Gerekend is met een totale periode van 1 dag, met tijdstappen van een uur. Er is niet-stationair gerekend.

6.3 Resultaten

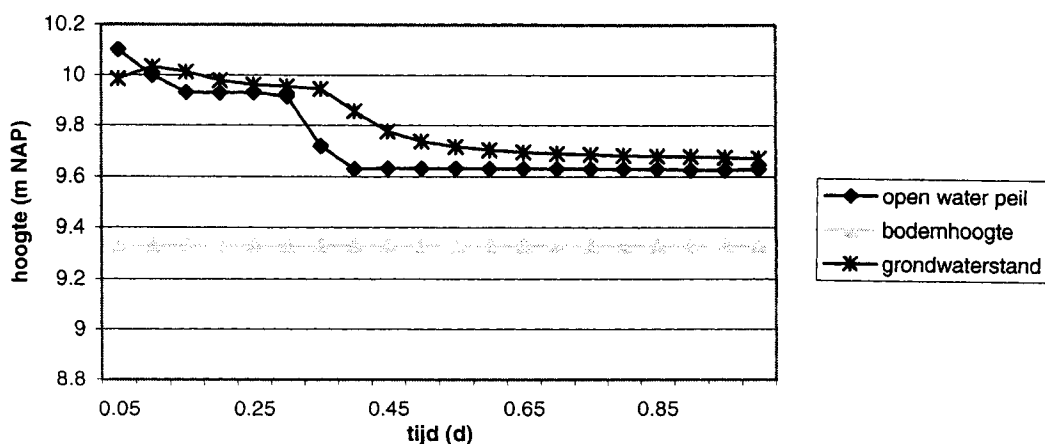
In figuur 6.2 staan de gemeten grondwaterstanden en de modeluitkomsten van de laatste tijdstap (na 24 uur) in een grafiek uitgezet. In deze figuur valt direct op dat in MoDuflow een gladde opbolling wordt berekend, terwijl deze in werkelijkheid niet als zodanig verloopt. Dit heeft waarschijnlijk te maken met een variabele doorlatendheid in het veld, hetgeen ook al is vermeld in paragraaf 5.5.6. De grondwaterstand onder de sloot is in het veld niet gemeten (afstand = 0 m). Om deze waarde toch te schatten is extrapolatie nodig. Als de lijn voor de meetwaarden wordt doorgetrokken naar de sloot lijkt deze waarde goed overeen te komen met de waarde gevonden met het model. Het verschil tussen de grondwaterstand en de oppervlaktewaterstand in het MoDuflow-model onder de sloot bedraagt 8 cm. Hieruit blijkt dat voor deze raai peilbuizen het model de werkelijkheid benadert.



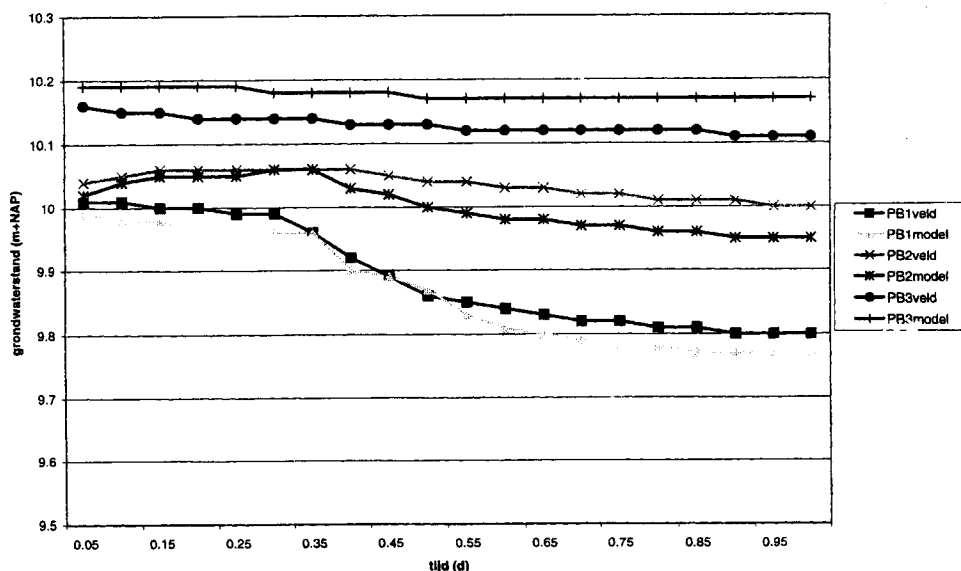
Figuur 6.2. Vergelijking van de grondwaterstanden gesimuleerd met het model en de gemeten waarden

Figuur 6.3 toont het verloop van het berekende oppervlaktewaterpeil en de berekende grondwaterstand in en onder de sloot, in de tijd. Hierin komt duidelijk de zakking van het oppervlaktewaterpeil en de reactie van de grondwaterstand hierop naar voren. In Figuur 6.4 zijn de gesimuleerde en de gemeten grondwaterstanden in de peilbuizen (PB1, PB2 en PB3) tegen de tijd uitgezet. Hieruit blijkt dat de reactie van het grondwater op het veranderde oppervlaktewaterpeil op 5 m van de sloot (PB2) al zeer gering is.

Op grond van dit experiment blijkt dat MoDuflow toepasbaar is op perceelsniveau. Met veel zekerheid is dit echter niet te zeggen, omdat alleen gekeken is naar de raai peilbuizen en niet op andere plekken in het model. Verder is niet nauwkeurig genoeg gekeken naar de gevoeligheid van het model. Uit een vlug uitgevoerde gevoeligheidsanalyse is wel gebleken dat een verandering in de intreeweerstand effect had op de uitkomsten van het model. Uit deze analyse kwam echter geen eenduidig verband.



Figuur 6.3. Oppervlaktewaterpeil en grondwaterstand onder de sloot



Figuur 6.4. Verloop van de berekende en de gemeten grondwaterstanden in de peilbuizen

7.1 Inleiding

Omdat modelleren op de schaal van een proefgebied in de praktijk niet vaak voorkomt en er juist voor grotere gebieden behoefte is aan modellen, wordt in dit hoofdstuk aandacht besteed aan de toepassing van MoDuflow op een groter gebied. Aan de hand van de kennis die is opgedaan over het proefgebied is nagedacht over het bouwen van een model voor een groter gebied. Met behulp van de ideeën en aanbevelingen uit dit hoofdstuk kan eventueel in de toekomst zo'n model worden gemaakt. Het gebied dat in dit hoofdstuk behandeld wordt is het Prinsebos, waarin het proefgebied gelegen is. In dit bos beginnen enkele kleine waterlopen die uiteindelijk uitmonden in de Valkenburgse Beek (figuur 2.2). Voor de modellering van dit gebied worden in de volgende paragrafen de benodigde gegevens, de beschikbare gegevens en de gewenste extra gegevens besproken. Hierbij is eerst gekeken naar de schematisatie van een model, m.a.w. zijn de parameters voldoende bekend om een model te bouwen. Vervolgens is gekeken naar de calibratie van een model, m.a.w. zijn er genoeg gegevens om de uitkomsten van het model te toetsen aan de werkelijkheid. Verder wordt ingegaan op de mogelijkheden van het modelleren in MoDuflow. Hierbij wordt gekeken naar het probleem van het opschalen van een model.

7.2 Benodigde gegevens

Voor de schematisatie van een model dat de koppeling maakt tussen het oppervlaktewaterpeil en de grondwaterstand, zijn gegevens over de gebiedseigenschappen nodig. Parameters die hierbij van belang zijn, zijn doorlatendheden, dikte van watervoerende pakketten, weerstanden van waterlopen en weerstandbiedende lagen, bergingscoëfficiënten en de geometrie van de waterlopen.

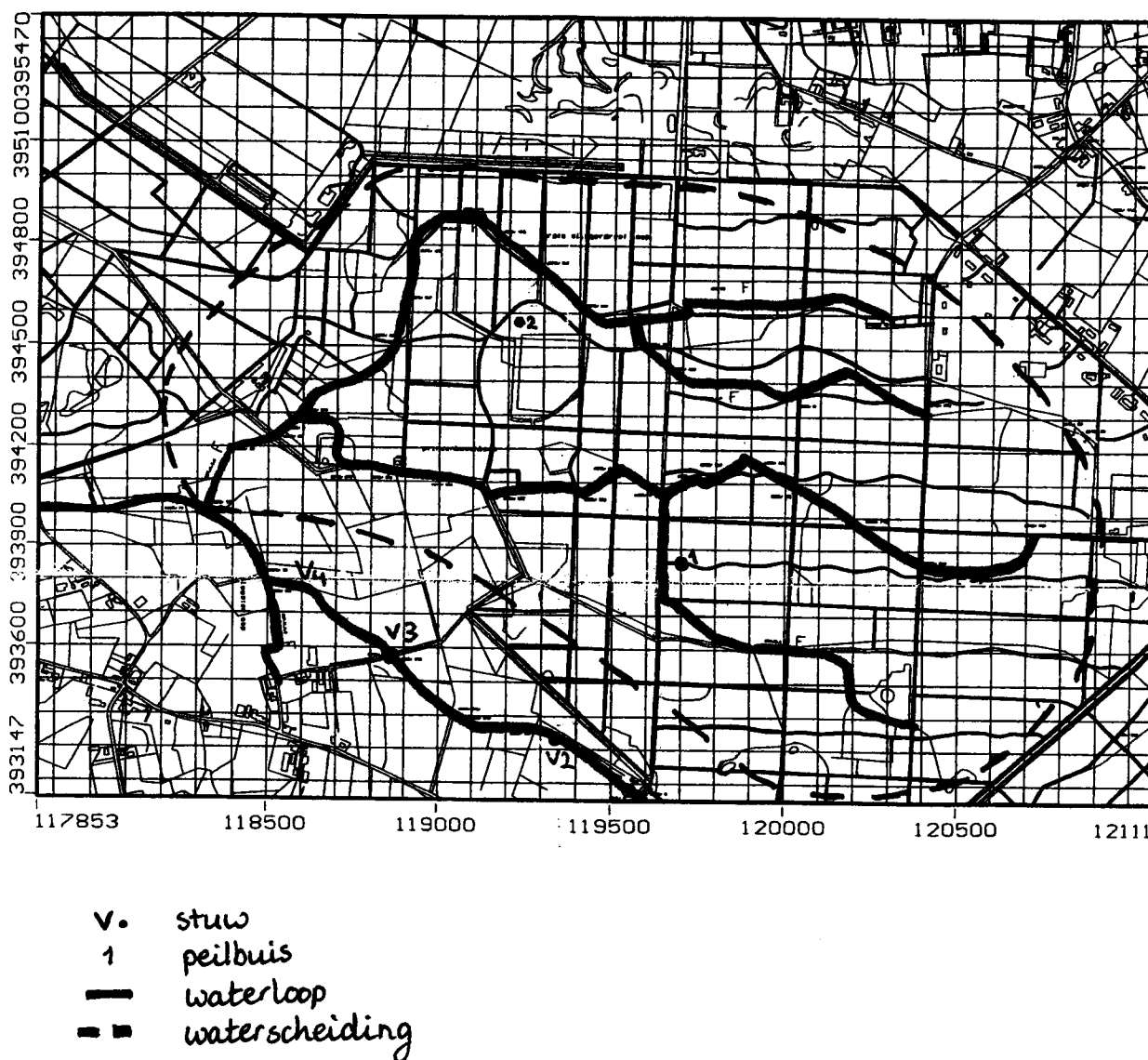
Voor de calibratie en verificatie en voor de formulering van randvoorwaarden zijn tijdreeksen nodig van grondwaterstanden, oppervlaktewaterpeilen en debieten. Ook zijn meteorologische gegevens van belang (neerslag en verdamping).

7.3 Beschikbare gegevens

Met behulp van diepe en ondiepe boringen die in het gebied zijn uitgevoerd, is het mogelijk diktes te bepalen van watervoerende en waterscheidende lagen. Met deze informatie is het ook mogelijk een schatting te maken van de doorlatendheden van watervoerende lagen en de weerstanden van de waterscheidende lagen. Ook zijn de maaiveldhoogtes in het gehele gebied op een onderlinge afstand van 100 meter bekend. De waterlopen van het Prinsebos staan vermeld op de leggerkaart van het waterschap Mark en Weerij. Deze leggerkaart bevat gegevens over het verhang en de geometrie van de waterlopen, maaiveldhoogtes en over de kunstwerken die in de waterlopen voorkomen. Voor de drainageweerstand wordt verwezen naar paragraaf 7.5. Het dichtstbijzijnde meteorologische station is vliegveld Gilze-Rijen. Hier worden onder andere neerslag en referentie verdamping gemeten. De verdampingswaarden zoals ze op Gilze-Rijen worden gemeten, kunnen door middel van een gewasfactor vertaald

worden in verdampingswaarden voor andere gewassen, zoals naaldbomen. Voor neerslaggegevens is ook een pluviograaf in Chaam beschikbaar

Voor een betrouwbaar model zijn ook gegevens nodig ten bate van de calibratie en de verificatie. In figuur 7.1 staan enkele meetpunten weergegeven die in het Prinsebos voorkomen. Op twee plekken (1 en 2) in het bos worden grondwaterstanden en de stijghoogtes gemeten van de verschillende watervoerende pakketten. Verder zijn grondwaterstanden gemeten in de raai peilbuizen, die geplaatst zijn tijdens dit onderzoek. De oppervlaktewaterstand wordt nergens in het gebied gemeten, debieten evenmin..



Figuur 7.1. Meetpunten in het Prinsebos

7.4 Benodigde extra gegevens

Uit paragraaf 7.3 blijkt dat er genoeg gegevens voorhanden zijn om de schematisatie van een model voor het Prinsebos te kunnen maken. Afhankelijk van de aard van de

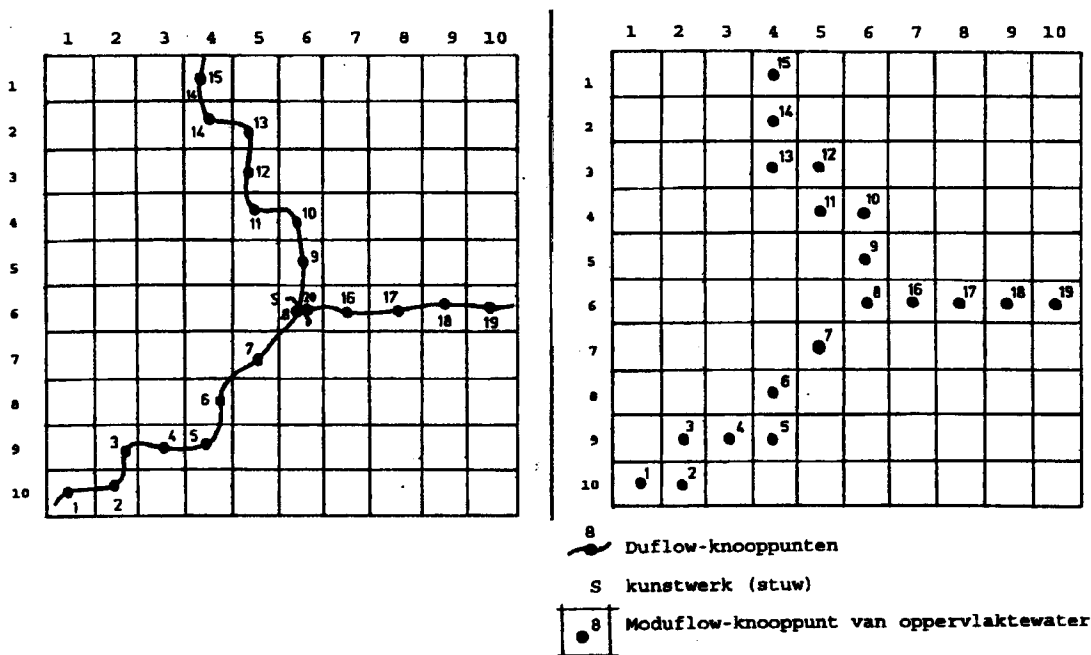
modelstudie kunnen meerdere veldwaarnemingen gewenst zijn voor een afdoende calibratie en verificatie. In het navolgende wordt, aan de hand van de nauwkeurigheid van de modelstudie, gekeken of de huidige gegevens toereikend zijn, en zo nee, wat voor metingen dan aan te bevelen zijn. Hierbij wordt uitgegaan van een basismodel, wat overigens niet bestaat, waarin aanpassingen mogelijk zijn.

- Wanneer men een globaal beeld wil krijgen van de effecten van bijvoorbeeld een verhoogd oppervlaktewaterpeil in alle watervoerende sloten en men aanneemt dat de sloten in het Prinsebos min of meer gelijk zullen reageren als de sloot in het proefgebied, heeft men aan de raai peilbuizen van dit onderzoek en de twee andere meetpunten voldoende. Het effect wat gemeten is in de raai kan dan doorgetrokken worden naar het gehele gebied.
- Wanneer men echter op een aantal lokaties het effect van een verhoogd oppervlaktewaterpeil in de sloten op de grondwaterstand wil bestuderen en modelleren, is het zinvol een aantal nieuwe peilbuizen te plaatsen. Het effect van een verhoogd oppervlaktewaterpeil is natuurlijk het best zichtbaar dichtbij de sloot. Het is dan ook aan te bevelen een peilbuis op 1 tot 3 m van de sloot te plaatsen. Omdat in figuur 5.6 te zien is dat de reactie van het grondwater op het veranderde oppervlaktewaterpeil op 10 m al niet meer merkbaar was, is het op lokaal niveau ook zinvol een peilbuis te zetten op een afstand van 10 tot 15 m van de sloot. Met deze peilbuis kan dan de ruimtelijke verbreiding van de reactie getoetst worden. Bij de schematisatie is het wel belangrijk dat de peilbuizen in het centrum van een modflowcel liggen. De bedoeling van de peilbuizen is om het model te evalueren en tevens om een beeld te krijgen van de interactie tussen grond- en oppervlaktewater op dat punt.
- Wanneer gekozen wordt voor een modelstudie met het scenario van een verhoogd oppervlaktewaterpeil tussen twee stuwen in één sloot, is het eveneens zinvol peilbuizen te plaatsen op 1 tot 3 en op 10 tot 15 m van de sloot. Wanneer van de stuwen de Qh-relatie bekend is, zijn de lokaties van de stuwen uitermate geschikt voor het meten van het oppervlaktewaterpeil en het debiet. Hierdoor wordt dan ook inzicht gekregen in de specifieke afvoer van het stuwvak.

Voor alle besproken toepassingen is het nuttig een afvoermeetpunt te plaatsen op de plek waar de waterlopen uitmonden in de Valkenburgse Beek. Hierdoor is het mogelijk een beeld te krijgen van de totale afvoer van het stroomgebied.

7.5 Drainageweerstand en MoDuflow

Bij de modellering van het Prinsebos of elk ander groot gebied, zullen de Modflowcellen niet even breed zijn als de sloten in het gebied. Daarom zullen niet de intreeweerstand, maar drainageweerstand ingevoerd moeten worden. De cellen kunnen het beste zo gekozen worden dat de knooppunten van Duflow samenvallen met de harten van de Modflowcellen. Figuur 7.2 laat hier een voorbeeld van zien.



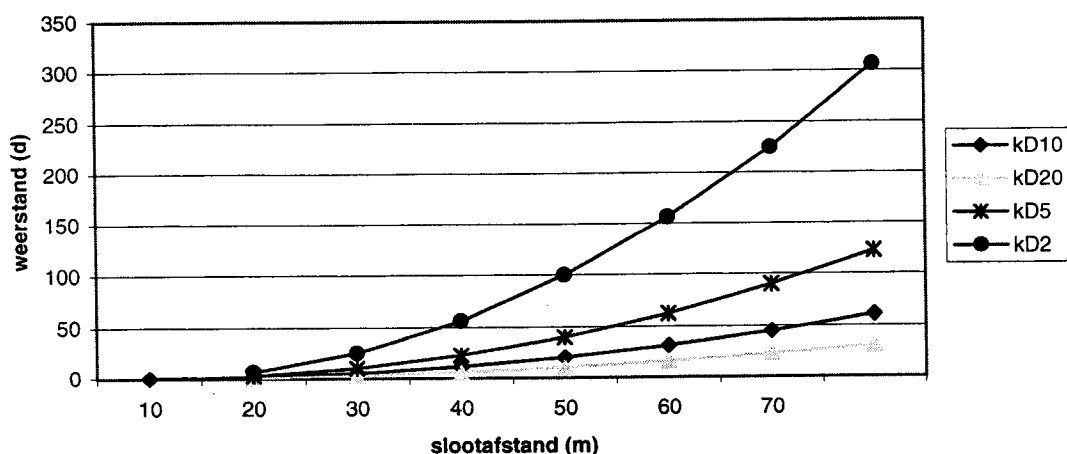
Figuur 7.2. Ruimtelijke schematisatie van een MoDuflow model (Ngo en Booij, 1995)

7.5.1 Schematisatie

Als de cellen in Modflow veel breder wordt genomen dan de slootbreedtes moeten andere waarden voor de weerstanden ingevoerd worden. Omdat er in Modflow gerekend wordt met block centered values hebben de berekende fluxen en grondwaterstanden betrekking op het midden van de cel. Wanneer de celgrootte dus groter wordt gekozen moet ook de weerstand groter worden, omdat dan ook het effect wordt meegenomen van de weerstand verder van de sloot af. Dit concept gaat op bij aanname van dezelfde doorlatendheid. Wanneer, door het veranderen van de celgrootte ook de doorlatendheid aangepast moet worden (bijvoorbeeld wanneer de cel twee keer zo diep wordt als de slootdiepte) zal de relatie celgrootte-weerstand een ander verband vertonen.

7.5.2 Weerstand

Zoals al eerder vermeld is in paragraaf 3.3.2 is de drainageweerstand opgebouwd uit een horizontale, een verticale, een radiale en een intreeweerstand. Omdat hierbij de horizontale weerstand de grootste component is (zeker bij een laag doorlaatvermogen en een slootafstand groter dan 20 m) wordt in het navolgende, met behulp van vergelijking (3.19) gekeken naar de relatie tussen de horizontale weerstand, de slootafstand en het doorlaatvermogen. Figuur 7.3 laat zien dat bij een laag doorlaatvermogen de horizontale weerstand snel toeneemt bij toenemende slootafstand. Dit komt doordat in de vergelijking van Ernst de slootafstand in het kwadraat in de teller staat en het doorlaatvermogen in de noemer. Uit de figuur blijkt tevens dat de weerstand niet zoveel verandert bij verschillende slootafstanden wanneer het doorlaatvermogen groot is.



Figuur 7.3. Relatie tussen horizontale weerstand, slootafstand en doorlaatvermogen

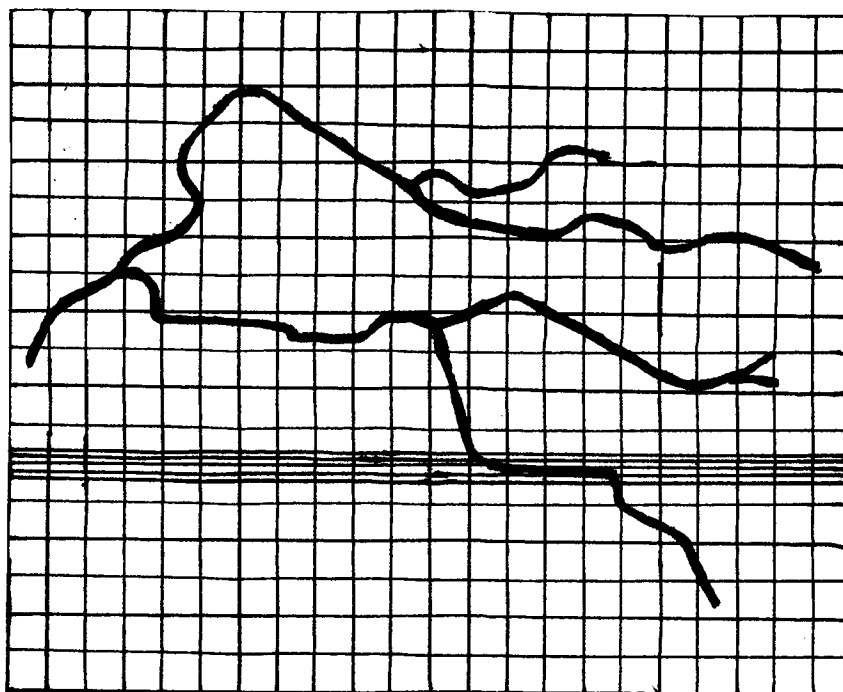
Met behulp van deze relatie tussen weerstand, slootafstand en doorlaatvermogen kunnen nu drainageweerstand voor het gehele gebied worden geschat. Bij het bepalen van de slootafstanden moet vooral gelet worden op de aanwezigheid van greppels. Hierdoor wordt de slootafstand in meer of mindere mate verkort.

7.5.3 Ruimtelijke verfijning

Wanneer ingezoomd wordt, wat nodig is om een klein gebied in detail te beschouwen zoals in paragraaf 7.4 is geschetst, dient het Modflowgrid langs dat stuk sloot te worden verfijnd. In dit deelgebied moet dan een waarde voor de intreeweerstand van de sloot ingevoerd worden. Voor de andere delen van de sloot, waar het modelgebied minder verfijnd is, kan weer een waarde voor de totale weerstand opgegeven worden. Figuur 7.4 geeft een voorbeeld van een verfijning langs een stuk sloot. Voor de intreeweerstand van de sloten in het Prinsebos kan dezelfde waarde genomen worden als de waarde voor de intreeweerstand voor het proefgebied. Dit is geoorloofd, omdat de geometrie en de bedekking van de slootbodem en het talud in alle sloten min of meer gelijk is. Om de peilbuizen dicht bij de sloot te kunnen gebruiken bij de calibratie of verificatie van het model is het noodzakelijk om de lokatie van die peilbuizen samen te laten vallen met het hart van een Modflowcel.

Wanneer men echter op meerdere plekken wil verfijnen levert dit problemen op met de schematisatie. Dit komt doordat Modflow, en dus ook MoDuflow, een eindige differentie model is.

Wanneer gegevens voorhanden zijn met betrekking tot de specifieke afvoer kunnen tevens fluxen gebruikt worden bij de calibratie en verificatie van het model. Hierbij geldt eveneens dat het hart van de Modflowcel en het knooppunt van Duflow moeten samenvallen (figuur 7.2).



Figuur 7.4. Schematisatie van de verfijning van een stuk sloot in het Prinsebos

8 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zullen enkele conclusies en aanbevelingen besproken worden die gevonden zijn tijdens het uitvoeren van het onderzoek. De conclusies en aanbevelingen zijn puntsgewijs opgesteld omdat zo de kern wordt belicht. Achtergronden kunnen vervolgens terug gevonden worden in de tekst.

8.2 Conclusies

- Wanneer met een analytisch model wordt gerekend moet bij de proefopzet en de uitvoering zoveel mogelijk aan de gestelde randvoorwaarden worden voldaan. In de veldproef, waarmee de intree weerstand is bepaald, is dit niet geheel gelukt, waardoor de gevonden waarde waarschijnlijk iets afwijkt van de werkelijke waarde.
- Met het analytische model is een waarde voor de intree weerstand berekend van 0.2 d. Dit stemt op grond van de metingen overeen met de waarnemingen in het veld: het grondwater vertoont namelijk een snelle reactie op een verandering in het oppervlaktewaterpeil.
- Voor modellering op perceelsniveau is gebleken dat MoDuflow geschikt is voor het simuleren van de dynamische interactie tussen het grond- en het oppervlaktewater. Het maximale verschil tussen meetwaarden en modeluitkomsten bedraagt 7 cm.
- Wanneer opschaling plaatsvindt in MoDuflow kan een gemeten weerstand veelal niet worden ingevoerd, maar moet deze vertaald worden naar een modelweerstand.

8.3 Aanbevelingen

- Wanneer een slootproef als deze wordt uitgevoerd, moet er rekening mee gehouden worden dat de proef niet in één keer hoeft te slagen. Er moet tijd ingeruimd worden voor eventuele herhalingen.
- Het is aan te bevelen een proefopzet te kiezen waarin het mogelijk is de waterstand te sturen d.m.v. twee stuwen, met het liefst een bekende Qh-relatie. Hierdoor is het mogelijk nauwkeurige waarden te krijgen van de specifieke afvoer.
- Wanneer een betrouwbaar model voor het Prinsebos gewenst is, zullen afhankelijk van de vraag meer veldwaarnemingen nodig zijn (grondwaterstanden, oppervlaktewaterpeilen, afvoeren)
- Wanneer een slootproef langer voortduurd zal meer inzicht verkregen worden in de ruimtelijke verbreiding van de reactie op een veranderd oppervlaktewaterpeil.

LITERATUUR

- Alphen, C.P.M. van, 1998. Geschiedenis boswachterij Ulvenhoutsbos. Nieuw Ginniken, Heemkundekring Paulus van Daesdonck.
- Berkel, T.L. van, 1980. Baarle-Nassau: sociaal economische verkenning van een ruilverkavelingsgebied ten zuidoosten van Breda. Den Haag, LEI.
- Beusekom, G. van en J. Fritz, 1996. Onderzoek naar de bepalingsmethoden van drainageweerstand, uitgevoerd in het stroomgebied van de beek het Merkske in Noord-Brabant. Delft, TNO Grondwater en Geo-energie. Rapport nr. GG R 96-43(A).
- Bles, B.J. et. Al., 1980. Ruilverkaveling Baarle-Nassau; Bodemgesteldheid en bodemgeschiedheid. Wageningen, Stiboka. Rapport nr. 1392.
- Bruggeman, G.A., 1972. Tweedimensionale stroming in semi-spanningswater.
- Buik Chr. en S. Geerts, 1981. Het stroomgebied van de Mark of Weerijts ten zuiden van Breda. KNNV nr. 146.
- Dooijenburgh, J., 1998. Grondwatermodellering Chaamse beken. Nieuwegein, Kiwa N.V.
- Drecht, G. van, 1983. Berekening van de stationaire grondwaterstroming naar sloten. Leidschendam, RID. RID-mededeling 83-3.
- Duflow, 1995. Duflow. A micro-computer package for the simulation of one-dimensional unsteady flow and water quality in open canal systems.
- Ernst, L.F., 1950. Een nieuwe formule voor de berekening van de doorlaatfactor met de boorgatmethode. Groningen, Landbouwkundig Proefstation en Bodemkundig Instituut TNO.
- Ernst, L.F., 1962. Grondwaterstroming in de verzadigde zone en hun berekening bij aanwezigheid van horizontale evenwijdige open leidingen. Wageningen, Verslagen Landbouwkundige Onderzoekingen. Proefschrift.
- Gonggrijp, G.P. (red.), 1985. Gea-objecten van Noord-Brabant. Leersum, Rijksinstituut voor Natuurbeheer. RIN-rapport 85/6.
- Hooghoudt, S.B., 1940. Bijdragen tot de kennis van enige natuurkundige grootheden van de grond. Wageningen, Verslagen Landbouwkundige Onderzoekingen. Rapport nr. 46.
- Jousma, G. en H.Th.L. Massop, 1996. Intreeweerstanden en waterlopen; inventarisatie en analyse. Delft, SC-DLO en TNO-grondwater en Geo-energie. TNO-rapport GG-R-96-15-A.
- Kiwa en STOWA, 1997. MoDuflow. Gebruikershandleiding. Nieuwegein. Kiwa rapport nr SWS 97.508.
- Koopmans, R.W.R., 1995. Vloeistofmechanica en grondwaterstromingen. Wageningen, Landbouwniversiteit Wageningen. Collegedictaat nr. 06141005.

Lange, W. de ,1997. Nieuwe inzichten in het gebruik van voedingsweerstand of drainageweerstand in de randvoorwaarde van een grondwatermodel. Stromingen 3(2): 17-28 (in Dutch)

Latour, P.J.M. et. al., 1988. Haalbaarheidsstudie ecologische doelstelling Chaamse beken. Werkrapport.

MacDonald, M.G. and A.W.Harbrough, 1988. A modular three-dimensional finite-difference groundwater flow model. Washington, USGS. Open file report 83-875.

Massop, H.Th.L en P.A.J.W. de Wit, 1994. Hydrologisch onderzoek naar de drainagewestanden in het tertiair ontwateringsstelsel in Oost-Gelderland. Wageningen, SC-DLO. Rapport 373.

Massop, H.Th.L. et.al.,1997. Invloed van de oppervlaktewaterstand op de grondwaterstand; Leidraad voor kwantificering van de effecten van veranderingen in de oppervlaktewaterstand op de grondwaterstand. Wageningen, SC-DLO. Rapport 527.1

Muhlschlegel, J., 1986. Subregionaal onderzoek in het oostelijk deel van West Noord-Brabant. Leidschendam, R.I.V.M. Rapport nr. 840347007.

Ngo, X.T. en N.Booij, 1995. Koppeling tussen een grondwatermodel en een oppervlaktewatermodel; in H₂O (28) nr. 17.

Oosterveld, H.R., 1977. De land- en tuinbouw in de gemeente Nieuw-Ginneken; Agrarisch-planologische verkenning. Den Haag, LEI.

Quist, M., 1998. Sturing op grondwater; Mogelijkheden van beslissingsondersteunende systemen in waterbeheer. Delft, TNO-NITG.TNO-rapport NITG 98-173-A.

Wit, K.E., H.Th.L. Massop en J.G. te Beest, 1991. Relatie tussen oppervlaktewater en grondwater in de provincie Drenthe. Wageningen, SC-DLO. Rapport 134.

BIJLAGE 1

Bodemkaart van het Chaamse Bekengebied

BIJLAGE 2

Schematisatie van het analytische model (Ernst, 1962)

Oorspronkelijke schematisatie

begin :



$$a(0) = h(0)$$

na het opzetten :



$$\begin{cases} a(t) = a_0 \text{ (dit peil)} \\ h(0) = h_0 \end{cases}$$

vervolg :



$$\begin{cases} a(t) = a_0 \text{ (constant)} \\ h(x,t) = h_0 + \Delta h(x,t) \end{cases}$$

Schematisatie voor deze proef

begin :



$$\begin{cases} a(0) = h(0) \\ \text{opgezet peil !!!} \end{cases}$$

na het leeglopen :



$$\begin{cases} a(0) = a_0 \text{ (gewoon peil)} \\ h(0) = h_0 \end{cases}$$

vervolg :



$$\begin{cases} a(t) = a_0 \text{ (constant)} \\ h(x,t) = h_0 + \Delta h(x,t) \end{cases}$$

Voor de spreadsheet wordt verwezen naar Quist (1998).

BIJLAGE 3

Boorbeschrijvingen peilbuizen

PB0 in de sloot
NAP-hoogte van slootbodem 9.33 m

PB0 wordt gebruikt voor het meten van de oppervlaktewaterstand

PB1 1.65 m van de slootkant
NAP-hoogte van maaiveld 10.40 m

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 25	fijn zand	bruin, grijs, zwart	geroerd, wortels
25 tot 60	fijn zand	bruin	ijzeroxidatie
60 tot 120	fijn zand	lichtbruin	natter dan boven
120 tot 130	matig lemig zand	zeer lichtbruin	
130 tot 190	matig lemig zand	zeer lichtbruin	zeer nat
190 tot 200	keileem	grijs	

peilbuisdiepte 1.93 m - mv

filterlengte 0.50 m

filterdiepte 1.43 tot 1.93 m - mv

PB2 4.75 m van de slootkant
NAP-hoogte van maaiveld 10.49 m

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	donkerbruin	geroerd
30 tot 140	fijn zand	lichtbruin	
140 tot 180	fijn zand	zeer lichtbruin	natter dan boven
180 tot 200	leem	grijs	

peilbuisdiepte 1.95 m - mv

filterlengte 0.50 m

filterdiepte 1.45 tot 1.95 m - mv

PB3 11.45 m van de slootkant
NAP-hoogte van maaiveld 10.41 m

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	lichtgrijs	
30 tot 90	fijn zand	donkerbruin	
90 tot 150	fijn zand	lichtbruin	grondwater
150 tot 165	leem	grijs	

peilbuisdiepte 1.63 m - mv

filterlengte 0.50 m

filterdiepte 1.13 tot 1.63 m - mv

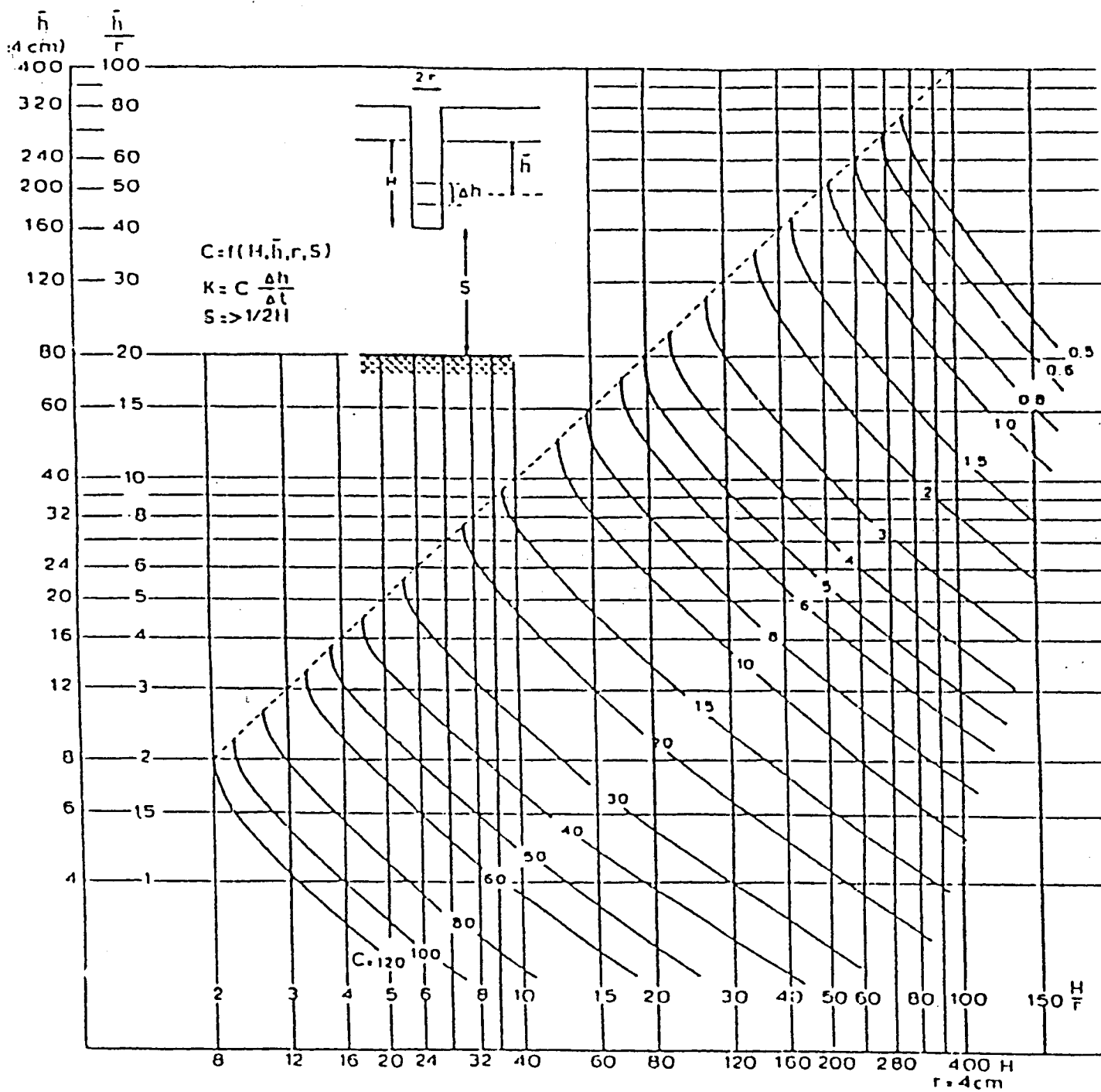
PB4 49.55 m van de slootkant
NAP- hoogte van maaiveld 10.70 m

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	bruin	geroerd
30 tot 90	fijn zand	lichtbruin	roestvlekken
90 tot 160	licht leemhoudend fijn zand		
160 tot 170	leem	grijs	

peilbuisdiepte 1.72 m - mv
filterlengte 0.50 m
filterdiepte 1.22 tot 1.72 m - mv

BIJLAGE 4

Nomogrammen van Ernst (1950)



Nomograph for determination of C in auger-hole method (after ERNST, 1950)

BIJLAGE 5

Boorbeschrijvingen, formulieren en grafieken van de doorlatendheidsmetingen

Boring 1 15 m van de stuw af

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 50	fijn zand	donkergrijs	
50 tot 120	fijn zand	lichtbruin	

Boring 2 20 m van de stuw af, verder naar de raai toe

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	donkergrijs	
30 tot 90	fijn zand	lichtbruin	
90 tot 120	fijn zand	lichtbruin	roestvlekken

Boring 3 midden tussen stuw en raai, op ca 25 m van de sloot

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 40	fijn zand	donkergrijs	
40 tot 120	fijn zand	lichtbruin	roestvlekken

Boring 4 15 m van de stuw af, tussen stuw en raai

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	donkergrijs	
30 tot 120	fijn zand	lichtbruin	

Boring 5 op de raai, op 25 m van de sloot

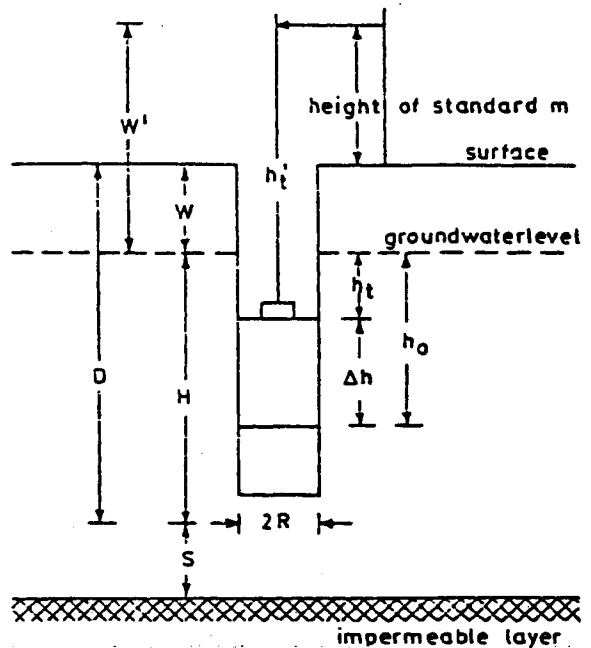
diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 40	fijn zand	donkergrijs	
40 tot 120	fijn zand	lichtbruin	roestvlekken

Boring 6 1,5 m van de sloot, 6 m van de duiker

diepte (cm)	grondsoort	kleur	opmerkingen
0 tot 5			strooisellaag
5 tot 30	fijn zand	bruin, donkergrijs	geroerd
30 tot 120	fijn zand	donkergrijs	

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
 No : 1
 Date : 3-3-99
 Observer : FEE + ATO
 R : 4 cm
 S : 0 or $> \frac{1}{2} H$
 Depth D : 100 cm
 Groundwater level W' : 54 cm
 Layer measured : - cm
 K : 0,572 m/day



$W' = 54$ cm
 $m = 23$ cm
 $W = 31$ cm

$D = 100$ cm
 $W = 31$ cm
 $H = 69$ cm

time water table
 after pumping

t	h'_t	Δh_t
0	68	
5	65	
10	63	
15	61	
20	59,5	
25	59	
30	58,7	
45	58	
60	57,5	
90	57	
120	56,6	
150	56,4	
180	56	
240	55,9	
300	55,5	
360	55,4	
420	55,2	
480	55	

$$h_o = h'_o - W' = 68 - 54 = 14$$

$$\Delta h = h'_o - h'_t = 68 - 54,8 = 13,2$$

$$\bar{h} = h_o - \frac{1}{2} \Delta h = 14 - 0,5 \cdot 13,2 = 7,4$$

$$H = 69 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \bar{h} = 7,4 \end{array} \right\} C = 26 \quad (\text{from graph})$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{13,2}{600} = 0,022 \text{ cm/sec}$$

$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 26 \times 0,022 = 0,572 \text{ m/day}$$

Condition :

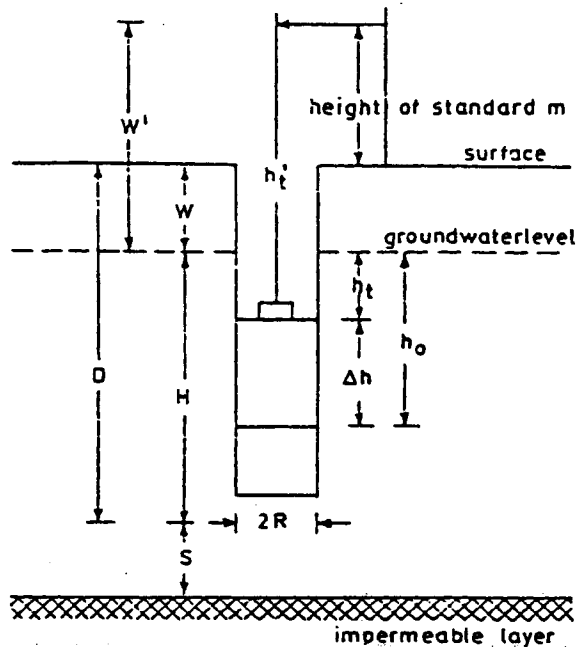
$$h_t > \frac{3}{4} h_o \text{ or } \Delta h < \frac{1}{4} h_o \rightarrow$$

540 54,9
 600 54,8

55 > 51,4
 13,2 < 17

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
 No : 2
 Date : 3-3-1999
 Observer : F.E.E. + A.T.O.
 R : 4 cm
 S : 0 or $> \frac{1}{2} H$
 Depth D : 100 cm
 Groundwater level W' : 51 cm
 Layer measured : - cm
 K : 0,34 m/day



$W' = 51$ cm
 $m = 18$ cm
 $W = 33$ cm

$D = 100$ cm
 $W = 33$ cm
 $H = 67$ cm

time	water table after pumping	
t	h'_t	Δh_t
0	72	0
10	71,5	0,5
20	71	0,5
30	70,5	1,5
40	70	2,0
50	69,5	2,5
70	69	3,0
90	67,9	
120	66,8	
180	64,5	
240	62,5	
300	61,4	
360	59,9	
420	59	
480	58,1	
540	57,4	
600	56,9	
900	55,1	

$$h_o = h'_o - W' = 72 - 51 = 21$$

$$\Delta h = h'_o - h'_t = 72 - 55,1 = 16,9$$

$$\bar{h} = h_o - \frac{1}{2} \Delta h = 21 - 0,5 \cdot 16,9 = 12,55$$

$$H = 67 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \bar{h} = 12,55 \end{array} \right\} C = 18 \quad (\text{from graph})$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{16,9}{900} = 0,0188 \text{ cm/sec}$$

$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 18 \times 0,0188 = 0,34 \text{ m/day}$$

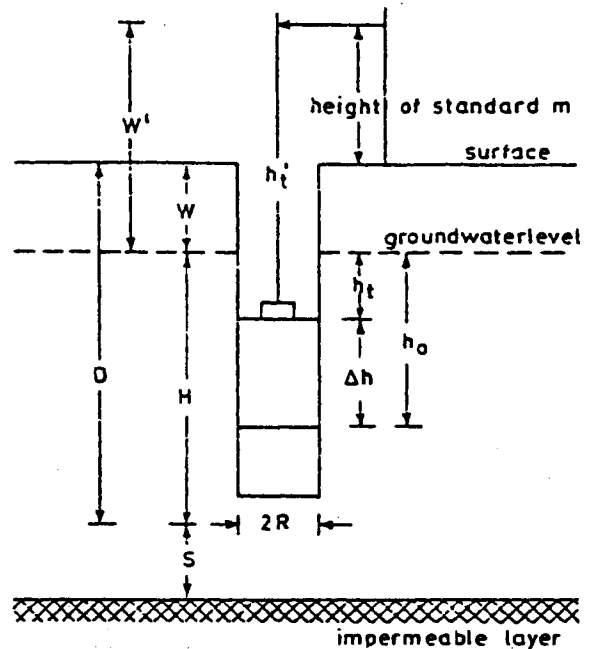
Condition :

$$h_t > \frac{3}{4} h_o \quad \text{or} \quad \Delta h < \frac{1}{4} h_o$$

$$55,1 > 54 \quad \checkmark$$

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
No : 3
Date : 3-3-99
Observer : F.E.E. + A.T.O.
R : 4 cm
S : 0 or $> \frac{1}{2}$ H
Depth D : 100 cm
Groundwater level W^1 : 64 cm
Layer measured : - cm
K : 0.468 m/day



$$\begin{array}{rcl} W' & = & 64 \text{ cm} \\ m & = & 14 \text{ cm} \\ \hline W & = & 50 \text{ cm} \end{array}$$

D = 100 cm
W = 50 cm
H = 50 cm

time	water table after pumping	Δh_t
t	h'_t	
0	82	
10	81,5	
30	80,2	
60	78,7	
90	77,7	
120	76,5	
180	74,5	
240	72,7	
360	71,3	
360	70,1	
420	69,3	
480	68,5	
540	68	
600	67,5	
900	66,4	

$$\begin{aligned} h_0 &= h_0' - w' = 82 - 64 = 18 \\ \Delta h &= h_0' - h_1' = 82 - 66,4 = 15,6 \\ \bar{h} &= h_0 - \frac{1}{2} \Delta h = 18 - 0,5 \cdot 15,6 = 10,2 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 50 \\ \bar{h} = 10,2 \end{array} \right\} C = 27 \quad (\text{from graph})$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{15,6}{900} = 0,0173 \text{ cm/sec}$$

$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 27 \times 0,0173 = 0,468 \text{ m/day}$$

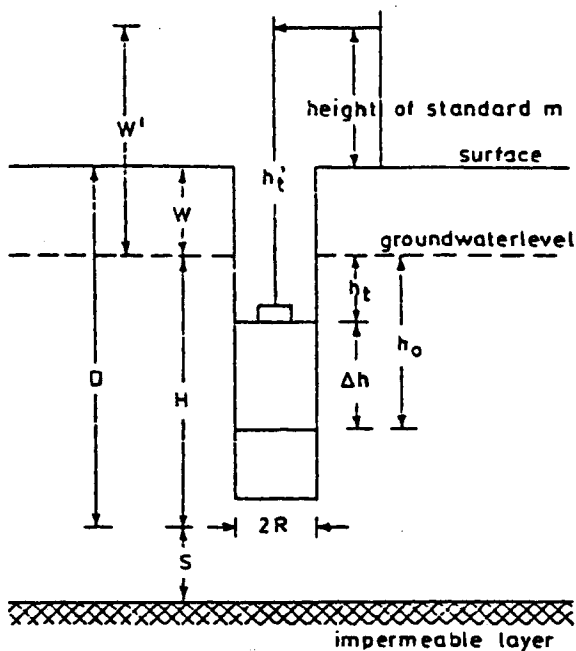
Condition :

$$h_f > \frac{3}{4} h_0 \quad \text{or} \quad \Delta h < \frac{1}{4} h_0$$

$$66,4 > 61,5 \quad 15,6 < 20,5 \quad \text{8}$$

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
No : 4
Date : 3-3-99
Observer : FEE/ATO
R : 4 cm
S : 0 or $> \frac{1}{2}$ H
Depth D : 100 cm
Groundwater level W' : 29 cm
Layer measured : - cm
K : 1,22 m/day



$W' = 29 \text{ cm}$
 $m = 18 \text{ cm}$
 $W = 11 \text{ cm}$

D = 100 cm
W = 11 cm
H = 89 cm

time	water table after pumping	Δh_t
t	h'_t	
0	50	
10	45	
20	40,5	
30	38	
40	35,5	
50	34,1	
60	33,3	
90	31,9	
120	31,2	
150	30,8	
180	30,5	
210	30,4	
240	30,35	
270	30	

$$\begin{aligned} h_0 &= h_0' - w' = 50 - 29 = 21 \\ \Delta h &= h_0' - h_1' = 50 - 30 = 20 \\ \bar{h} &= h_0 - \frac{1}{2} \Delta h = 21 - 20 \cdot 0,5 = 11 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 8g \\ \bar{h} = 11 \end{array} \right\} C = 16,5 \quad (\text{from graph})$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{20}{270} = 0,074 \text{ cm/sec}$$

$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 16,5 \times 0,074 = 1,22 \text{ m/day}$$

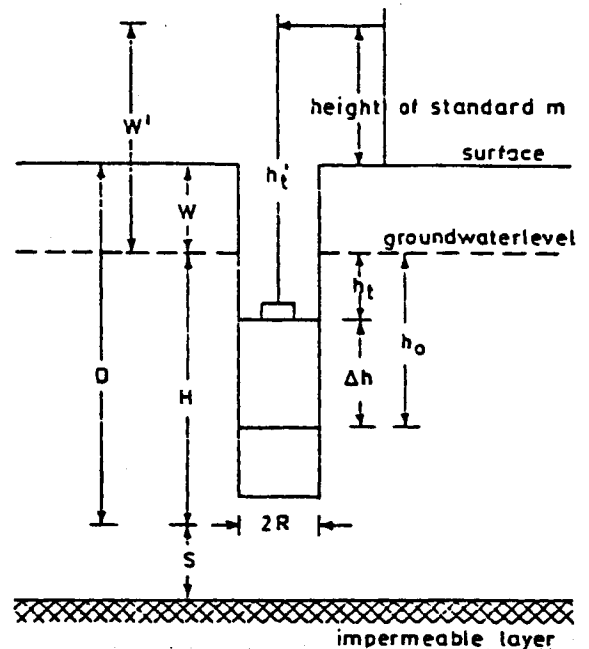
Condition :

$$h_f > \frac{3}{4} h_0 \quad \text{or} \quad \Delta h < \frac{1}{4} h_0$$

$$30 > 37,5 \quad 20 < 12,5$$

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
 No : 5
 Date : 3-3-99
 Observer : FEE/ATO
 R : 4 cm
 S : 0 or $> \frac{1}{2} H$
 Depth D : 100 cm
 Groundwater level W' : 68 cm
 Layer measured : - cm
 K : 0,96 m/day



$$\begin{aligned}
 W' &= 68 \text{ cm} \\
 m &= 20 \text{ cm} \\
 W &= 48 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D &= 100 \text{ cm} \\
 W &= 48 \text{ cm} \\
 H &= 52 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

time	water table after pumping	
t	h'_t	Δh_t
0	84	
10	83	
30	81,2	
45	80,2	
60	79	
75	77,9	
90	77	
120	75	
180	73,2	
240	71,8	
300	70,5	
360	69,5	
420	68,5	
480	67,8	
540	67	

$$\begin{aligned}
 h_o &= h'_o - W' = 84 - 68 = 16 \\
 \Delta h &= h'_o - h'_t = 84 - 67 = 17 \\
 \bar{h} &= h_o - \frac{1}{2} \Delta h = 16 - 0,5 \cdot 17 = 7,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= 52 \\
 \bar{h} &= 7,5
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} H &= 52 \\ \bar{h} &= 7,5 \end{aligned}} \right\} C = 30,5 \text{ (from graph)}$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{17}{540} = 0,031 \text{ cm/sec}$$

$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 30,5 \times 0,031 = 0,96 \text{ m/day}$$

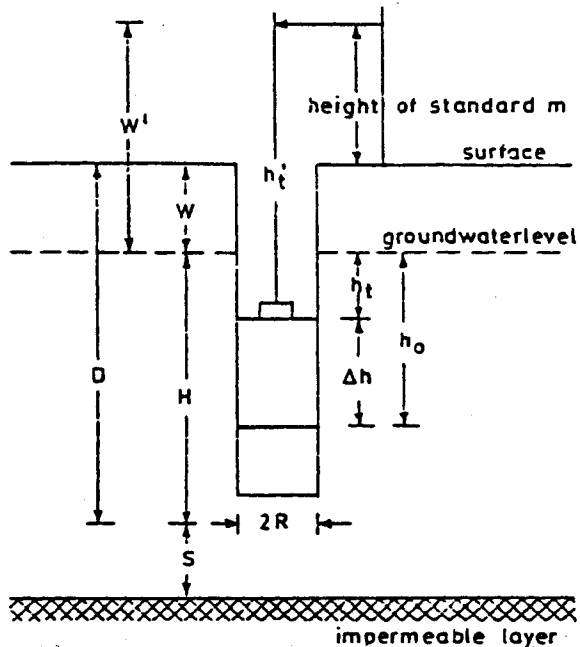
Condition :

$$h_t > \frac{3}{4} h_o \text{ or } \Delta h < \frac{1}{4} h_o$$

$$67 > 63 \quad 17 < 21 \quad \text{S}$$

Auger Hole Method.

Location : Prinsebos
No : 6
Date : FEE/ATO
Observer : 3-3-99
R : 4 cm
S : 0 or $> \frac{1}{2} H$
Depth D : 100 cm
Groundwater level W' : 42 cm
Layer measured : - cm
K : 2.14 m/day



$$\begin{array}{rcl} W' & = & 42 \text{ cm} \\ m & = & 10 \text{ cm} \\ \hline W & = & 32 \text{ cm} \end{array}$$

D = 100 cm
W = 32 cm
H = 68 cm

time	water table after pumping	Δh_t
t	h'_t	
0	55	
10	53,5	
20	52,8	
30	52	
60	49,4	
90	47,0	
120	45,5	
180	41,8	
240	39,4	
300	38,1	

$$\begin{aligned} h_0 &= h_0' - w' = 55 - 42 = 13 \\ \Delta h &= h_0' - h_1' = 55 - 38,1 = 16,9 \\ \bar{h} &= h_0 - \frac{1}{2} \Delta h = 13 - 16,9 \cdot 0,5 = 4,55 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 68 \\ \bar{h} = 4,55 \end{array} \right\} C = 38 \quad (\text{from graph})$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{16,9}{300} = 0,056 \text{ cm/sec}$$

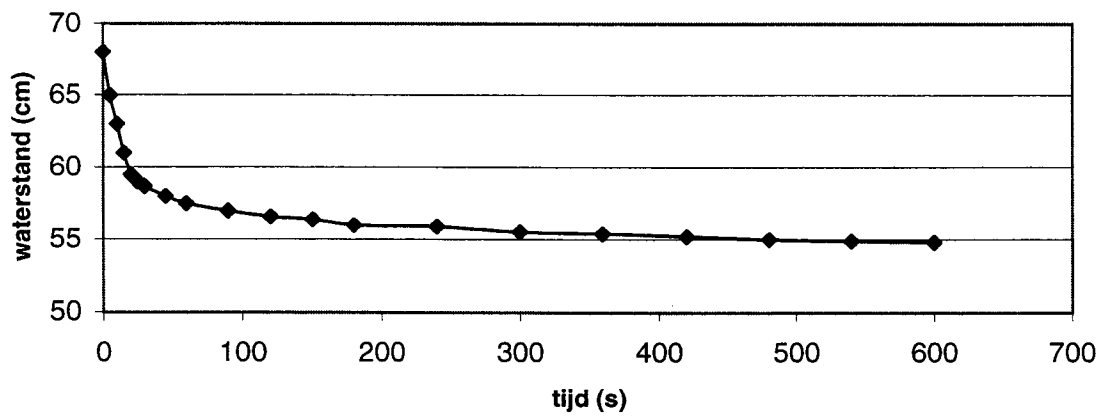
$$K = C \times \frac{\Delta h}{\Delta t} = 38 \times 0,056 = 2,14 \text{ m/day}$$

Condition :

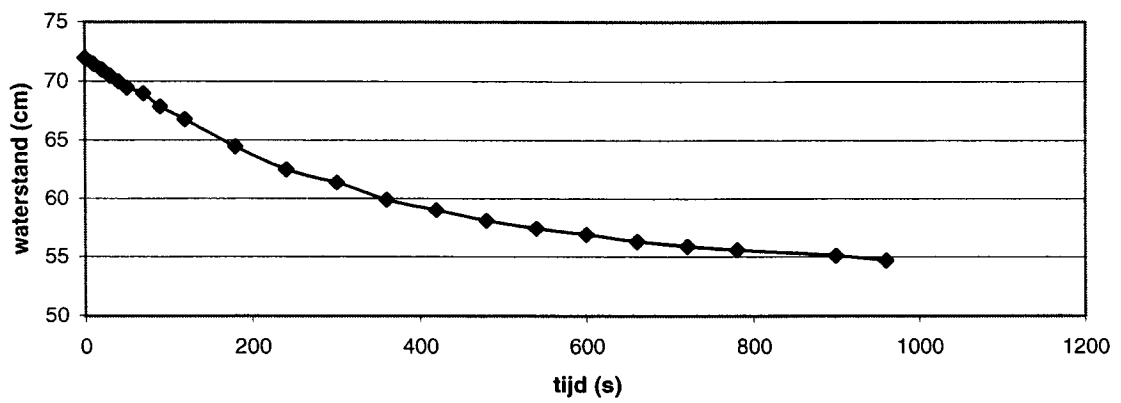
$$h_f > \frac{3}{4} h_0 \quad \text{or} \quad \Delta h < \frac{1}{4} h_0$$

$$38,1 > 41,25 \quad 16,9 < 13,75$$

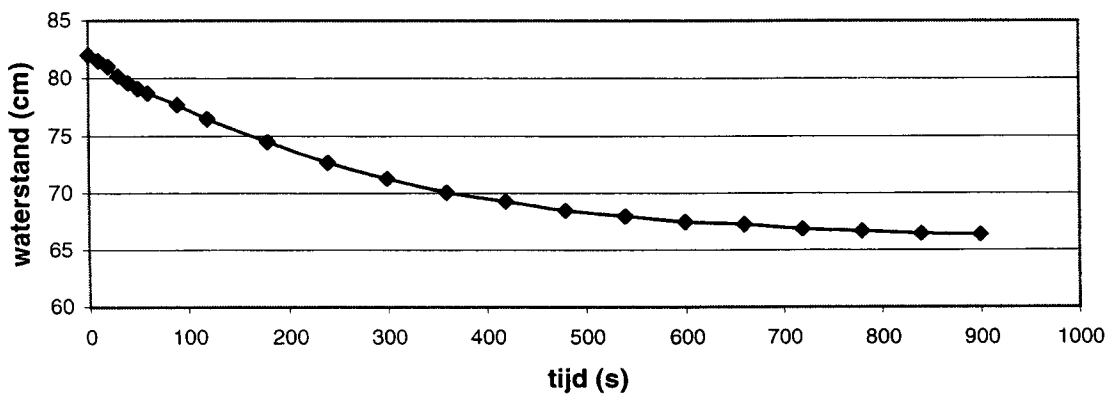
boring 1



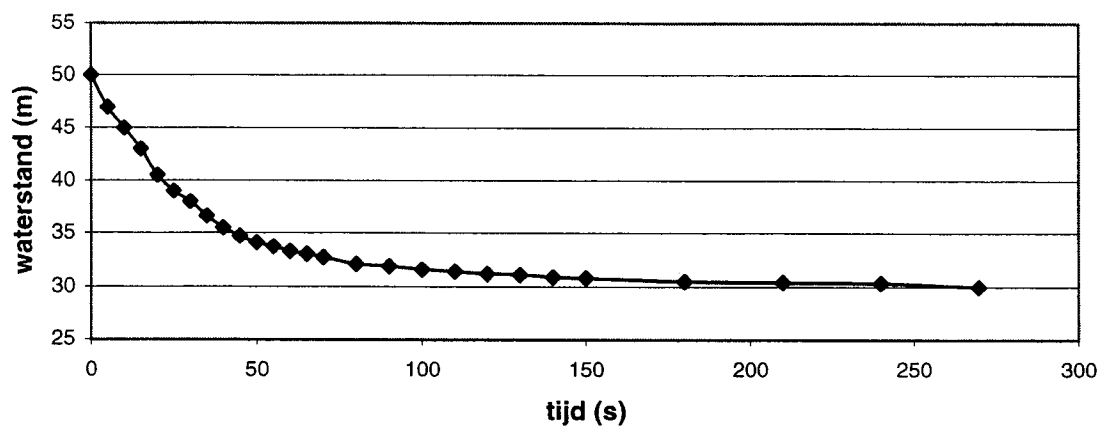
boring 2



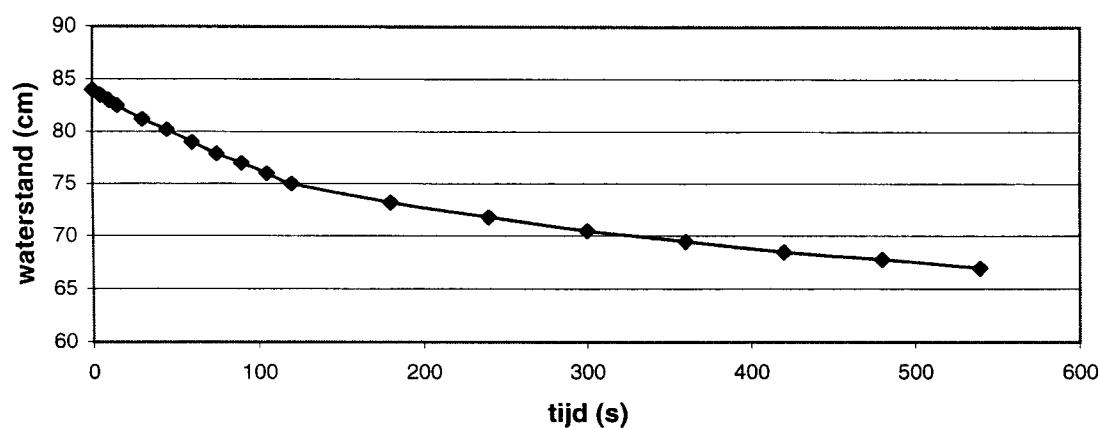
boring 3



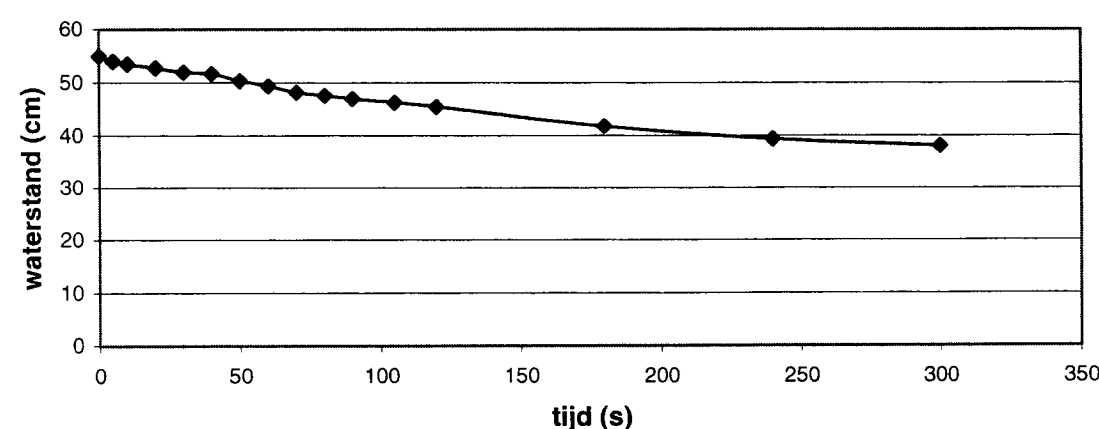
boring 4



boring 5



boring 6

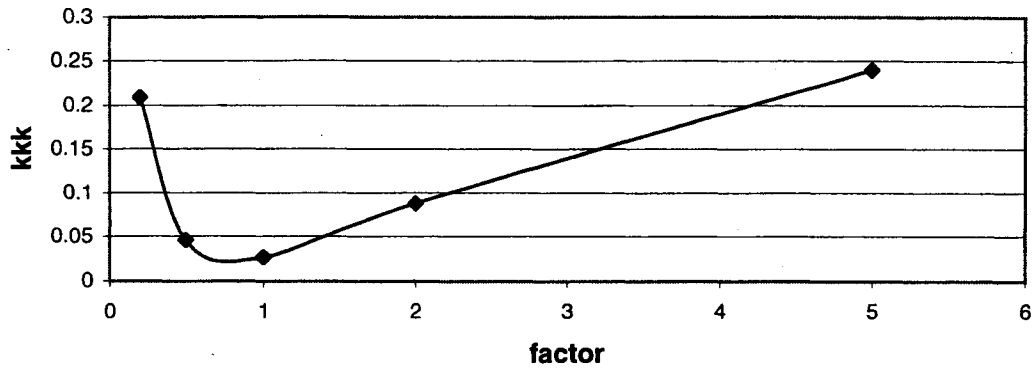


BIJLAGE 6

Gevoeligheidsanalyse analytisch model

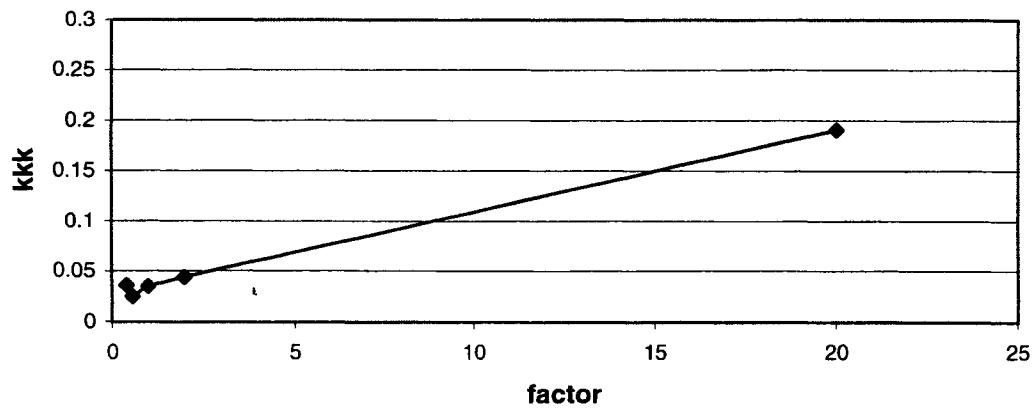
Gevoeligheidsanalyse bergingscoefficient (1=0.1)

$kD=2.5m^2/d$; $c=0.05\text{ d}$; $P=1.4m$



Gevoeligheidsanalyse doorlaatvermogen (1=5m²/d)

$c=0.05d$; $S=0.1$; $P=1.4m$



Gevoeligheidsanalyse intreeweerstand (1=0.1d)

$kD=2.5m^2/d$; $S=0.1$; $P=1.4m$

