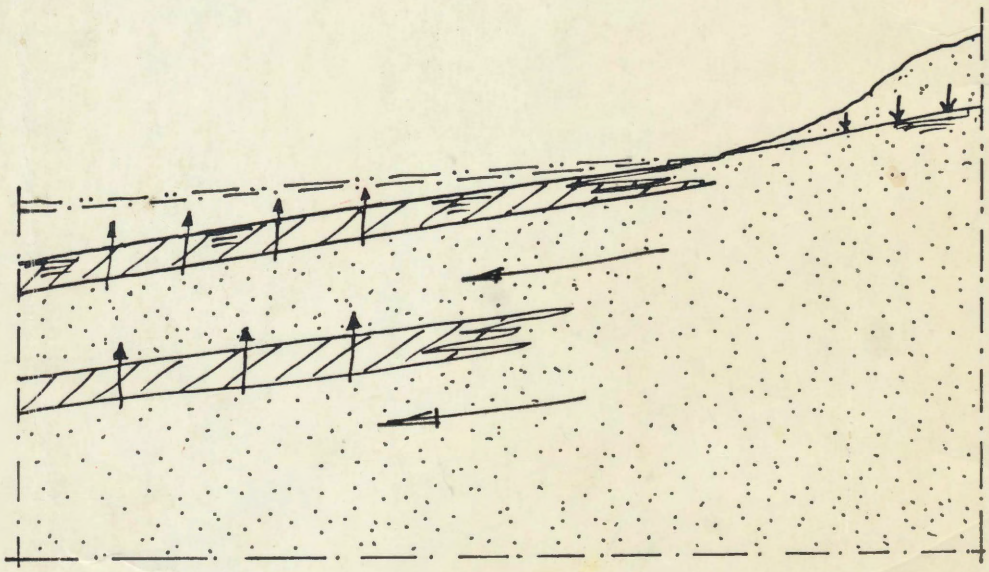
Geohydrologie

Dictaat van het college in het vierde studiejaar

Augustus 1985

Prof.dr.ir. J.C. van Dam



Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Gezondheidstechniek en Waterbeheersing
Groep Hydrologie

TU Delft
799D44

BIBLIOTHEEK
STARINGGEBOUW

AANTEKENINGEN EN FIGUREN

BIJ HET COLLEGE GEOHYDROLOGIE f 15 B

Prof.dr.ir. J.C. van Dam

augustus 1985

1-56240/8509
5 OKT. 1989

uitgave oct.85			f15 B	702090					f 10,--

INHOUD VAN HET KOLLEGE f 15 B - GEOHYDROLOGIE

W 0. Inhoud

1. Inleiding

- Introduktie

- Definitie van geohydrologie
- Water op aarde, grondwater op aarde
- Nuttige neerslag
- Aanverwante disciplines en kolleges
- Praktische betekenis van de geohydrologie
- Voor- en nadelen van het gebruik van grondwater
- Fasen van onderzoek bij een grondwaterprojekt
- Onderzoeksdoeleinden in grondwaterprojekten
- Geohydrologie van Nederland
- Literatuurlijst
- Lezenswaardige artikelen

2. Geologische grondslagen

- Betekenis van de geologie
- Historische geologie
- Stratigrafie

- Indeling van gesteenten
- Afzettingsgesteenten
- Stratifikatie
- Primaire en sekundaire eigenschappen
- Karstverschijnselen
- Tektoniek
- Breuken, horsten en slenken
- Geologische kaarten

W* *W betekent: stof voor studenten wegbouwkunde

OVERZICHT VAN STENCILS EN FIGUREN BIJ HET KOLLEGE f 15 B

- Inhoud van het kollege f 15 B - Geohydrologie
- Overzicht van stencils en figuren bij het kollege f 15 B

- Introduktie tot de kolleges geohydrologie (f 15 B) en geohydrologisch onderzoek (f 15 C)
- Geohydrologie voor wegenbouwers

- Water op aarde
- Nuttige neerslag

- Praktische betekenis van de geohydrologie
- Voor- en nadelen van het gebruik van grondwater
- Fasen van onderzoek bij een grondwaterprojekt
- Objectives of study in groundwaterprojects
- Schematic geo-hydrologic profile of the Netherlands
- Literatuur met betrekking tot geohydrologie
- Lezenswaardige artikelen en bronnen van informatie bij het kollege f 15 B

- Tijdsindeling/Ontwikkeling van het leven op aarde*
- Tabel 1. De boven-tertiaire en kwartaire formaties gerangschikt naar ouderdom en genese

W 3. Voorkomen en gedrag van grondwater

3.1. Bodemeigenschappen

- Enige begrippen	- Grafische voorstelling van enige begrippen in grondwater
- Homogeniteit en isotropie	- Homogeen en isotroop
- Stratifikatie	- Stratifikatie
- Porositeit en permeabiliteit	- Indeling naar korrelgrootte (tabel) - Driehoeksdiagram voor de klassifikatie van gronden van de Stiboka (Stichting voor Bodemkartering) - Over de permeabiliteit in het algemeen en die van zand in het bijzonder - Het U-cijfer - Enkele cijfers voor de porositeit en de permeabiliteit - Overzicht van de orde van grootte van de doorlatendheid bij verschillende grondsoorten - Porositeit in % - Doorlatendheden in m/dag - Bronnen van informatie m.b.t. doorlatendheid en porositeit
- Bergingscoëfficiënt en vochtgehalte bij veldcapaciteit	- Abstract, copied from: Specific Yield - Compilation ...etc. + grafiek

3.2. Geohydrologische profielen

- Vrij of freatisch grondwater en schijnspiegels - (Gedeeltelijk) afgesloten grondwater - Overgang tussen freatisch en afgesloten grondwater - Artesisch grondwater - Connaat of fossiel grondwater	- Enkele figuren met betrekking tot "Geohydrologische profielen"
- Kwel	- Seepage flow under a dike for different subsoil conditions - Kwel in een polder door een weinig doorlatende laag, waarin een meer doorlatend deel aanwezig is - Freatisch grondwater met nuttige neerslag boven gedeeltelijk afgesloten grondwater
- Stromingsbeelden bij kwel en inzijging	- Stromingsbeelden bij verschillende kwel - nuttige neerslag verhoudingen - Stromingsbeelden bij verschillende inzijging - nuttige neerslag verhoudingen
- Relatie tussen kwel (inzijging), polderpeil, grondwaterstand en stijghoogte	- A note on seepage losses from and recharge of a semi-confined aquifer

W* *W betekent: stof voor studenten wegbouwkunde

W	- Grondwater in relatie tot oppervlaktewater	- Grondwater in relatie tot oppervlaktewater (2 blz.)
W	- Radiale weerstand en intreeweerstand	- Radiale weerstand en intreeweerstand
	3.3. Gedrag van grondwater	
W	- Elastisch gedrag van (semi)-spanningsgrondwater - Effekten	- Elastisch gedrag van (semi)-spanningsgrondwater - Berging in watervoerende pakketten (ir. R.H. Boekelman)
	3.4. Niet-stationnaire grondwaterstroming	
	- Theorie van Edelman	- Grondwaterstandsverlaging ten gevolge van kanaalpeilverlaging volgens dr.ir. J.H. Edelman (proefschrift Delft 1949) - Funkties van Edelman voor kanaalpeilverlaging, standaardkrommen voor 4 gevallen (grafiek) - Vraagstuk B 3 - 1 (Edelman)
	- Respons van het freatisch vlak op veranderingen van de stijghoogte in het gedeeltelijk afgesloten grondwater daaronder	- Respons van het freatisch vlak op veranderringen van de stijghoogte in het gedeeltelijk afgesloten grondwater daaronder
W	3.5. Vraagstukken	- Some problems on groundwater and seepage
	4. Zoet en zout grondwater	
	4.1. Herkomst van zout in het grondwater en optredende processen	
	- Herkomst van het zout	
	- Optredende processen	- Diffusie van Cl^--ionen in de bodem, I en II (2 grafieken)
	4.2. Eigenschappen van zout en brak grondwater	- Salinity, Chlorinity, Density
	- Chemische samenstelling	- 4.2.1. Chemical composition of ocean water
	- Dichtheid van (zout) water	- 4.2.2. Density of (saline) water
	- Eenheden	- 4.2.3. mg/l, p.p. m and p.p.t.
	- Elektrische Geleidbaarheid	- 4.2.4. Electrical conductivity
	4.3. Beginsel van Badon Ghijben-Herzberg	- On the Cause of Fresh Water Springs, Fountains, etc.
	4.4. Bepaling van de horizontale en vertikale grondwaterstroming uit stijghoogtewaarnemingen in grondwater met gevarieerde dichtheden	- Determination of horizontal and vertical groundwater flow from piezometric levels observed in groundwater of varied densities
	- Grondslagen	
	- Horizontale stroming	
	- Vertikale stroming	- Korrektie van stijghoogten i.v.m. de dichtheden - vraagstukken B 4 - 1, B 4 - 2 en B 4 - 3

W* *W betekent: stof voor studenten wegbouwkunde

4.5. Stroming van zoet grondwater boven stilstaand zout grondwater
- Afgesloten grondwater
  - Eéndimensionaal
  - Axiaal-symmetrisch
- Freatisch grondwater
  - Eéndimensionaal
  - Axiaal-symmetrisch
- Gedeeltelijk afgesloten grondwater
  - Eéndimensionaal
  - Axiaal-symmetrisch

- Fresh water - salt water relationships
- Vraagstukken B 4 - 4, B 4 - 5 en B 4 - 6

4.6. Stroming van zoet grondwater boven stromend zout grondwater

- Fresh water - salt water relationships with flowing fresh and saline groundwater

4.7. Dispersie (en diffusie)

- Dispersie (en diffusie)
- Vergelijkend overzicht van een aantal differentiaalvergelijkingen ter beschrijving van transportverschijnselen in de bodem

4.8. Praktische aspekten van de ondergrondse verzilting
- Afgesloten grondwater
- Freatisch grondwater
- Gedeeltelijk afgesloten grondwater

4.9. Literatuur

- References on salt water intrusion and relevant calculation methods

4.10. Vraagstukken

- Some problems on fresh and salt groundwater

5. Beheersing en exploitatie van grondwater

5.1. Winning van grondwater
- Exploitatie van grondwater
  - Exploitation of groundwater resources
  - New water system proposed to irrigate Negev
- Plaatsing van de winmiddelen
- Winning van brak grondwater
  - Over het winnen van brak grondwater

5.2. Grondwaterbeheersing
  - Grondwatermodellen
  - Literatuur m.b.t. grondwatermodellen

5.3. Kunstmatige aanvulling van grondwater
- Doeleinden
- Technieken
  - The clogging of recharge wells
- Oeverinfiltratie
- Verblijftijden

5.4. Zandput met gesloten waterhuishouding

5.5. Bodemverontreiniging en bodemsanering
  - Bodemverontreiniging en bodemsanering
  - Blz. 12 t/m 21 uit het rapport Old Ruitenborgh
  - Methoden voor biologische reiniging van de bodem

5.6. Diepe ondergrondse lozing

5.7. Aardwarmte en opslag van warmte in de bodem

5.8. Geohydrologische kaarten

5.9. Nederlandse (grond)waterwetgeving

- Water in poreuze afzettingen (door ir. W.H.C. ten Hoorn)

INTRODUKTIE TOT DE KOLLEGES
GEOHYDROLOGIE (f 15 B) en GEOHYDROLOGISCH ONDERZOEK (f 15 C)

1. Karakter en onderlinge relatie van de vakken f 15 B en f 15 C

In de vakken f 15 B en f 15 C wordt het voorkomen, het gedrag, het beheer en het onderzoek van grondwater behandeld. De nadruk ligt daarbij op gebieden van grote uitgestrektheid (stroomgebieden, polders) waarin de vertikale komponent van de grondwaterstroming in de watervoerende pakketten te verwaarlozen is ten opzichte van de horizontale. Kleinschalige verschijnselen (zoals bijvoorbeeld dijkskwel) komen niet zozeer aan de orde. In de kolleges worden zowel de benodigde mathematische grondslagen (bijvoorbeeld voor niet-stationnaire grondwaterstroming en bij het geofysisch onderzoek) behandeld als de gekompliceerde realiteit van bodem, klimaat en menselijk ingrijpen. Daarbij wordt een integratie van theorie en praktische toepasbaarheid nagestreefd.
De vakken f 15 B en f 15 C, elk met een omvang van twee semesteruren, sluiten in deze volgorde zowel chronologisch als inhoudelijk op elkaar aan. Iemand die vrij is in zijn keuze kan zich desgewenst tot f 15 B beperken. Alleen f 15 C doen is niet onmogelijk, maar niet aan te bevelen.

2. Relaties van de vakken f 15 B en f 15 C met andere vakken

A. Voorkennis

Blijkens ervaring in vorige kursussen worden de vakken f 15 B en f 15 C gevolgd door afstudeerders in de richtingen:
- waterbeheersing (hydrologie, polderinrichting en irrigatie)
- gezondheidstechniek
- waterbouwkunde (incl. geotechniek)
- verkeersbouwkunde
- algemene civiele techniek

en incidenteel ook door studenten van de Afdeling der Mijnbouwkunde en niet-TH-studenten. De voorkennis van al deze studenten is verschillend.

In de kolleges wordt er van uitgegaan dat de student bekend is met de hydrologische grondslagen, zoals behandeld in het 3e-jaarsvak Hydrologie (f 15 N)(óf voorheen, in de vijfjarige kursus, f 14 en f 15). Met de kennis van het 3e-jaarsvak Grondwatermechanica (b 90) komen de vakken f 15 B en f 15 C eerst goed tot hun recht.

B. Nevengeschikte vakken

In de vakken Grondwaterwinning (n 13) en Kunstmatige grondwateraanvulling (n 14) wordt dieper ingegaan op de theoretische grondslagen en de technische inrichting van projekten van winning en aanvulling van grondwater dan in het breder gerichte vak f 15 B mogelijk is.

3. Opmerkingen over de bundels met kollege-aantekeningen

Met nadruk wordt erop gewezen dat de aantekeningen in deze bundels geen volledig kollege-diktaat vormen. De kollegestof is uitgebreider.

In eerste instantie zijn die onderwerpen op papier gezet die tijdens het kollege veel en moeilijk schrijfwerk (formules, figuren) zouden vergen met alle kans op fouten en onnauwkeurigheden en ten koste van een juist begrip en overzicht tijdens het kollege.

Het aantal bladen groeit nog voortdurend en is tevens aan herziening onderhevig. Dit geldt uiteraard evenzeer voor de "Inhoudsopgave" en het "Overzicht van stencils en figuren".

De meeste bladen zijn inmiddels voorzien van een datumkode rechts onderaan.

Recente aanvullingen worden op het kollege uitgereikt.

4. Stof voor studenten in de verkeersbouwkunde

Voor studenten in de verkeersbouwkunde zijn slechts gedeelten van f 15 B en f 15 C verplicht, tot een totale omvang van 2 semesteruren. In het stencil "Geohydrologie voor Wegenbouwers" is precies aangegeven welke hoofdstukken dat zijn. In de kolleges zal tijdig worden medegedeeld wanneer deze hoofdstukken worden behandeld.
Bij de afdeling diktaatverkoop is verkrijgbaar het collegediktaat f 15 B/C "Geohydrologie en geohydrologisch onderzoek voor verkeersbouwkundigen", naar de colleges van prof.dr.ir. J.C. van Dam.
De inhoud daarvan betreft alleen die gedeelten die voor studenten in de verkeersbouwkunde verplicht zijn en dekt de collegestof niet volledig.

5. Veldpraktika

In het voor- en najaar worden, in samenwerking met de Landbouwhogeschool, veldpraktika georganiseerd in de Achterhoek en Zeeland. Gedurende een week worden de deelnemers ter plaatse vertrouwd gemaakt met onderzoekmethoden voor grond- en oppervlaktewater. Gebleken is dat deelname hieraan als zeer instruktief wordt ervaren. Deelname is niet verplicht maar wordt warm aanbevolen. Deelname en daaropvolgende uitwerking van de meetresultaten en rapportage daarover kan gewaardeerd worden met enkele punten voor afstudeerwerk. Nadere inlichtingen bij ir. R.H. Boekelman, kamer 3.76, tel. 4901.

5. Tentamens

De vakken f 15 B en f 15 C worden uitsluitend mondeling getentamineerd, na afspraak, 1 à 3 weken tevoren, bij de sekretaresse mw. M. Evertman, kamer 3.75, tel. 5074. Het tentamen duurt 30 tot 60 minuten ongeacht of één of beide vak(ken) word(t)(en) afgelegd. Het tentamen wordt doorgaans door twee examinatoren afgenomen, waaronder veelal één externe deskundige.

Het verdient aanbeveling om vóór het tentamen deel te nemen aan een voorbespreking met één van de medewerkers. Dit zowel ter bespreking van eventuele vragen als om erachter te komen hoe de gang van zaken op het tentamen is. Afspraken hiervoor te maken bij aanmelding voor het tentamen bij de sekretaresse.

Na het onverhoopt behalen van een onvoldoend tentamencijfer mag een herhaling eerst na een periode van twee maanden plaatsvinden. Hetzelfde geldt voor niet verschijnen en bij terugtrekking op het laatste moment, behoudens in geval van overmacht.

Geohydrologie voor Wegenbouwers

De vakken f 15 B, Geohydrologie (0/2) en f 15 C, Geohydrologisch Onderzoek (0/2) omvatten beide stof die nuttig is voor studenten in de verkeersbouwkunde, maar evenzeer stof die voor hen van minder belang is. Daarom is, in overleg met prof. Span, bepaald dat studenten in de verkeersbouwkunde onderstaande kombinatie van hoofdstukken uit de vakken f 15 B en f 15 C kunnen afleggen. Deze kombinatie wordt gewaardeerd als 2 semester-uren.

verplichte stof voor studenten in de verkeersbouwkunde		omvang in kollege perioden van 2 uur
vak	hoofdstuk	
f 15 B	1. Inleiding 2. Geologische grondslagen 3. Voorkomen en gedrag van grondwater	± 6
	4. en 5. : niet	--
f 15 C	1. Inleiding 2. Terreinverkenning 3. Boortechnieken 4. Grondwaterstanden en stijghoogten	± 2
	5. t/m 9.: niet	--
f 15 C	10. Luchtfotografie 11. Remote Sensing technieken 12. Overzicht geofysische methoden 13. Geo-elektrisch onderzoek 14. Seismisch onderzoek 15. Geothermisch onderzoek 16. Geofysisch boorgatenonderzoek	± 5
	totaal dus 2 semester-uren	± 13

De kolleges f 15 B (2 semester-uur) en f 15 C (2 semester-uur) worden beiden na Kerst gegeven.

Met twee kollegeperioden van 2 uur per week wordt eerst f 15 B en onmiddellijk daarna f 15 C behandeld.

Er zal tijdig worden bekend gemaakt wanneer met de behandeling van de hoofdstukken 1 t/m 4 en 10 t/m 16 van het kollege f 15 C een aanvang zal worden gemaakt.

WATER OP AARDE

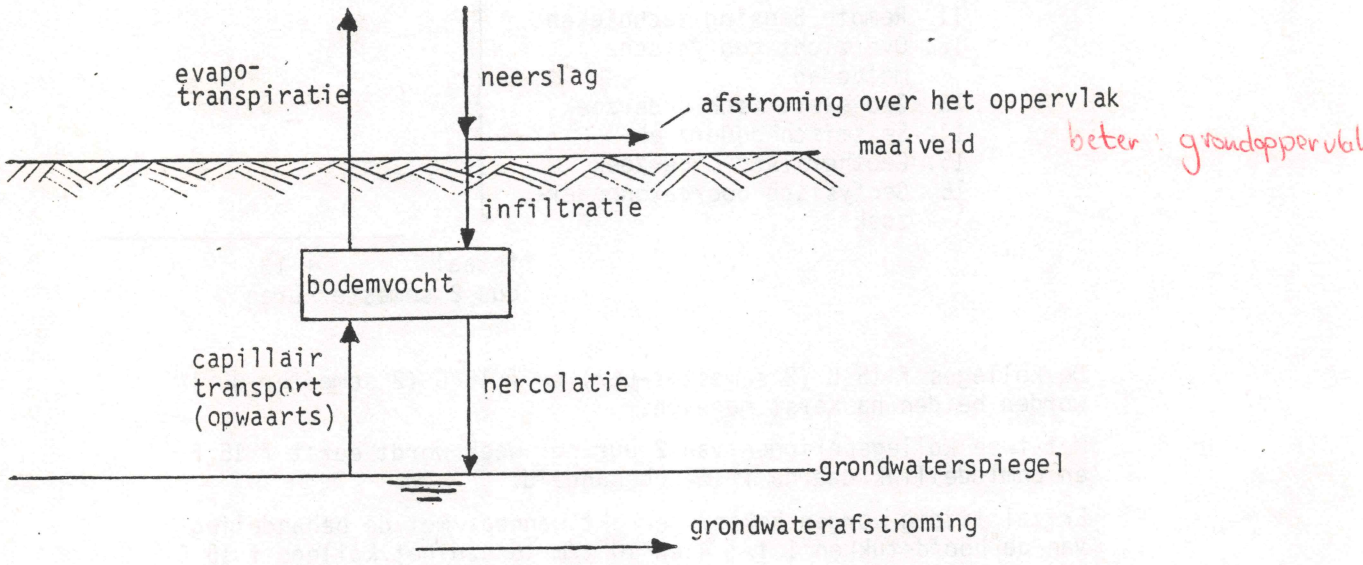
zout water	97,25 %	→	97,25 %
zoet water	2,75 %		
Noordpool, Zuidpool en gletschers	74,5 %	→	2,05 %
grondwater en bodemvocht	24,95 %	→	0,685 %
oppervlaktewater en atmosfeer	0,55 %		
meren	91 %	→	0,014 %
rivieren	8,3 %	→	0,0009 %
atmosfeer	0,7 %	→	0,0001 %
			100 %

*

afte raden term zie Woordenlijst

Nuttige neerslag

Definitie: Nuttige neerslag is dat deel van de neerslag dat aan het grondwater ten goede komt.



Nuttige neerslag (effective precipitation)
= natuurlijke aanvulling (natural recharge)
= percolatie - capillair transport
= neerslag - afstroming over het oppervlak
- evapotranspiratie
= grondwaterafstroming (discharge, baseflow)

} indien geen rekening wordt gehouden met berging, hetgeen is toegestaan bij beschouwing van een lange periode

* P.S. Recent is door de Nederlandse hydrologen overeengekomen in plaats van de uitdrukking "nuttige neerslag" de uitdrukking "natuurlijke aanvulling van het grondwater" te bezigen.

Praktische betekenis van de geohydrologie

	g.w.s. en stijghoogte	hoeveelheid	kwaliteit
A. Als deelgebied van de hydrologie			
1. Water- en zoutbalansen	v	v	v
2. Basisafvoer van rivieren	v	v	
B. In grondwaterprojekten			
1. Grondwateronttrekking voor de watervoorziening van bevolking en industrie en voor irrigatie	(v)	v	v
2. Grondwateronttrekking voor (dag)mijnbouw	v	v	(v)
3. Kunstmatige aanvulling	v	v	v
C. Grondwateraspekten van andere projekten			
1. Schade door verlagingen van de grondwaterspiegel of stijghoogte. (landbouw/gebouwen/bodemdaling)	v		
2. Ontwerp van kunstwerken en pijpleidingen	v		v
3. Uitvoering van werken (bemaling bouwputten)	v	v	(v)
4. Polders: - kwel		v	v
- beïnvloeding aangrenzende gebieden	v	v	
5. Kanalen: - ondergrondse toestroming of verlies van water,		v	(v)
- beïnvloeding aangrenzende gebieden	v	(v)	
6. Reservoirs en spaarbekkens:			
- ondergrondse toestroming of verlies van water,		v	v
- beïnvloeding aangrenzende gebieden	v	v	
7. Wegenaanleg in ingraving	v	v	

Voor- en nadelen van het gebruik van grondwater

Voordelen:

1 Een grondwaterreservoir laat tijdelijk "over"-onttrekking toe.

2 Constante kwaliteit (en temperatuur) en geen zwevende stoffen.

3 Geleidelijke uitbreiding mogelijk.

4 (soms) Goede bescherming tegen verontreiniging en mogelijkheid tot ingrijpen.

Nadelen:

1 Grondwater dat onopgemerkt verontreinigd is kan voorgoed verknoeid zijn (oppervlaktewater wordt snel vervangen).

2 Kans op schade.

P.S. Soms is er geen keuze (bijvoorbeeld als er geen watervoerende pakketten aanwezig zijn).

Fasen van onderzoek bij een grondwaterprojekt

1 Verkenning, vooronderzoek, reconnaissance survey

2 Geschiktheidsonderzoek, feasibility study

3 Onderzoek ten behoeve van het ontwerp, project survey

Daarna:

- Realisatie van het project, construction
  Geen onderzoek, wel indirekt, bijvoorbeeld door boorgegevens van de putten
- Exploitatie, operation
  Verklikkers zoals grondwaterstanden, stijghoogten, debieten, zoutgehalten; hierdoor komen gegevens beschikbaar voor nader onderzoek.

Objectives of study in groundwater projects

A. the system

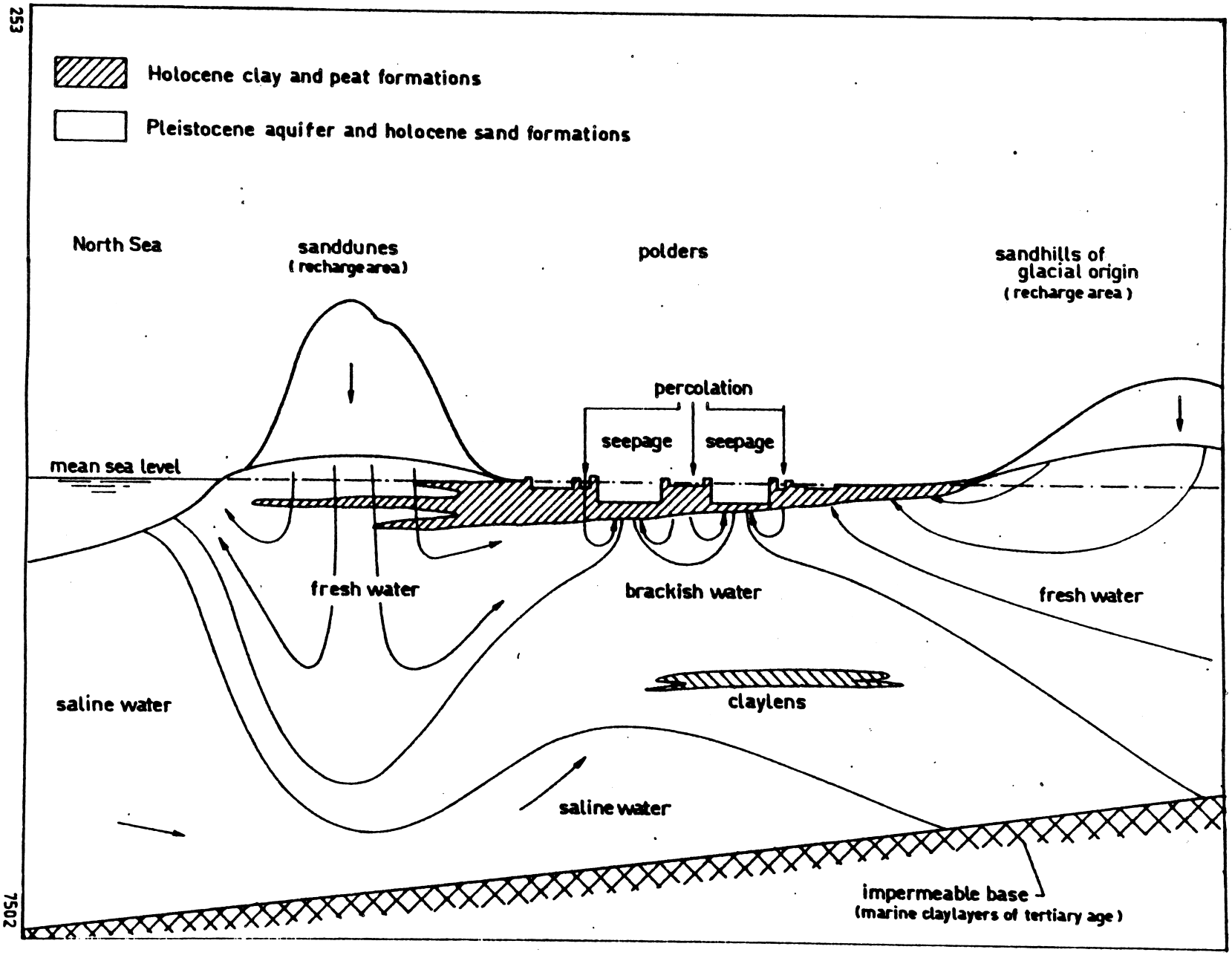
- aquifers (transmissibilities kD or kH, storage coeff μ or S)
- semipervious layers (hydraulic resistance c)
- impervious layers

B. the contents of the system

- groundwatertables
- chemical composition (fresh, saline)

C. the flow in the system as determined by

- boundary conditions (groundwater tables and piezometric levels, surface water)
- recharge


Holocene clay and peat formations
Pleistocene aquifer and holocene sand formations
North Sea
sanddunes
(recharge area)
polders
sandhills of
glacial origin
(recharge area)
percolation
seepage
seepage
mean sea level
fresh water
brackish water
fresh water
saline water
claylens
saline water
impermeable base
(marine claylayers of tertiary age)

Literatuur met betrekking tot de geohydrologie

- Deze lijst bevat leerboeken en publikaties met brede inhoud; voor bijzondere onderwerpen zij verwezen naar de vakgroepbibliotheek (met trefwoordenlijst en dokumentatiesysteem).
- Boeken over geologie zijn niet opgenomen; er bestaan vele.
- Voor geofysisch onderzoek bestaat een afzonderlijke literatuuropgave.
- Als bron van informatie naast het kollege zij ook verwezen naar de korte artikelen vermeld in de lijst: 'Lezenswaardige artikelen en bronnen van informatie bij het kollege f 15 B'.

1. Boeken en andere werken in de Nederlandse en in de Engelse taal

- Aravin, V.I. and Numerov, S.N.
  Theory of fluid flow in undeformable porous media;
  Translated from the Russian by A. Moscona;
  Israel Program for Scientific Translations, 1965

- A.S.C.E. (American Society of Civil Engineers)
  Groundwater basin management
  Manuals of Engineering Practice No. 40
  Prepared by the Committee on Ground Water of the Irrigation and Drainage Division of the A.S.C.E.
  New York 1961, reprinted 1963

- Back, W. and Stephenson, D.A. (editors)
  Contemporary Hydrogeology
  The George Burke Maxey Memorial Volume
  Reprinted from Journal of Hydrology, Volume 43, 1979
  Developments in Water Science 12
  Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979

- Bear, Jacob
  Hydraulics of Groundwater
  McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering
  McGraw-Hill International Book Company, New York, 1979

- Bear, Jacob
  Dynamics of Fluids in Porous Media
  Elsevier Environmental Science Series
  Amsterdam 1971

- Bouwer, H.
  Groundwater Hydrology
  McGraw-Hill Book Company, 1978

- Bowen, R.
  Ground Water
  Applied Science Publishers, Essex, England, 1980

- Burger, A. and Dubertret, L. (editors)
  Hydrogeology of Karstic Terrains
  International Association of Hydrogeologists, Paris 1975

- Cedergren, H.R.
  Seepage, Drainage and Flow Nets
  John Wiley and Sons, Inc., New York-London-Sydney 1967

- Commissie voor Hydrologisch Onderzoek TNO
  Verslagen en Mededelingen
  No. 1 (1952) TB 3: Waarneming van grondwaterstanden
  TB 6: Het vraagstuk van de verzouting van grond- en oppervlaktewater in Nederland
  No. 2 (1955) TB 8: Modelonderzoek van grondwaterstromingen
  TB 10: Geo-elektrisch bodemonderzoek
  No. 5 (1960) TB 13: Grondwaterstanden en grondwaterbeweging in de Nederlandse zandgronden
  TB 14: Het water in onverzadigde grond

No. 8 (1963) TB 17: De stromingswetten van het grondwater en de toepassing daarvan in de praktijk
No. 10 (1964) : Steady Flow of Ground Water towards Wells, compiled by the Hydrologisch Colloquium
No. 11 (1964) TB 19: Geohydrologische karteringen
No. 21 (1976) TB 31: Groundwater Pollution
No. 26 (1980) TB 36: Research on Possible Changes in the Distribution of Saline Seepage in the Netherlands

- Davis, S.N. and Wiest, R.J.M. de
  Hydrogeology
  John Wiley and Sons, Inc. 1966

- Deju, R.A.
  Regional Hydrology Fundamentals
  Gordon and Breach Science Publishers 1971

- Domenico, P.A.
  Concepts and Models in Groundwater Hydrology
  McGraw-Hill International Series in the Earth and Planetary Sciences
  McGraw-Hill Book Company, New York 1972

- Edelman, J.H.
  Groundwater Hydraulics of Extensive Aquifers Bulletin 13
  International Institute for Land Reclamation and Improvement
  Wageningen 1972

- Fraanje, M.J.
  Bronbemaling
  Agon Elsevier, Amsterdam/Brussel 1974

- Freeze, R.A. and Cherry, J.A.
  Groundwater
  Prentice/Hall International 1979

- Geho-Pompen
  Bronbemaling
  Holthuis B.V. Geho Pompen, Venlo, 1977

- Hálek, V. and Svec, J.
  Groundwater Hydraulics
  Developments in Water Science 7
  Elsevier Scientific Publishing Company, 1979

- Harr, Milton E.
  Groundwater and Seepage
  McGraw-Hill Publishing Company, 1962

- Heath, R.C. and Trainer, F.W.
  Introduction to groundwater hydrology
  John Wiley and Sons Inc. New York-London-Sydney 1968

- Hubbert, M.K.
  The theory of groundwater motion and related papers
  Hafner Publishing Company, New York 1969

- Huisman, L.
  Groundwater Recovery
  Mac Millan, 1972

- International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, Netherlands
  Bulletin 16
  Drainage principles and applications
  Volume I Introductory subjects (1972)
  II Theories of field drainage and watershed runoff (1973)
  III Surveys and investigations (1973)
  IV Design and management of drainage systems (1974)

- Kruseman, G.P. en Ridder, N.A. de
  Analysis and Evaluation of Pumping Test Data
  International Institute for Land Reclamation and Improvement
  Bulletin 11, Wageningen 1970

- Lloyd, J.W. (editor)
  Case-studies in groundwater resources evaluation
  Clarendon Press, Oxford 1981

- Parker, G.G. and Johnson, A.J.
  Research and Advances in Groundwater Resources Studies, 1964-1974
  Proceedings No. 19, American Water Resources Association, March 1974
  (bevat uitgebreide literatuuropgave)

- Pfannkuch, H.
  Elseviers Dictionary of Hydrogeology
  Elsevier Publishing Company, Amsterdam 1969

- Polubarinova-Kochina, P.Y.A.
  Theory of groundwater movement
  Translated from the Russian by J.M. Roger de Wiest
  Princeton University Press, Princeton, New Yersey, 1962

- Powers, P.E.
  Construction Dewatering
  A Guide to Theory and Practice
  John Wiley and Sons, 1981

- Prickett, T.A. and Lonnquist, C.G.
  Selected Digital Computer Techniques for Groundwater Resource Evaluation
  Bulletin 55
  State of Illinois, Department of Registration and Education,
  Illinois State Water Survey, Urbana 1971

- Raudkivi, A.J. and Callander, R.A.
  Review of Analysis of Groundwater Flow
  Edward Arnold Publ. Ltd. London, 1976

- Remson, I., Hornberger, G.M. and Molz, F.J.
  Numerical Methods in Subsurface Hydrology, with an Introduction to the
  Finite Element Method
  Wiley-Interscience, New York 1972

- Rijksinstituut voor de Drinkwatervoorziening
  Mededelingen, sinds 1974

- Todd, D.L.
  Groundwater Hydrology, 2nd edition
  John Wiley and Sons, New York, 1980

- UNESCO - Arid Zone Programme
  1. Reviews of research on arid zone hydrology
  2. Proceedings of the Ankara symposium on arid zone hydrology
  12. Arid zone hydrology. Recent developments
  29. Physical principles of water percolation and seepage

- UNESCO
  Groundwater studies
  An international guide for research and practice
  Studies and reports in hydrology 7
  UNESCO, Paris 1972

- United Nations, ECAFE (Economic Commission for Asia and the Far East)
  The development of groundwater resources with special reference to
  deltaic areas
  Water Resources Series No. 24
  New-York 1963, Sales no. 64 II F5

- United Nations, ECAFE (Economic Commission for Asia and the Far East)
  Methods and techniques of groundwater investigation and development
  Water Resources Series no. 33
  New York 1968, Sales no. E68 II F6

- United Nations, Water Resources Development Centre
  Large scale groundwater development
  New York 1960, Catalogue no. 60 II B3

- United Nations Department of Economic and Social Affairs
  Groundwater Storage and Artificial Recharge
  United Nations, New York, 1975, Sales no. E74 II A11

- United States Department of the Interior, Geological Survey
  Techniques of Water Resources Investigations of the United States Geological Survey
  8 books published in separate chapters

- United States Department of the Interior, Geological Survey
  Water Supply Papers
  U.S. Government Printing Office, Washington D.C.

- Vakantiekursussen in Drinkwatervoorziening
  3. Winning van grondwater
  12. Grondwater
  17. Kunstmatige infiltratie
  28. De winning en aanvulling van grondwater en beïnvloeding van de omgeving
  T.H.-Delft, Afdeling der Civiele Techniek

- Ven Te Chow (editor)
  Advances in Hydroscience (o.a. geohydrologie)
  Academic Press Inc. of New York, sinds 1964

- Ven Te Chow
  Handbook of Applied Hydrology (o.a. geohydrologie)
  McGraw-Hill Book Company, New York 1964

- Verruijt, A.
  Theory of Groundwater Flow
  MacMillan, 1970

- Walton, W.C.
  Groundwater Resource Evaluation
  McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, 1970

- Walton, W.C.
  Selected Analytical Methods for Well and Aquifer Evaluation
  Bulletin 49
  State of Illinois, Department of Registration and Education
  Illinois State Water Survey-Urbana, 1962

- Wiest, R.J.M. de (editor)
  Flow through porous media
  Academic Press, New York and London, 1969

- Wiest, R.J.M. de
  Geohydrology
  John Wiley and Sons, Inc. 1965

2. <u>Boeken en periodieken in de Franse taal</u>

- Bogomolov, G.
  Hydrogéologie et notions de géologie d'ingénieur
  Traduit du russe
  Editions de la Paix, Moscou

- Cambefort
  Forages et sondages
  Leur emploi dans les traveaux publics
  Eyrolles, Paris, 5e ed., 1966

- Castany, G.
  Traité pratique des eaux souterraines
  Dunod, Paris 1963

- Castany, G.
  Prospection et exploitation des eaux souterraines
  Dunod, Paris 1968

- Pimienta, J.
  Le captage des eaux souterraines
  Eyrolles, Paris 1972

- Fourmarier, P.
  Hydrogéologie, 2e ed.
  Masson et Cie, Paris 1958

- Schneebeli, C.
  Hydraulique souterraine
  Eyrolles, Paris 1966

- Schoeller, H.
  Les eaux souterraines
  Masson et Cie, Paris 1962

3. Boeken en periodieken in de Duitse taal

- Bogomolov, G.W.
  Grundlagen der Hydrogeologie, Uebersetzung aus dem Russischen
  VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin 1958

- Busch, K. und Luckner, L.
  Geohydraulik
  VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972

- Herth, W. und Arndts, E.
  Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung
  Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
  Berlin-München-Düsseldorf, 1973

- Hölting, B.
  Hydrogeologie
  Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie
  Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1980

- Keller, G.
  Angewandte Hydrologie
  Verlag Axel Lindow und Co, Hamburg 1971

- Matthesz, G.
  Die Beschaffenheit des Grundwassers
  Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 2
  Gebrüder Borntraeger, Berlin-Stuttgart 1973

- Schneider, H.
  Die Wassererschliessung
  Grundlagen der Erkundung, Bewirtschaftung und Erschliessung von
  Grundwasservorkommen in Theorie und Praxis
  2e Auflage, Vulkan-Verlag, Essen 1973

- Turner, A.
  Hydrogeologie
  Springer Verlag, Wien-New York 1967

- Zötl, J.G.
  Karsthydrogeologie
  Springer Verlag, Wien-New York 1974

Aanvulling op: 1. Boeken en andere werken in de Nederlandse en in de Engelse taal.

- Heath, R.C.
  Basic Ground-Water Hydrology
  U.S.G.S. Water Supply Paper 2220
  U.S. Government Printing Office, Washington D.C., 1983

- Heij, G.J. and Meinardi, C.R.
  A Groundwater Primer
  Technical Paper Series, No. 21
  International Reference Centre for Community Water Supply and Sanitation, Rijswijk, 1983

- Kovács, G.
  Seepage Hydraulics
  Developments in Water Science 10
  Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981

- Mariño, M.A. and Luthin, J.N.
  Seepage and Groundwater
  Developments in Water Science 13
  Elsevier Scientific Publishing Company, 1982

- Rêthati, L.
  Groundwater in Civil Engineering
  Developments in Geotechnical Engineering 35
  Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983

LEZENSWAARDIGE ARTIKELEN EN BRONNEN VAN INFORMATIE BIJ HET KOLLEGE F 15 B

Bij hoofdstuk 1

Romijn, E.
Review of geohydrological activities in the Netherlands since world war II, in particular of the Governement Institute for Water Supply.
Geologie en Mijnbouw, Volume 51 (1), p 1-6, 1972

Romijn, E.
Development of groundwater resources in the Netherlands.
Verhandelingen Kon. Ned. Geol. Mijnbouwk. Gen., Volume 29, p 91-104, 1973

Bij hoofdstuk 2

Jelgersma, S.
De geologische grondslag van het geohydrologisch onderzoek in Nederland.
H_2O (9), nr. 26, p. 543-550, 1976

Legrand, H.E. en Stringfield, V.T.
Karst hydrology - a review.
Journal of Hydrology, 20, nr. 2, p. 97-120, 1973

Rijks Geologische Dienst
Geologische Overzichtskaarten van Nederland.
Kaarten, Profielen, Toelichting
Rijks Geologische Dienst, Haarlem 1975

Staalduinen, C.J. van, en vele anderen
The Geology of the Netherlands.
Mededelingen Rijks Geologische Dienst, Volume 31-2, Haarlem, 25-9-1979

Bij hoofdstuk 3

3.1. Davis, S.N.
Porosity and permeability of natural materials.
Chapter 2 (p. 53-89) in: R.J.M. de Wiest (e.a.) Flow through porous media
Academic Press, Londen, 1969

Johnson, A.I.
Specific Yield - Compilation of Specific Yields for Various Materials.
Geological Survey Water-Supply Paper 1662-D, U.S. Government Printing Office, Washington, 1967

Johnson, A.I. en Richter, R.C.
Selected Bibliography on Permeability and Capillarity Testing of Rock and Soil Material.
U.S. Geological Survey, Special Technical Publication nr. 417, published by the American Society for Testing and Materials, 1967

Masch, F.D. en Demy, K.J.
Grain size distribution and its effect on the permeability of unconsolidated sands.
Water Resources Research 2, p. 665-677, 1966

Olsthoorn, Th.N.
In Nederlandse zandformaties zijn het doorstroomde en het totale porievolume aan elkaar gelijk.
H_2O (10), nr. 5, p. 118-122, 1977

3.4. Edelman, J.H.
Over de berekening van grondwaterstromingen.
Proefschrift, TH-Delft, 1947

Bij hoofdstuk 4

Badon Ghijben, W. en Drabbe, J.
Nota in verband met de voorgenomen putboring nabij Amsterdam.
Tijdschrift van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, p. 8-22, 1889

Commissie voor Hydrologisch Onderzoek TNO
Research on possible changes in the distribution of saline seepage in the Netherlands.
Verslagen en Mededelingen, nr. 26, 1980

Dam, J.C. van
Partial depletion of saline groundwater by seepage.
Journal of Hydrology, 21, nr. 3/4, p. 315-339, 1976

Dam, J.C. van
Determination of horizontal and vertical groundwater flow from piezometric levels observed in groundwater of varied densities.
Delft Progress Report, volume 3, p. 19-34, 1977

Dam, J.C. van en Hoorn, W.H.C. ten
Effects of urbanization on the distribution of fresh and saline groundwater in the Netherlands.
Proceedings of the Amsterdam Symposium, Oktober 1977, IAHS Publication nr. 123, p. 488-499, 1977

Herzberg, A.
Die Wasserversorgung einiger Nordseebäder.
Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, XLIV Jahrgang, nr. 44, p. 815-819 en nr. 45, p. 842-844, 1901

Meinardi, C.R.
Het zoutvoorkomen in de ondergrond van de lage gedeelten van Nederland.
H_2O (6), nr. 18, p. 454-460, 1973

Bij hoofdstuk 5

Anonymus
Diepe ondergrondse lozing van afvalstoffen.
TNO-Project 73-9, p. 355-358, 1973

Akker, C. van den
Een numerieke berekeningsmethode van stroomlijnen of stroombanen met bijbehorende verblijftijden.
H_2O (9), nr. 21, p. 436-438, 1976

Akker, C. van den
Enige aspekten van numerieke berekeningsmethoden in de (geo)hydrologie (VC)
H_2O (10), nr. 2, p. 32-33, 1977

Blackstone, J.M.N.
Eigen put slaan niet in alle provincies even gemakkelijk.
H_2O (10), nr. 1, p. 9-11, 1977

Blanken, M.G.M.
De beschermende werking van afdekkende lagen voor de grondwaterkwaliteit.
H_2O (12), nr. 23, p. 514-517, 1979

Bruggeman, G.A.
Analytische berekeningsmethoden voor grondwaterstroming in de verzadigde zône.
H_2O (10), nr. 2, p. 29-31, 1977

Commissie Grondwaterwet Waterleidingbedrijven
Onderzoek ten behoeve van de afweging van belangen betrokken bij het grondwater.
Technisch Secretariaat CoGroWa, Utrecht, 1977

Dam, H. van en Zwijnenburg-de Rijke, M.
Ecologische aspecten van de Veluwe infiltratie.
H_2O (8), nr. 15, p. 309-314, 1975

Duyvenbooden, W. van
Diffuse en lokale verontreinigingsbronnen en hun effekten op het grondwater.
H_2O (12), nr. 23, p. 525-529, 1979

Feddes, R.A.
Compenserende maatregelen bij grondwateronttrekking (VC).
H_2O (10), nr. 4, p. 86-94, 1977

Haitjema, H.M.
Optimale verblijftijdsverdeling van een infiltratie-onttrekkingssysteem voor demping van kwaliteitsfluctuaties.
H_2O (10), nr. 6, p. 145-147, 1977

Haverkate, H.
Wat is eigenlijk waterbeheer?
H_2O(9), nr. 24, p. 490-492, 1976

Huisman, L.
Temperatuurverandering bij kunstmatige infiltratie (Rapport opgesteld voor de Commissie Infiltratie).
H_2O (6), nr. 24, p. 653-656, 1973

Jelgersma, S. en Visser, W.A.
Hydrogeological maps of the Netherlands
Geologie en Mijnbouw, volume 51 (1), p. 7-10, 1972

Molen, W.H. van der
Waterhuishoudkundige en andere gevolgen.
H_2O (9), nr. 14, p. 264-266, 1976

Maarel, E. van der
De winning en aanvulling van grondwater: ecologische gevolgen.
H_2O (9), nr. 26, p. 533-542, 1976

Nieuwenhuis, J.D. en Snijdelaar, M.
Beoordeling van zandbronnen aan de hand van milieuaspekten in het wingebied tijdens de winning.
Polytechnisch tijdschrift, bouwkunde, weg- en waterbouw, nr. 4, p. 123-128, 1975

Rijtema, P.E. en Bon, J.
Bepaling landbouwkundige gevolgen van grondwaterwinning met behulp van bodemkundige gegevens, toegepast op de waterwinninglosser.
I.C.W. Regionale Studies 7, Wageningen 1974

Santing, G.
Grondwater en grondwaterwinning.
H_2O (9), nr. 14, p. 257-263, 1976

Schultz, E. en Kremer, R.H.J.
Stedelijk grondwater; gebruik, hinder en beheer.
H_2O (10), nr. 17, p. 391-396, 1977

Soest, J.J. van
Juridische aspecten van het grondwaterbeheer.
H_2O (5), nr. 14, p. 294-297, 1972

Soest, J.J. van
Grondwaterbeheer.
H_2O (10), nr. 5, p. 113-117, 1977

Soest, J.J. van
Grondwaterwet door Tweede Kamer aangenomen.
H_2O (10), nr. 6, p. 132 en 147, 1977

Stellingwerff, J.W.
Ontwikkelingen en mogelijkheden van het beleid t.a.v. grondwaterbescherming.
H_2O (12), nr. 23, p. 522-524, 1979

Stol, Ph.Th.
Het gebruik van waterstandsgegevens voor het toetsen van prognoses over de gevolgen van kunstmatige grondwateronttrekking.
TNO-Project 73-8, p. 312-318, 1973

Tamminga, M.
Het grondwaterbeheer en de provindie.
H_2O (9), nr. 24, p. 496-499, 1976

Theulings, J.H.A.
De structuur van de komende Grondwaterwet.
H_2O (9), nr. 24, p. 492-495, 1976

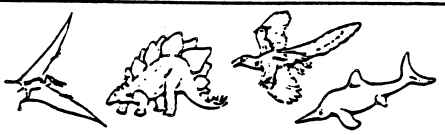
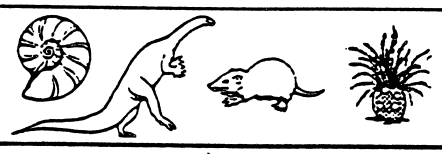
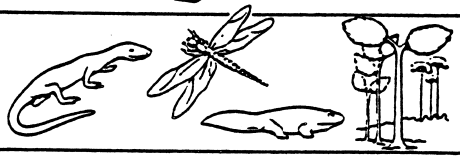
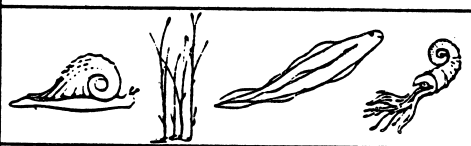
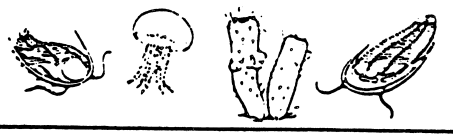
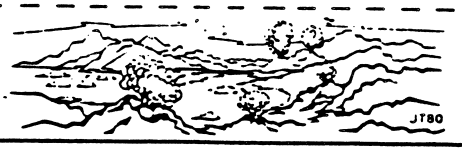
UNESCO-WMO
Hydrological maps.
A contribution to the International Hydrological Decade
Studies and Reports in Hydrology 20, 1977

Vermeer, P.A.
De situering van infiltratie en onttrekkingsmiddelen bij kunstmatige infiltratie.
H_2O (6), nr. 3, p. 58-65, 1973

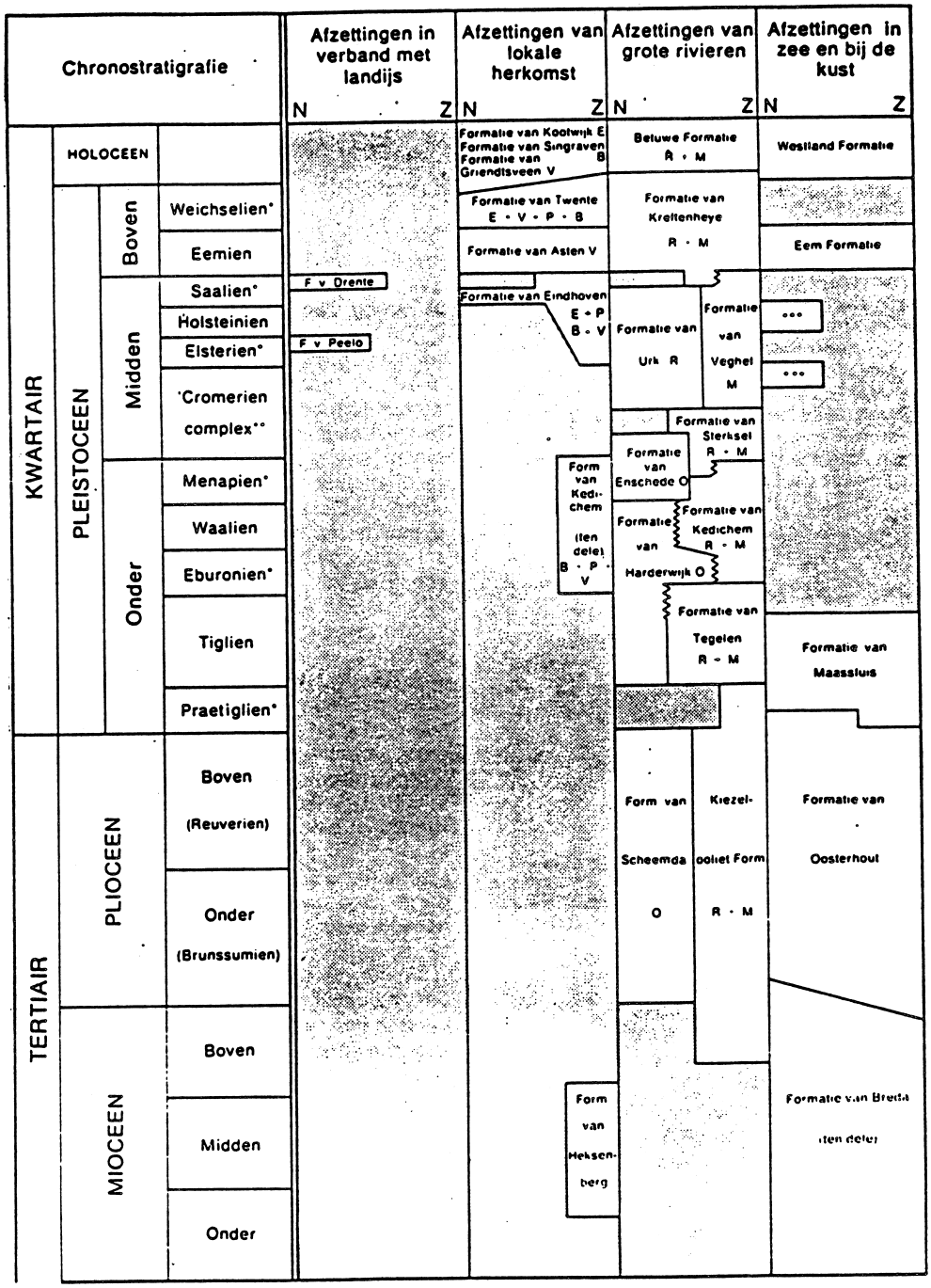
Werner, D. en Kleyn, W.
Problems of heat storage in aquifers.
Journal of Hydrology, 34, nr. 1/2, p. 35-42, 1977

Wesseling, J.J.
Gevolgen voor de landbouw.
H_2O (9), nr. 14, p. 267-271, 1976

Zweegman, J.
Grondwaterbescherming en continuïteit van de drinkwatervoorziening.
H_2O (12), nr. 23, p. 518-521, 1979

TIJDSINDELING (in miljoenen jaren)		ONTWIKKELING VAN HET LEVEN OP AARDE	
KENOZOICUM	KWARTAIR		ontwikkeling van zoogdieren, die aan de kou zijn aangepast; ontwikkeling van de moderne mens.
	2,5		
	TERTIAIR		snelle ontwikkeling van zoogdieren, meer vogels.
	65		
MESOZOICUM	KRIJT		uitsterven van grote zeereptielen (o.a. Maashagedis), vliegende reptielen, dinosauriërs en ammonieten; sterke ontwikkeling van bloemplanten.
	135		
	JURA		eerste vliegende sauriërs, veel dinosauriërs en grote zeereptielen, oudst bekende vogel.
	200		
	TRIAS		veel ammonieten, eerste dinosauriërs en vishagedissen, oudst bekende zoogdieren, nieuwe planten (Cycas-achtigen).
	240		
PALEOZOICUM	PERM		meer reptielen, veel weekdieren, oudste Gingko-bomen, minder amfibieën, uitsterven pantservissen en trilobieten.
	280		
	CARBOON		eerste reptielen, veel insekten en amfibieën, zegel- en schubbomen, laatste graptolieten.
	350		
	DEVOON		veel vissen, zoals pantservissen en haaien, meer landplanten, eerste amfibieën en insekten, oudste ammonieten.
	395		
	SILUUR		veel weekdieren, o.a. slakken, eerste landplanten en landdieren, meer vissen, veel inktvissen.
	440		
	ORDOVICIUM		veel trilobieten en graptolieten, oudste waterschorpioenen, veel weekdieren.
	490		
	CAMBRIUM		veel trilobieten; kwallen en sponzen, inktvissen en graptolieten komen o.a. voor; oudst bekende vissen.
	590		
PRECAMBRIUM	3400		behalve eencelligen ook kwallen, wormen, e.d.
	4600		≐ 3400 miljoen jaar geleden: oudst bekende leven op aarde (eencelligen). ≐ 4600 miljoen jaar geleden ontstond de aarde.

Rijksmuseum van Geologie en Mineralogie, Leiden 1980



E = eolische afzettingen
P = periglaciale afzettingen
B = beekafzettingen
V = veen

R = Rijn
M = Maas
O = oostelijke noordduitse rivieren en voorlopers

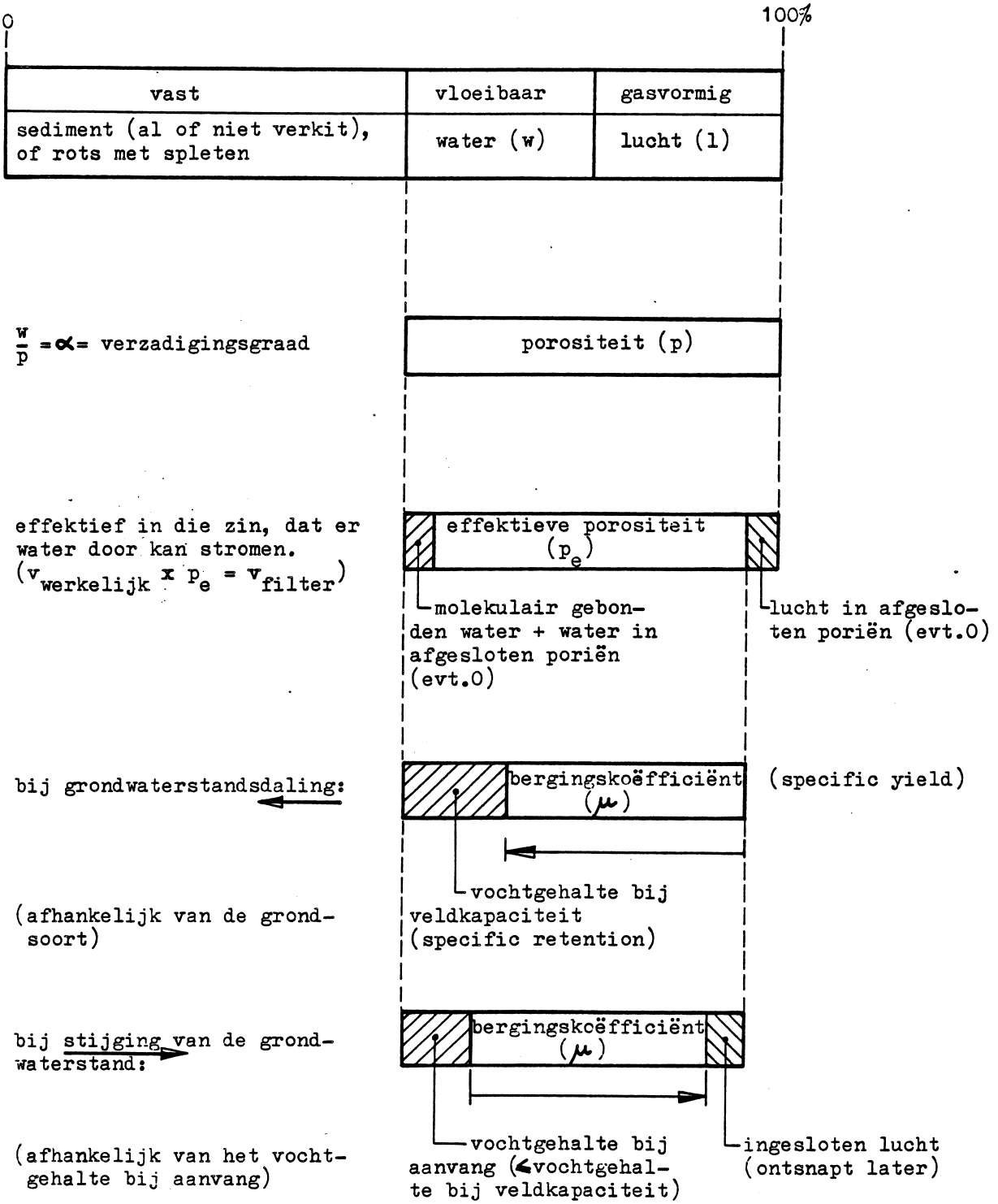
*koude tijd
**complexe eenheid bestaande uit tenminste 4 warme en 3 koude tijden
***nog onbenoemd, voorlopig bij Formatie van Urk

TABEL 1: DE BOVEN-TERTIAIRE EN KWARTAIRE FORMATIES GERANGSCHIKT NAAR OUDERDOM EN GENESE (volgens de RGD, 1975)

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT

VAKGROEP WATERBEHEERSING

Grafische voorstelling van enige begrippen in grondwater.



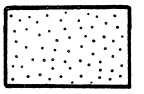
720405

Homogeen en isotroop

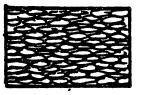
homogeen: de eigenschappen hebben in elk punt dezelfde waarde
(heterogeen: de eigenschappen hebben in verschillende punten verschillende waarden)
isotroop: de eigenschappen in een punt zijn onafhankelijk van de richting
(anisotroop: de eigenschappen in een punt zijn afhankelijk van de richting)

Vb:(m.b.t. korrelvorm en grootte, andere eigenschappen b.v. mineralogische samenstelling doen hier niet terzake)

homogeen isotroop: zand zonder gelaagheid

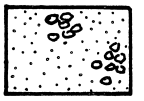


homogeen anisotroop: mariene klei

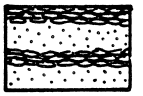


micro anisotroop

heterogeen isotroop: ongelaagd zand met grindinsluitingen



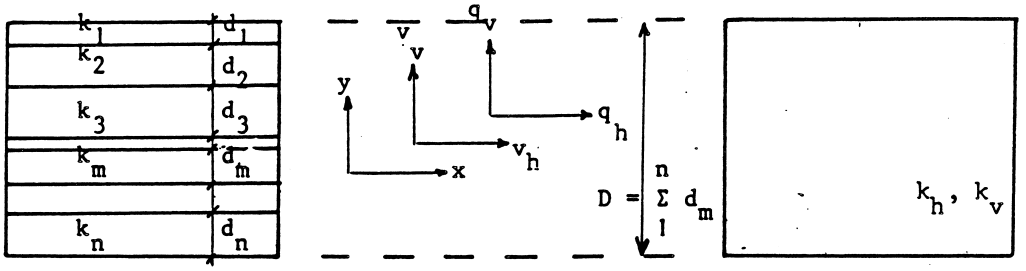
heterogeen anisotroop: rivierafzettingen van afwisselend zand en klei



macro-anisotroop

Stratifikatie (blad 1 van 2 bladen)

realiteit	model
bodem opgebouwd uit n homogene isotrope laagjes	equivalente homogene anisotrope bodem ($k_h \neq k_v$)



1. stroming evenwijdig aan de grensvlakken (parallel schakeling)

realiteit	model
$v_h = -k_1 \frac{d\phi}{dx}, -k_2 \frac{d\phi}{dx}$ ... etc.	$v_h = -k_h \frac{d\phi}{dx}$
$q_h = \sum_1^n v_h d_m$	$q_h = v_h D$
$q_h = \sum_1^n k_m d_m (-\frac{d\phi}{dx})$	$q_h = -k_h D \frac{d\phi}{dx}$

zelfde $\frac{d\phi}{dx}$ en zelfde q_h

$$\sum_1^n k_m d_m = k_h D$$

$$k_h = \frac{\sum_1^n k_m d_m}{\sum_1^n d_m}$$

In z.g. watervoerende pakketten, waar de stroming veelal overwegend in de richting van de, doorgaans horizontale, gelaagdheid is wordt

$$\sum_1^n k_m d_m$$

aangeduid als het doorlaatvermogen of kD-waarde (dimensie L^2T^{-1}).

Stratifikatie (blad 2 van 2 bladen)

2. stroming loodrecht op de grensvlakken (serie schakeling)

realiteit	model
voor elke laagje $v_v = k_m \frac{\Delta\phi_m}{d_m}$	$v_v = k_v \frac{\phi}{D}$
$\Delta\phi_m = \frac{v_v d_m}{k_m}$	
$\sum_1^n \Delta\phi_m = \phi = v_v \sum_1^n \frac{d_m}{k_m}$	$\phi = v_v \frac{D}{k_v}$

zelfde ϕ en zelfde v_v

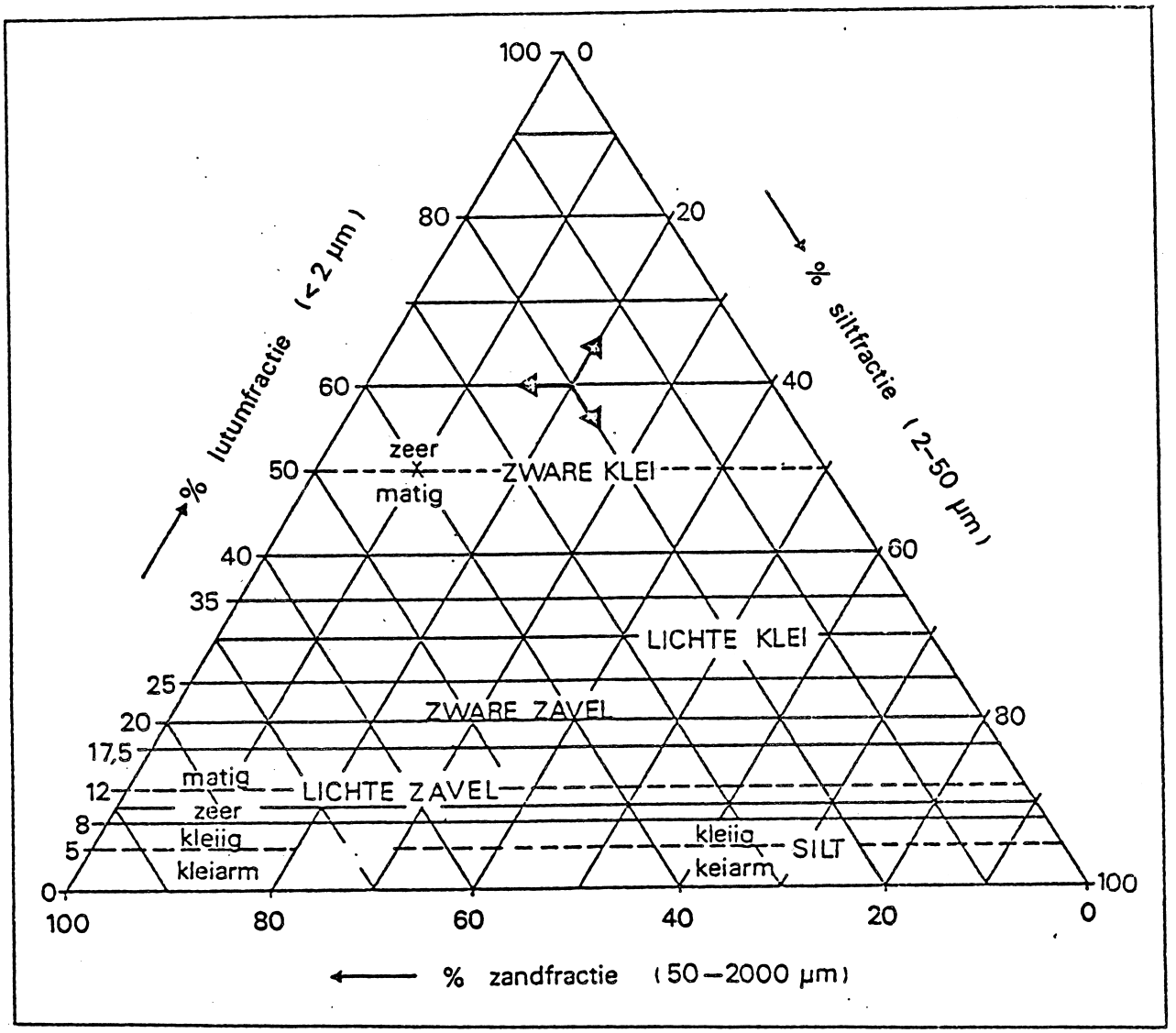
$$\sum_1^n \frac{d_m}{k_m} = \frac{D}{k_v}$$

$$k_v = \frac{\sum_1^n d_m}{\sum_1^n \frac{d_m}{k_m}}$$

In z.g. semi-permeabele lagen waar de stroming veelal vrijwel loodrecht op de richting van de doorgaans horizontale, gelaagdheid is wordt

$$\sum_1^n \frac{d_m}{k_m}$$

aangeduid als de hydraulische weerstand c (dimensie T).



Driehoeksdiagram voor de klassifikatie van gronden van de Stiboka (Stichting Bodemkartering)

Indeling naar korrelgrootte

Ø in µm	Rijks Geol. Dienst; RWS	Ned. norm N 209/N210		Stichting Bodem-kartering		Duitse norm	Amerikaanse norm	Britse norm
2	lutum 2 µm	klei of lutum 2 µm		lutum 2 µm	leemfractie	ton 2 µm	clay 2 µm	clay 2 µm
16	siltfractie	silt of sloef 16 µm		siltfractie		schluff	silt	fine silt 6 µm medium silt 20 µm
60	63 µm	uiterst fijn 63 µm	fijn zand	50 µm		60 µm	60 µm	coarse silt 60 µm
		zeer fijn 83 µm		uiterst fijn 105 µm				
		middel fijn 125 µm		zeer fijn 150 µm		Feinsand		fine sand
		matig fijn 200 µm		matig fijn 210 µm		200 µm		200 µm
		matig grof 320 µm	grof zand	matig grof	zandfractie	Mittelsand	Sand	medium sand
		middel grof 500 µm		420 µm		600 µm		600 µm
		zeer grof 1000 µm		zeer grof		Grobsand		coarse sand
		uiterst grof 2000 µm		2000 µm		2000 µm	2000 µm	2000 µm
2000	2000 µm							
	Grind					Kies	Gravel	

OVER DE PERMEABILITEIT IN HET ALGEMEEN EN DIE VAN ZAND IN HET BIJZONDER

1. Intrinsieke permeabiliteit

De permeabiliteit van een poreus medium voor vloeistofstroming is afhankelijk van de eigenschappen van dat medium èn van die van de vloeistof, met name de dynamische viscositeit daarvan.

Voor stroming van een vloeistof door een poreus medium gelden, bij niet al te hoge snelheden, onderstaande lineaire relaties:

in de horizontale richtingen x en y:

$$v_x = \frac{-k_{ix}}{\eta} \frac{\partial p}{\partial x} \qquad (1^a)$$

en

$$v_y = \frac{-k_{iy}}{\eta} \frac{\partial p}{\partial y} \qquad (1^b)$$

, in de verticale richting z (positief omhoog)

$$v_z = \frac{-k_{iz}}{\eta} \left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g\right) \qquad (1^c)$$

, waarin: v_x, v_y resp. v_z = debiet per eenheid van oppervlak in de richtingen x, y resp. z $[LT^{-1}]$.

p = druk in de vloeistof ter plaatse $[ML^{-1}T^{-2}]$.

k_{ix}, k_{iy} resp. k_{iz} = intrinsieke permeabiliteit in de richtingen x, y resp. z $[L^2]$.

η = dynamische viscositeit van de vloeistof $[ML^{-1}T^{-1}]$.

De eigenschappen van het medium en van de vloeistof komen derhalve in de afzonderlijke parameters k_i en η voor.

2. Doorlatendheid volgens Darcy

In de grondwaterpraktijk wordt veelal met de doorlatendheid k van Darcy gewerkt. De relatie tussen k en k_i is als volgt:

$$k = \rho g \frac{k_i}{\eta} = \frac{k_i g}{\nu} \qquad (2)$$

, waarin k = doorlatendheid $[LT^{-1}]$

en $\nu = \eta/\rho$ = kinematische viscositeit $[L^2T^{-1}]$.

Dan is:

$$v_x = - \frac{k_x}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} \qquad (3^a)$$

$$v_y = - \frac{k_y}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} \qquad (3^b)$$

en $$v_z = - \frac{k_z}{\rho g} \left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g\right) \qquad (3^c)$$

Meestal is $k_x = k_y = k_h > k_v = k_z$ (h = horizontaal, v = verticaal).
Dan is:

$$v_x = - \frac{k_h}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} \qquad (4^a)$$

$$v_y = - \frac{k_h}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} \qquad (4^b)$$

en $$v_z = - \frac{k_v}{\rho g} \left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g\right) \qquad (4^c)$$

Als ρ constant is (dus niet als water van gevarieerd zoutgehalte in het geding is) is het zinvol en aantrekkelijk de stijghoogte ϕ in te voeren, gedefinieerd als:

$$\phi = z + p/\rho g \qquad (5)$$

, want dan gaan de uitdrukkingen (4) over in:

$$v_x = - k_h \frac{\partial \phi}{\partial x} \qquad (6^a)$$

$$v_y = - k_h \frac{\partial \phi}{\partial y} \qquad (6^b)$$

$$v_z = - k_v \frac{\partial \phi}{\partial z} \qquad (6^c)$$

3. Definitie van zand

Volgens het Nederlandse normaalblad N 209 is zand gedefinieerd als de zeeffraktie van 16 - 2000 μ ($\mu = 10^{-3}$ mm). Zie bijgaande tabel "Indeling naar korrelgrootte".

Voor het schatten van de korrelgrootte bestaan zogenaamde zandlinealen. Een zandlineaal (ter grootte van een zak-rekenlineaal) bevat, naast elkaar, kleine zandmonstertjes van aangegeven korrelgrootte achter venstertjes.

4. Doorlatendheid van zand

Voor de doorlatendheid van zand bestaan talloze empirische formules, die vrijwel allemaal zijn terug te voeren tot de algemene gedaante:

$$k = C\ \alpha(0{,}7 + 0{,}03\ t)\ \frac{p^3}{(1-p)^2} \cdot \frac{1}{U^2} \qquad (7)$$

, waarin k = doorlatendheid $[LT^{-1}]$

C = een empirisch bepaalde constante

α = een coëfficiënt om de vorm van de korrels (afgerond of hoekig) in rekening te brengen

t = temperatuur in ^{o}C [K] (in verband met de viscositeit)

p = porositeit [-]

U = het zogenaamde "U-cijfer" van zand $[L^{-1}]$, zie de definitie daarvan in paragraaf 6

In deze formule herkent men afzonderlijk de eigenschappen van het zand (α, p en U) en de invloed van de viscositeit van de vloeistof als functie van de temperatuur t. Overigens komt de dichtheid van de vloeistof in de uitdrukkingen (4) nog eens afzonderlijk voor.

5. De factor van Kozeny

De factor $p^3/(1-p)^2$, die in de meeste empirische formules voor de doorlatendheid van zand voorkomt, danken wij aan Kozeny. Deze factor is blijkens bijgaande figuur 1 van grote invloed.

6. Het U-cijfer

Met het U-cijfer, dat uitsluitend voor zand is gedefinieerd, wordt het zogenaamde "specifiek oppervlak" gekarakteriseerd. Dat is de verhouding van het gezamenlijk oppervlak van alle korrels in een zandmonster tot het gezamenlijk oppervlak van eenzelfde gewichtshoeveelheid korrels van dezelfde samenstelling met een middellijn van 1 cm. De korrels worden bolvormig verondersteld, zodat voor korrels met een middellijn d geldt U = 1/d (d in cm)(zie het Nederlandse normaalblad N 210). Dit kan als volgt worden ingezien. Het gewicht van één korrel met diameter d is: $\rho g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d^3$. Dus in een-

zelfde gewichtshoeveelheid gaan $1/d^3$ maal zoveel korrels met een middellijn d als met een middellijn 1. $1/d^3$ korrels met een middellijn d hebben een gezamenlijk oppervlak $1/d^3 \times \pi d^2 = \pi/d$. Eén korrel met een middellijn 1 heeft een oppervlak π. De verhouding van beide oppervlakken is dus 1/d. Zie ook het afzonderlijke blad "Het U-cijfer".

7. Het U-cijfer van een zeeffractie

In een zeeffractie komt niet één maar een heel bereik van korreldiameters voor. Met de eenvoudige relatie U = 1/d doet zich dan de vraag voor welke waarde van d, uiteraard binnen het bereik van de zeeffractie, hiervoor dan wel genomen moet worden. Zuncker gaf hiervoor de uitdrukking:

$$U_{12} = \frac{0{,}4343}{\log d_2 - \log d_1} \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2}\right) \qquad (8)$$

, waarin U_{12} het U-cijfer voor de gehele zeeffractie is en d_1 en d_2 respectievelijk de ondergrens en de bovengrens van de zeeffractie vormen. Deze uitdrukking is te reconstrueren door te stellen:

$$d_{12} = \frac{1}{U_{12}} = \frac{1}{U_2 - U_1} \int_{U_1}^{U_2} \frac{1}{U}\, dU$$

$$= \frac{1}{U_2 - U_1} (\ln U_2 - \ln U_1)$$

$$= \frac{1}{U_2 - U_1} \frac{\log d_1 - \log d_2}{0{,}4343}$$

zodat:
$$\frac{1}{U_{12}} = \frac{1}{U_1 - U_2} \frac{\log d_2 - \log d_1}{0{,}4343} \qquad (9)$$

en dus:
$$U_{12} = \frac{0{,}4343\ (U_1 - U_2)}{\log d_2 - \log d_1} = \frac{0{,}4343}{\log d_2 - \log d_1} \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2}\right) \qquad (10)$$

α_1 = correctiefactor voor het slibgehalte, uitgedrukt in gewichtsprocenten

α_2 = correctiefactor voor het gewichtspercentage van het monster dat valt in de drie fracties (volgens N 209) waarin de grootste hoeveelheden voorkomen. Deze fracties behoeven niet aaneengesloten te zijn

α_3 = correctiefactor voor het grindgehalte, uitgedrukt in gewichtsprocenten

De correctiefactoren α_1, α_2 en α_3 zijn uitgezet als functie van de desbetreffende gewichtspercentages in bijgaande figuren 2a t/m 2d.

Het resultaat is als volgt:

fractie in µ		U-cijfer
16 - 50		373,0
50 - 75		164,4
75 - 105		113,2
105 - 150		80,1
150 - 210	x	56,6
210 - 300		40,1
300 - 420		28,3
420 - 600		20,0
600 - 850		14,1
850 - 1190	+	10,0
1190 - 1700		7,0

x = bepaald met draadzeven

+ = bepaald met de plaatzeven 1000, 1400 en 2000 µ als equivalent voor de draadzeven 850, 1190 en 1700 µ.

8. Het U-cijfer van een zandmonster

Voor een monster met:

p_1 % in de fractie met U-cijfer U_1
en p_2 % in de fractie met U-cijfer U_2
---
en p_m % in de fractie met U-cijfer U_m
---
en p_n % in de fractie met U-cijfer U_n

geldt:

$$U_{monster} = \sum_{n=1}^{n=m} \frac{p_m}{100} U_m \qquad (11)$$

9. Nederlandse praktijkformule

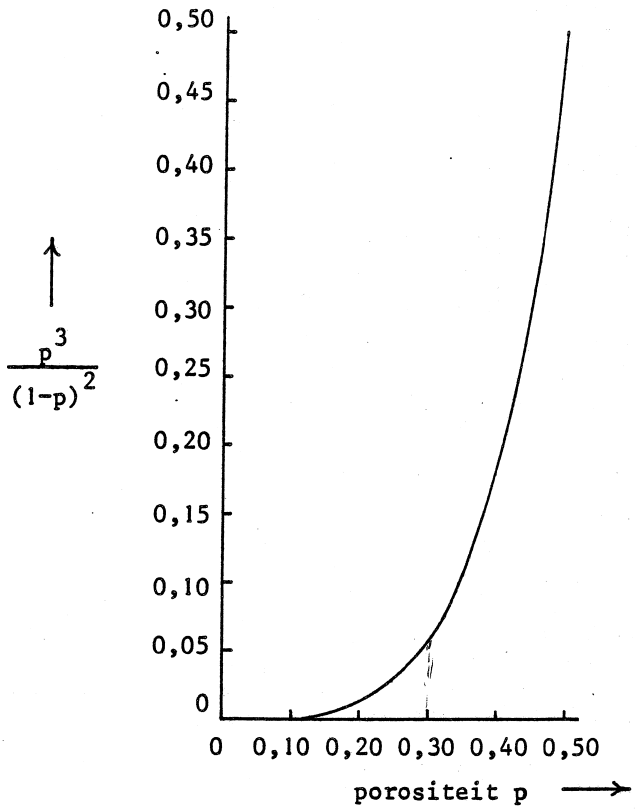
Voor pleistocene zandgronden in Nederland wordt de formule:

$$k = \frac{54.000}{U^2} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \qquad (13)$$

vaak gebruikt. Hierin is:

k en U als hiervoor gedefinieerd, k in m/dag

FACTOR VAN KOZENY

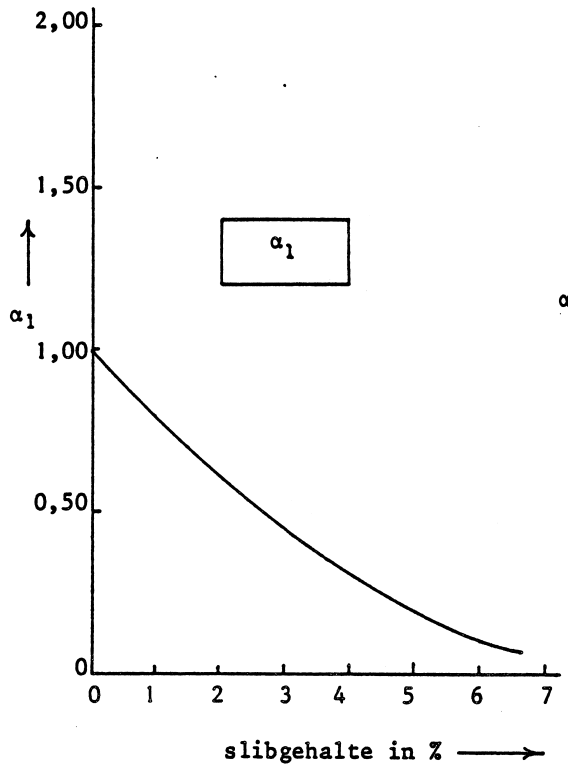


FIGUUR 1

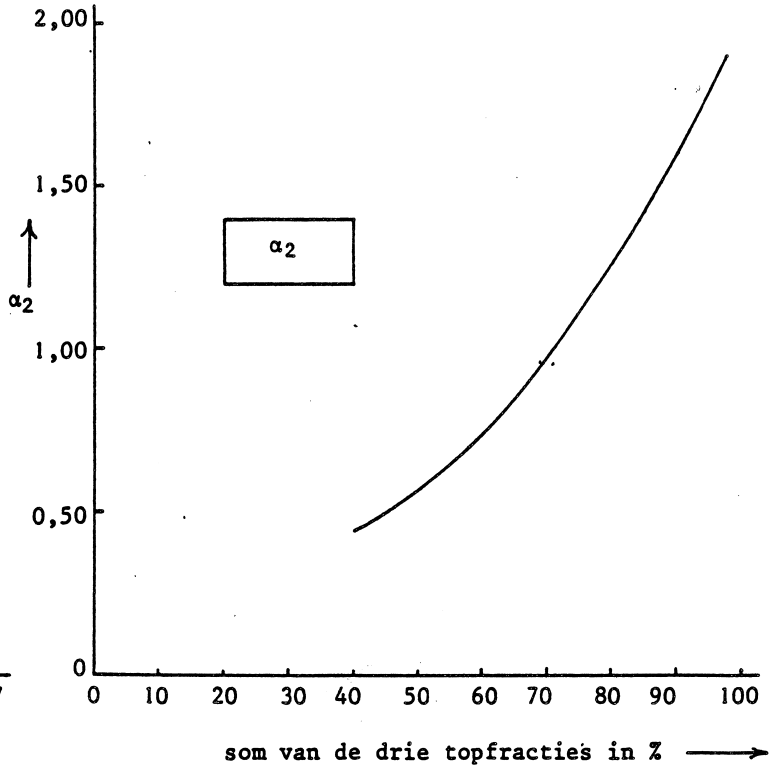
CORRECTIEFACTOREN α_1, α_2 en α_3 IN DE FORMULE $k = \frac{54.000}{U^2} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$

(ontleend aan tabellen van het R.I.D.)

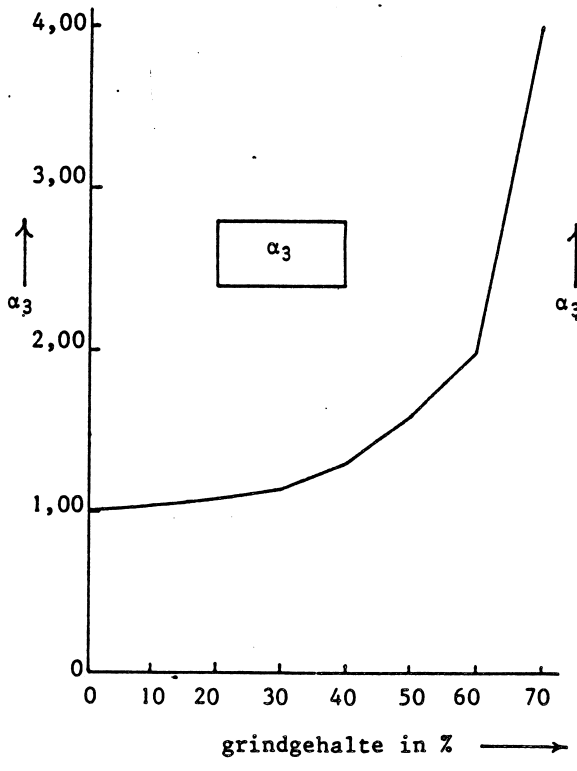
FIGUUR 2a



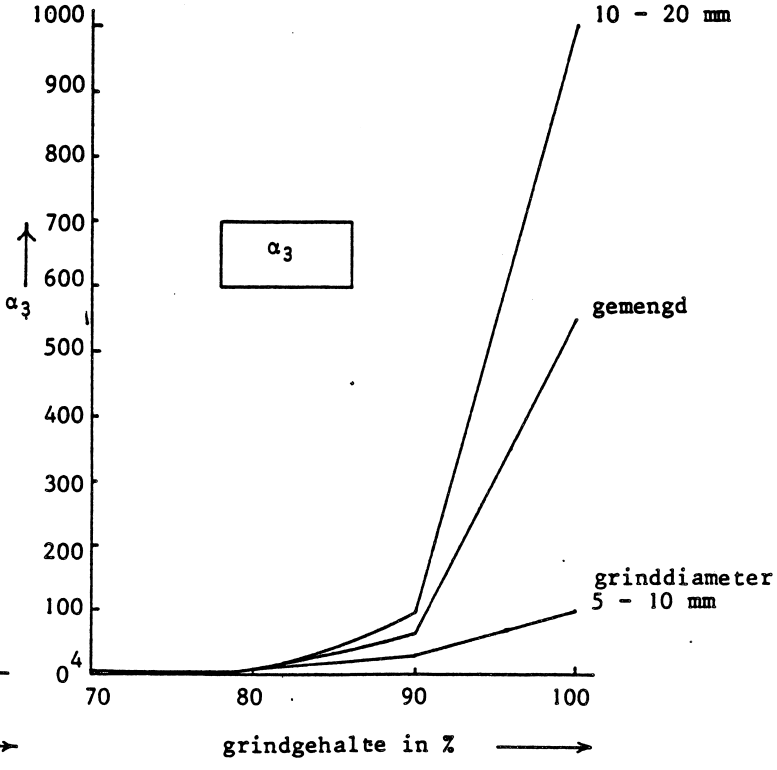
FIGUUR 2b



FIGUUR 2c



FIGUUR 2d



021320/8401

Het U-cijfer

$$U = \frac{\text{aantal korrels (monster)} \times \text{opp. per korrel (monster)}}{\text{aantal korrels (ref. monster)} \times \text{opp. per korrel (ref. monster)}}$$

$$= \frac{\dfrac{\text{gewicht}}{\text{gewicht per korrel (monster)}} \times \text{opp. per korrel (monster)}}{\dfrac{\text{gewicht (zelfde)}}{\text{gewicht per korrel (ref. monster)}} \times \text{opp. per korrel (ref. monster)}}$$

$$= \frac{\text{gewicht per korrel (ref. monster)} \times \text{opp. per korrel (monster)}}{\text{gewicht per korrel (monster)} \times \text{opp. per korrel (ref. monster)}}$$

$$= \frac{\text{volume per korrel (ref. monster)} \times \text{opp. per korrel (monster)}}{\text{volume per korrel (monster)} \times \text{opp. per korrel (ref. monster)}}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{6} \times l^3 \times \pi d^2}{\frac{\pi}{6} \times d^3 \times \pi l^2}$$

$$= \frac{1}{d}$$

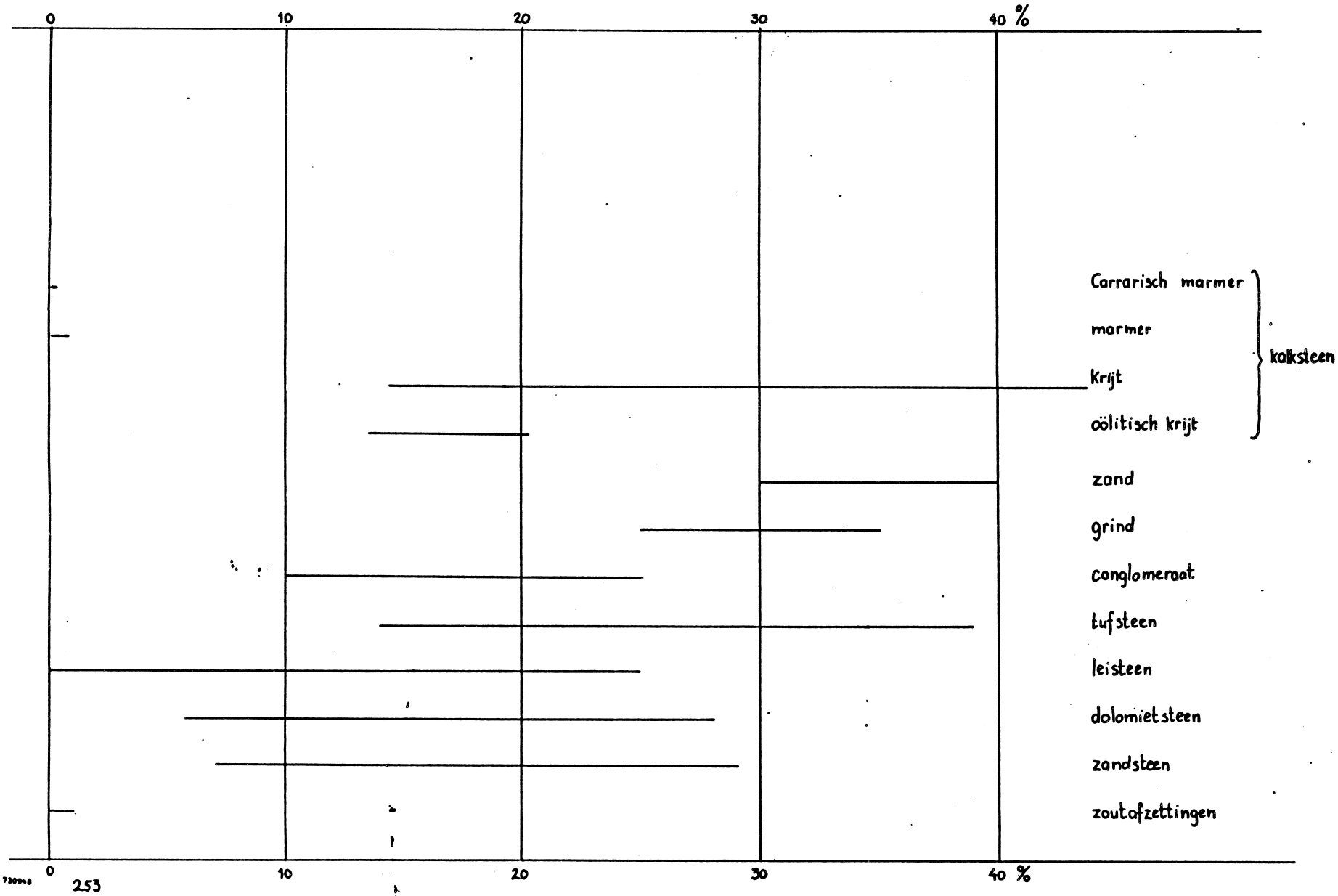
Enkele cijfers voor de porositeit en de permeabiliteit

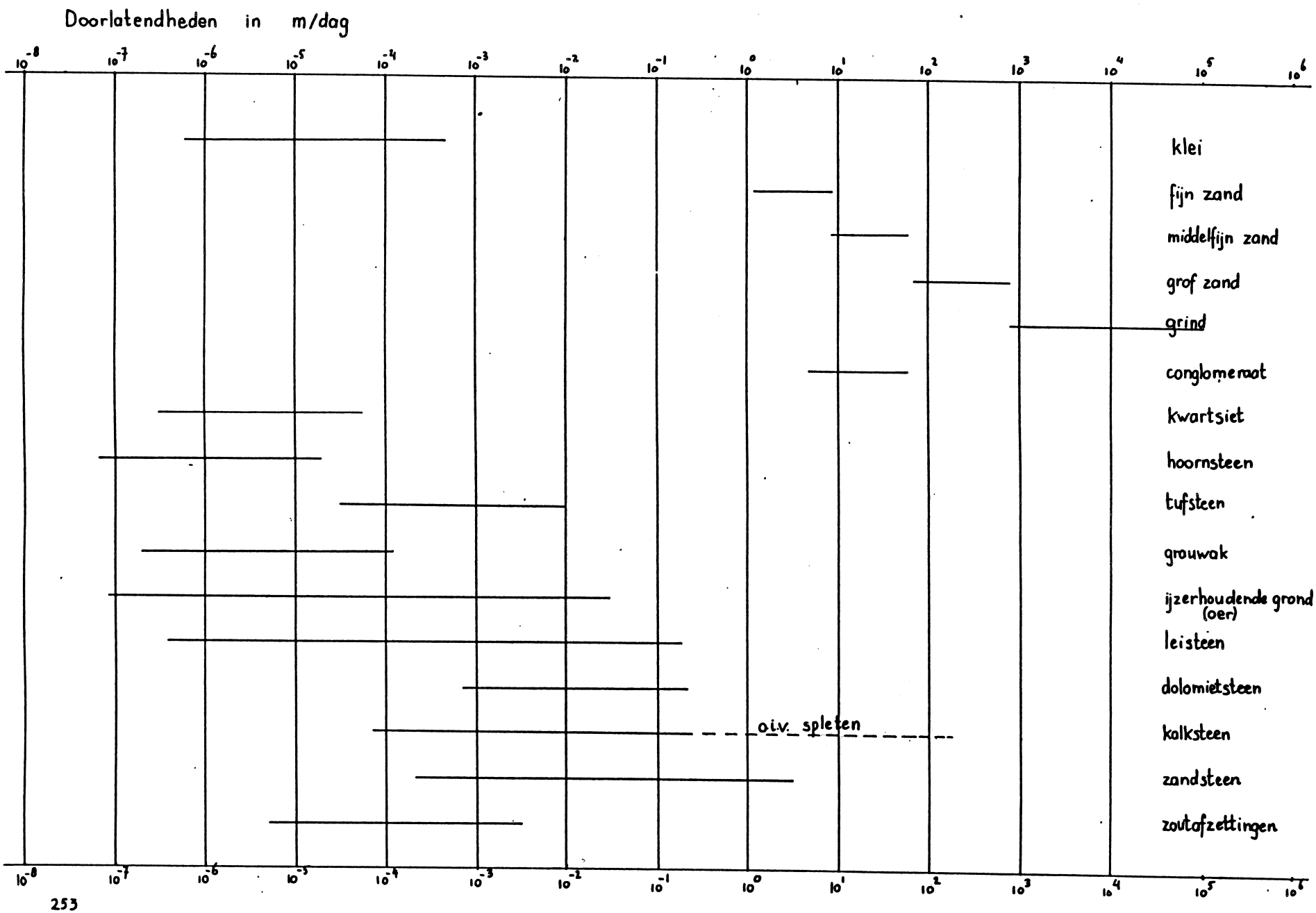
Bodemsoort	Porositeit	Permeabiliteit
	p in %	k in m/dag
grind	25 - 35	100 - 1000
zand	30 - 40	5 - 40
conglomeraten	10 - 25	5 - 15
zandsteen	5 - 20	5 - 20
zandsteen met breuken en spleten	tot 40	50 en hoger
kalksteen (primaire eigenschappen)	20 - 30	b.v. 25
kalksteen (t.g.v. secundaire eigenschappen)	20 - 30	groot (zelfs twijfelachtig of de wet van Darcy nog opgaat)

OVERZICHT VAN DE ORDE VAN GROOTTE VAN DE DOORLATENDHEID BIJ VERSCHILLENDE GRONDSOORTEN

Grondsoort	Korreldiameter in µm	Doorlatendheid in $m.etm.^{-1}$
Klei (sterk gescheurd)		10 - 100
Klei (met enige poriën of scheuren)		0.5 - 2
Klei, zeer dicht (komklei)		$5 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-2}$
Klei, zeer dicht (knipklei)		$< 5 \times 10^{-3}$
Klei, slap ongerijpt		$10^{-4} - 10^{-5}$
Klei, samengeperst		$10^{-5} - 10^{-6}$
Zavel (leem)	{ 20-40% < 16 µm 60-80% 16-150 µm	$2 \times 10^{-2} - 2 \times 10^{-1}$
Löss		1
Lemige löss		9×10^{-2}
Veen ongerijpt		10^{-2}
Zanden		
Uiterst fijn zand	32 - 50	4×10^{-1}
Slibhoudend Holoceen zand	75 - 300	3×10^{-2}
Lemig zand		5×10^{-4}
Venig zand		2×10^{-2}
Dekzanden	150 - 300	2
Slibhoudend, fijn zand	< 125	4
Matig fijn/matig grof zand	125 - 300	5 - 30
Middelgrof zand	300 - 500	30 - 50
Zeer grof zand	500 - 1000	50 - 200
Uiterst grof of grindhoudend zand	> 1000	> 200

Gegevens van het geohydrologisch laboratorium van het Rijksinstituut voor Drinkwatervoorziening (R.I.D.), 1981


Porositeit in %
0
10
20
30
40 %
Carrarisch marmer
marmer
Krijt
oölitisch krijt
kalksteen
zand
grind
conglomeraat
tufsteen
leisteen
dolomietsteen
zandsteen
zoutafzettingen
0
10
20
30
40 %


Doorlatendheden in m/dag
10^{-8} 10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0} 10^{1} 10^{2} 10^{3} 10^{4} 10^{5} 10^{6}
klei
fijn zand
middelfijn zand
grof zand
grind
conglomeraat
kwartsiet
hoornsteen
tufsteen
grauwak
ijzerhoudende grond (oer)
leisteen
dolomietsteen
o.i.v. spleten
kalksteen
zandsteen
zoutafzettingen

BRONNEN VAN INFORMATIE M.B.T. DOORLATENDHEID EN POROSITEIT

Castany, G.

Traité pratique des eaux souterraines

Dunod - Paris, 1963

Castany, G.

Prospection et exploitation des eaux souterraines

Dunod - Paris, 1968

Davis, S.N.

Porosity and permeability of natural materials

Chapter 2 in: Flow through porous media, R.J.M. de Wiest (editor), pages 53 - 89.

Academic Press, London, 1969

Davis, S.N. and Wiest, R.J.M. de

Hydrogeology

John Wiley and Sons, Inc., 1966

Heath, R.C. and Trainer, F.W.

Introduction to groundwater hydrology

John Wiley and Sons Inc. New York, London, Sydney 1968

Johnson, A.I. and Richter, R.C.

Selected Bibliography on Permeability and Capillarity Testing of Rock and Soil Materials

United States Department of the Interior, Geological Survey Special Technical Publication No. 417, published by the American Society for Testing and Materials, 1967

Ven te Chow

Handbook of Applied Hydrology

Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1964

Wiest, R.J.M. de

Geohydrology

John Wiley and Sons, Inc. 1965

Technische Hogeschool Delft
Civiele Techniek

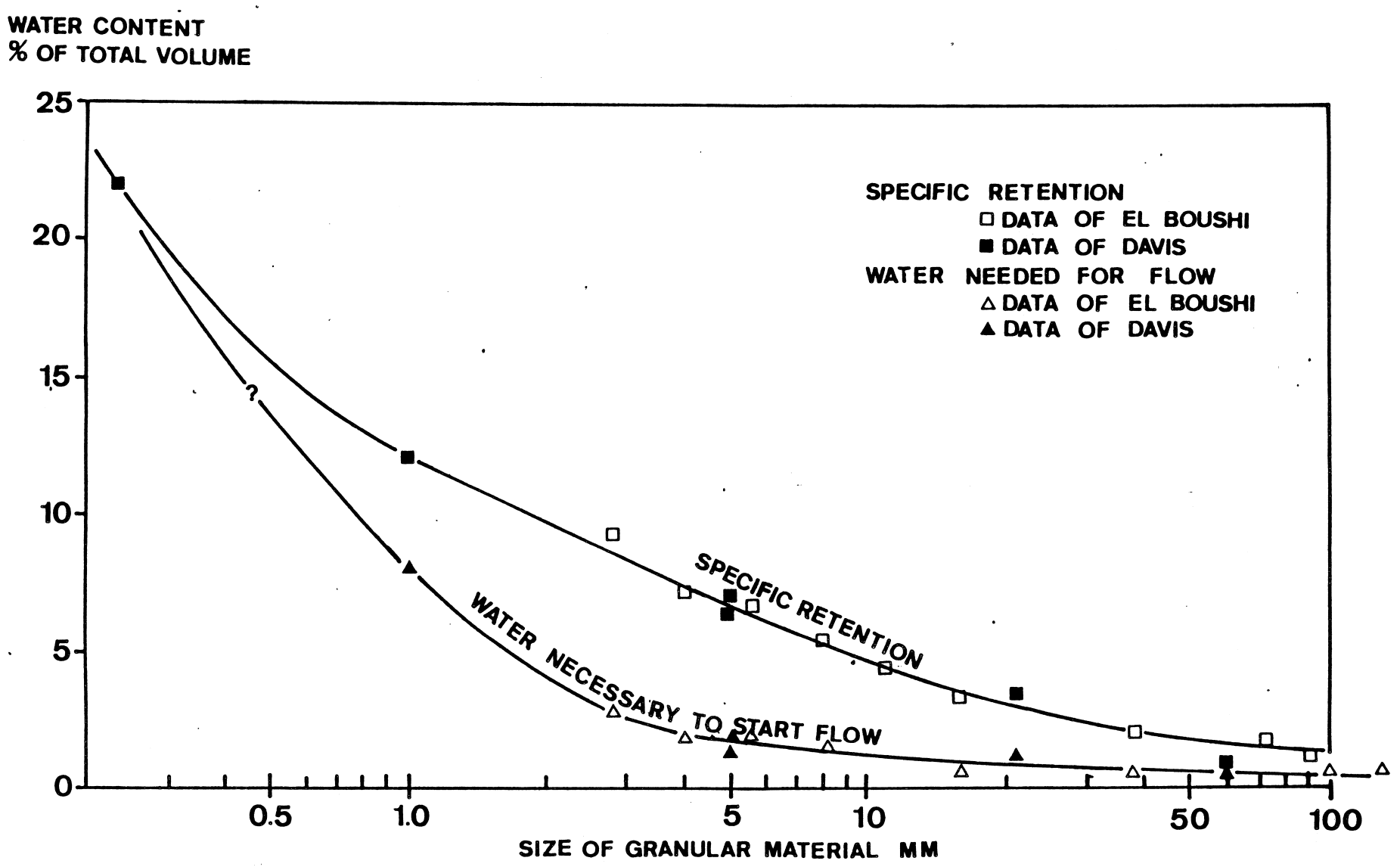
Abstract copied from:
Specific Yield - Compilation of Specific Yields for Various Materials.
By A.I. Johnson.
U.S.G.S. - Water Supply Paper 1662 D.
Washington 1967, page D 1.

Abstract

Specific yield is defined as the ratio of (1) the volume of water that a saturated rock or soil will yield by gravity to (2) the total volume of the rock or soil. Specific yield is usually expressed as a percentage. The value is not definitive, because the quantity of water that will drain by gravity depends on variables such as duration of drainage, temperature, mineral composition of the water, and various physical characteristics of the rock or soil under consideration.
Values of specific yield, nevertheless, offer a convenient means by which hydrologists can estimate the water-yielding capacities of earth materials and, as such, are very useful in hydrologic studies.
The present report consists mostly of direct or modified quotations from many selected reports that present and evaluate methods for determining specific yield, limitations of those methods, and results of the determinations made on a wide variety of rock and soil materials. Although no particular values are recommended in this report, a table summarizes values of specific yield, and their averages, determined for 10 rock textures. The following is an abstract of the table:

Specific yields, in percent, of various materials
(Rounded to nearest whole percent)

material	number of determinations	specific yield maximum	minimum	average
Clay	15	5	0	2
Silt	16	19	3	8
Sandy clay	12	12	3	7
Fine sand	17	28	10	21
Medium sand	17	32	15	26
Coarse sand	17	35	20	27
Gravelly sand	15	35	20	25
Fine gravel	17	35	21	25
Medium gravel	14	26	13	23
Coarse gravel	14	26	12	22

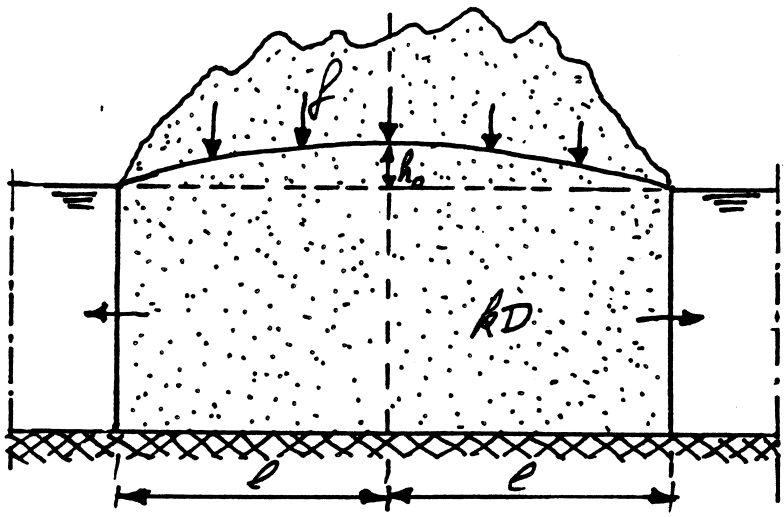

WATER CONTENT
% OF TOTAL VOLUME
25
20
15
10
5
0
0.5
1.0
5
10
50
100
SIZE OF GRANULAR MATERIAL MM
SPECIFIC RETENTION
DATA OF EL BOUSHI
DATA OF DAVIS
WATER NEEDED FOR FLOW
DATA OF EL BOUSHI
DATA OF DAVIS
SPECIFIC RETENTION
WATER NECESSARY TO START FLOW
?

ENKELE FIGUREN MET BETREKKING TOT "GEOHYDROLOGISCHE PROFIELEN"

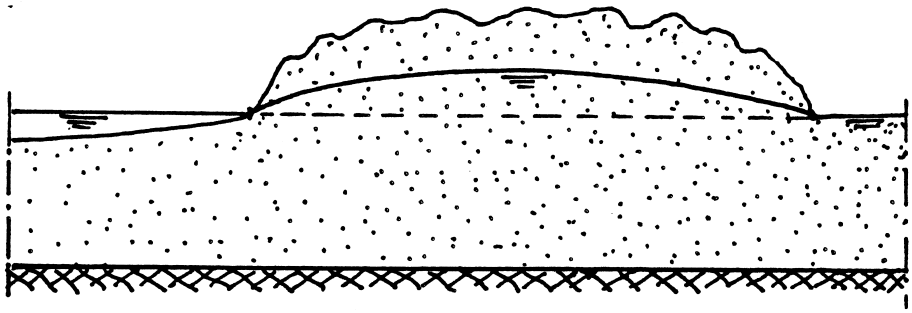
Nadere toelichting in het college.

Freatisch grondwater

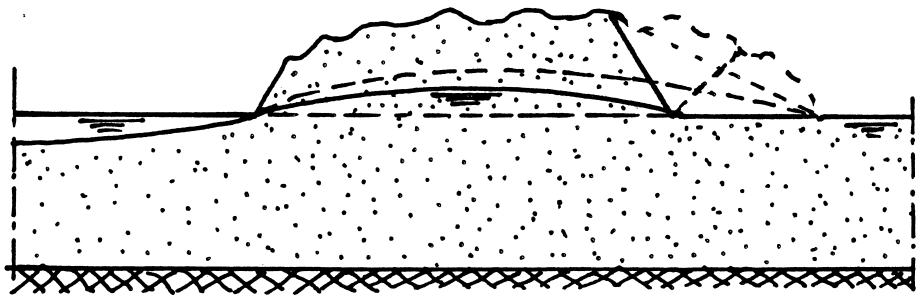
1.



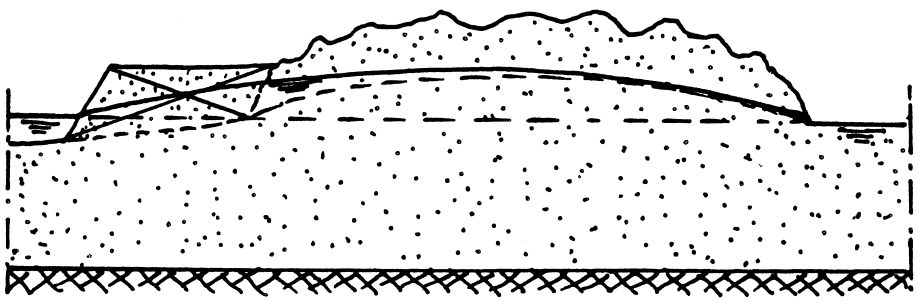
2.



3.

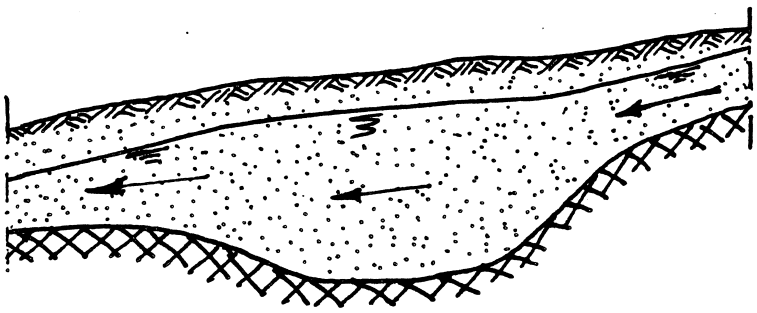


4.

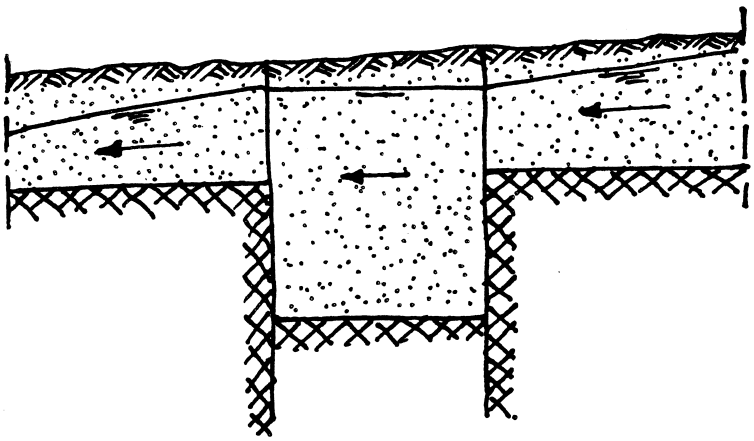


Freatisch grondwater (vervolg 1)

5.

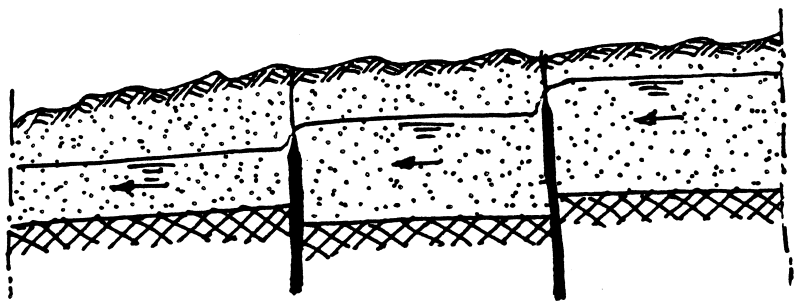


6.

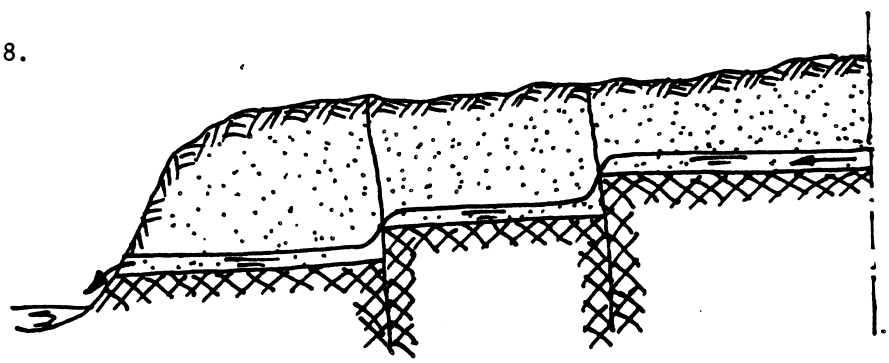


Freatisch grondwater (vervolg 2)

7.

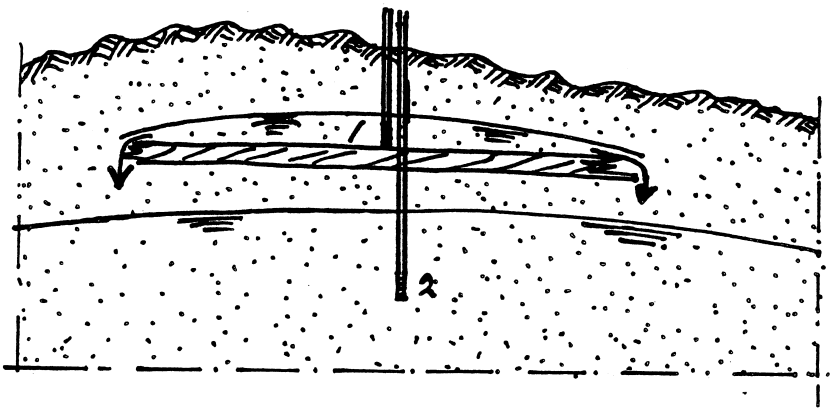


8.

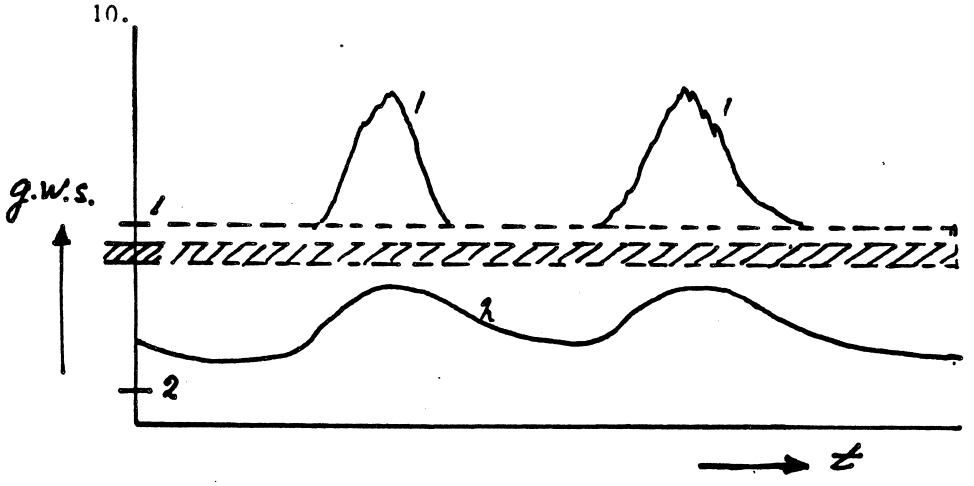


Schijnspiegel

9.

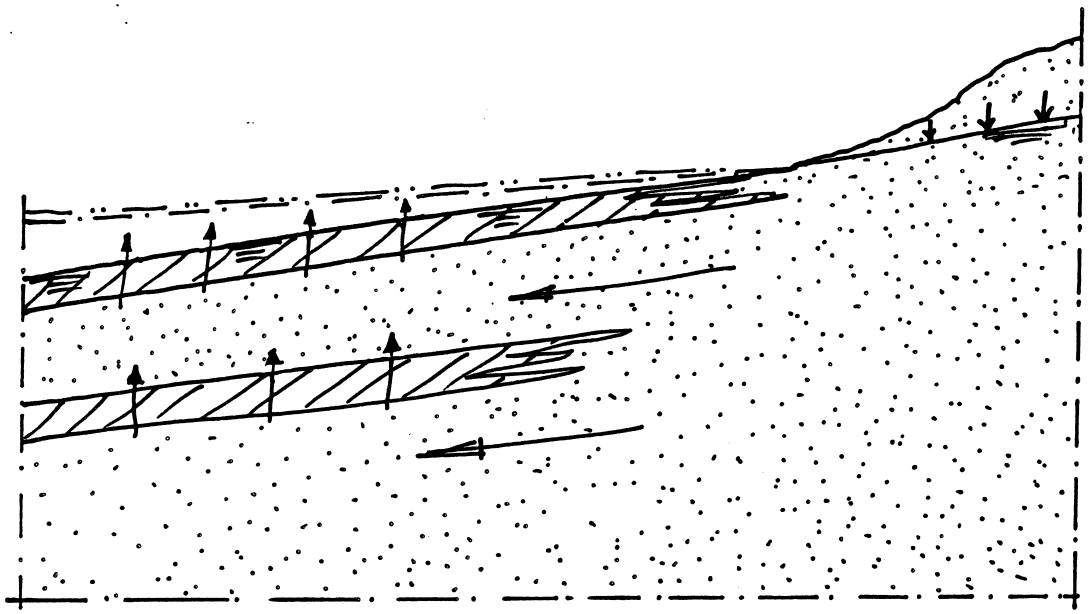


10.

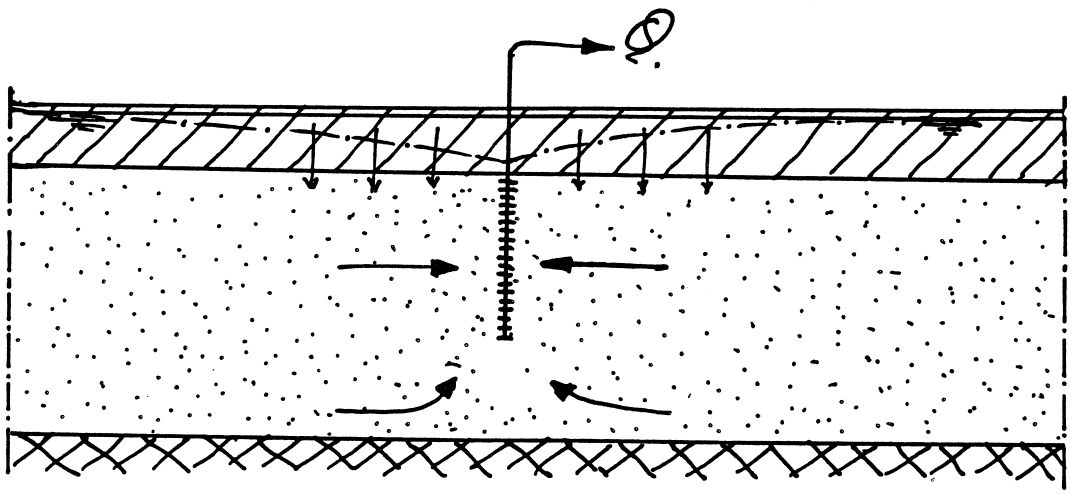


(Gedeeltelijk) afgesloten grondwater

11.

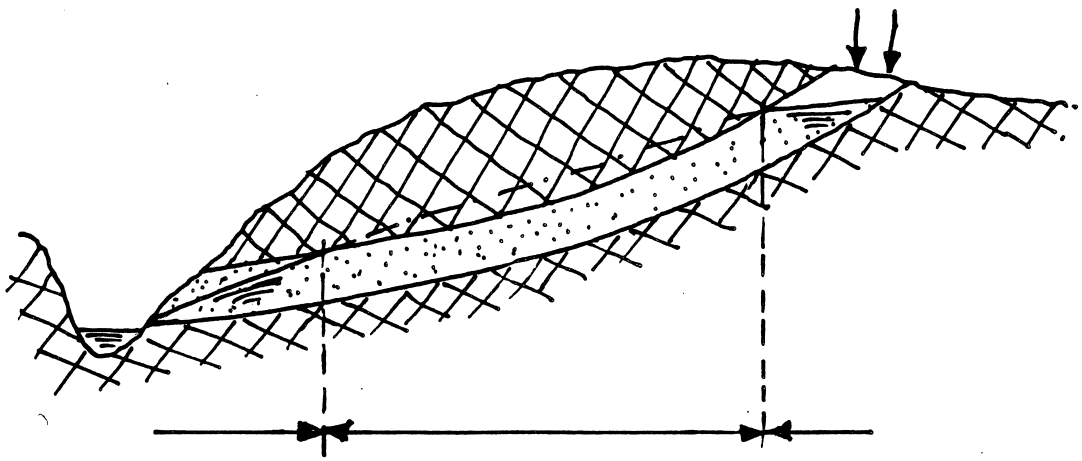


12.



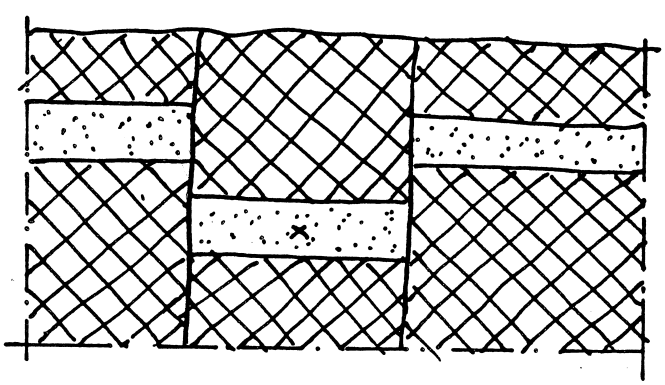
Overgang tussen freatisch en afgesloten grondwater

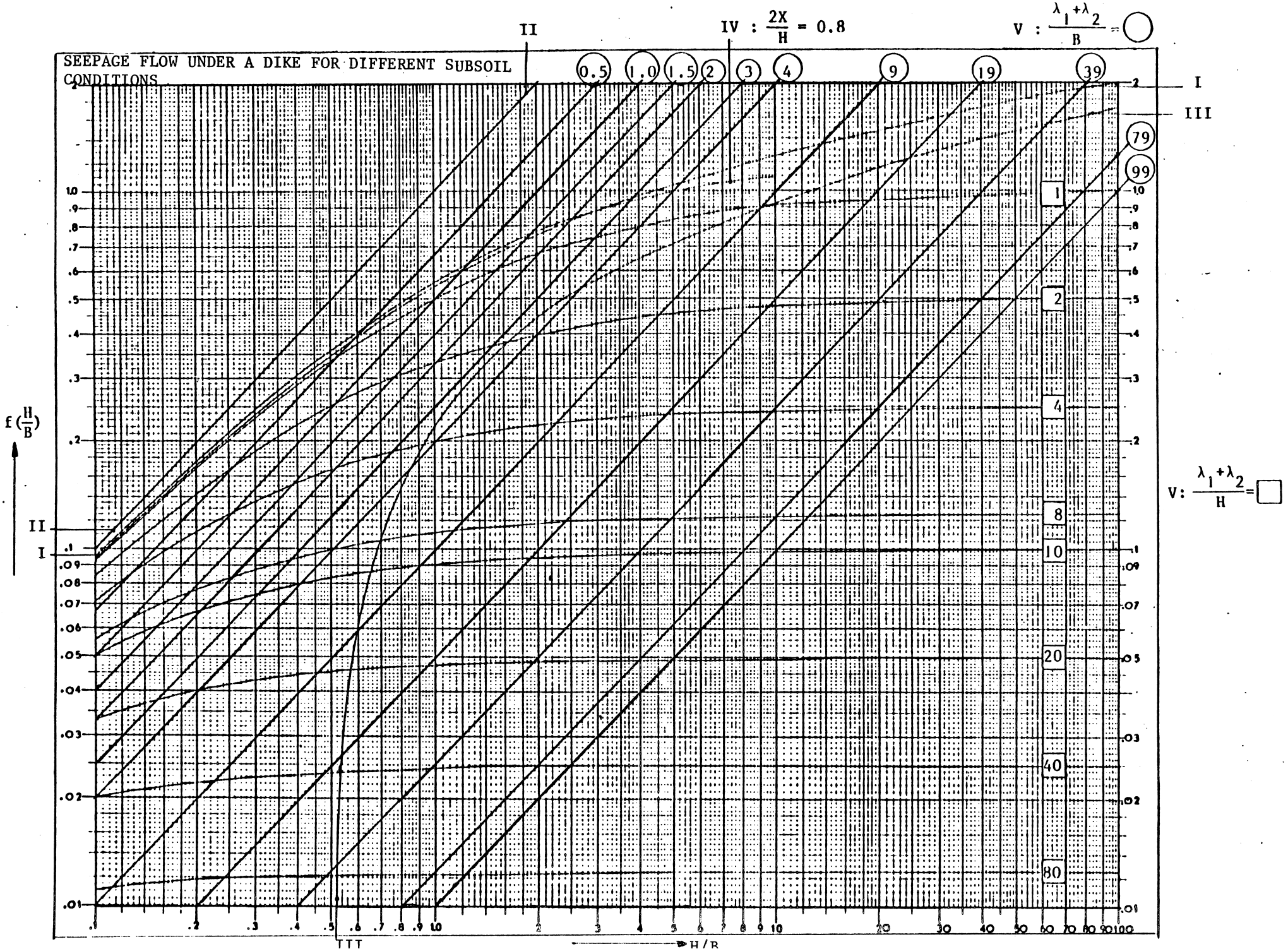
13.



Fossiel grondwater

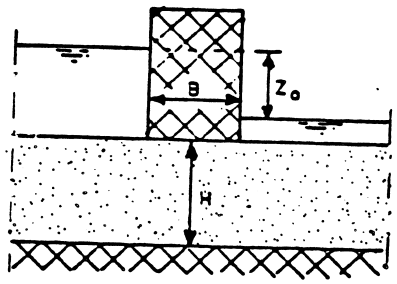
14.




SEEPAGE FLOW UNDER A DIKE FOR DIFFERENT SUBSOIL CONDITIONS
II
IV : 2X/H = 0.8
V : (λ1+λ2)/B = ○
0.5
1.0
1.5
2
3
4
9
19
39
I
III
79
99
1
2
4
8
10
20
40
80
f(H/B)
II
I
V: (λ1+λ2)/H = □
III
H/B

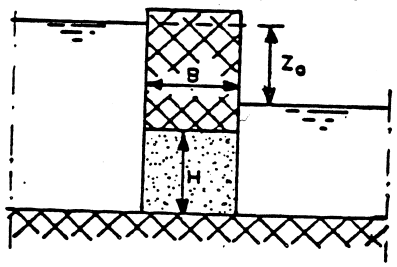
SEEPAGE FLOW UNDER A DIKE FOR DIFFERENT SUBSOIL CONDITIONS

I



$$q = k\, Z_o\, f\left(\frac{H}{B}\right)$$

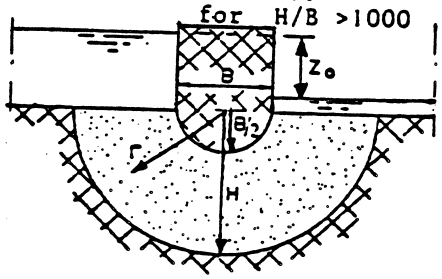
II Upper limit, good approximation for H/B <0.1



$$v = k\,\frac{Z_o}{B}$$

$$q = k\, Z_o \frac{H}{B}$$

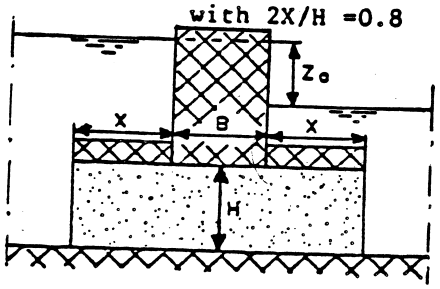
III Lower limit, good approximation for H/B >1000



$$v_r = k\,\frac{Z_o}{\pi r}$$

$$q = k\, Z_o \left\{ 0.732 \log 2 \left(\frac{H}{B}\right)\right\}$$

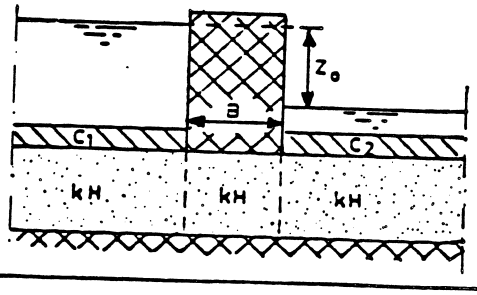
IV Good approximation for H/B <5 with 2X/H =0.8



$$v = k\,\frac{Z_o}{B + 2X}$$

$$q = k\, Z_o \frac{\frac{H}{B}}{1 + \frac{2X}{B}} = k Z_o \frac{\frac{H}{B}}{1 + \frac{H}{B}\cdot\frac{2X}{H}}$$

V Semi confined



$$v = k\,\frac{Z_o}{\lambda_1 + B + \lambda_2}$$

$$q = k\, Z_o\, \frac{\frac{H}{B}}{1 + \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{B}} = k Z_o\, \frac{\frac{H}{B}}{1 + \frac{H}{B}\cdot\frac{\lambda_1 + \lambda_2}{H}}$$

Kwel in een polder door een weinig doorlatende laag, waarin een meer doorlatend deel aanwezig is.

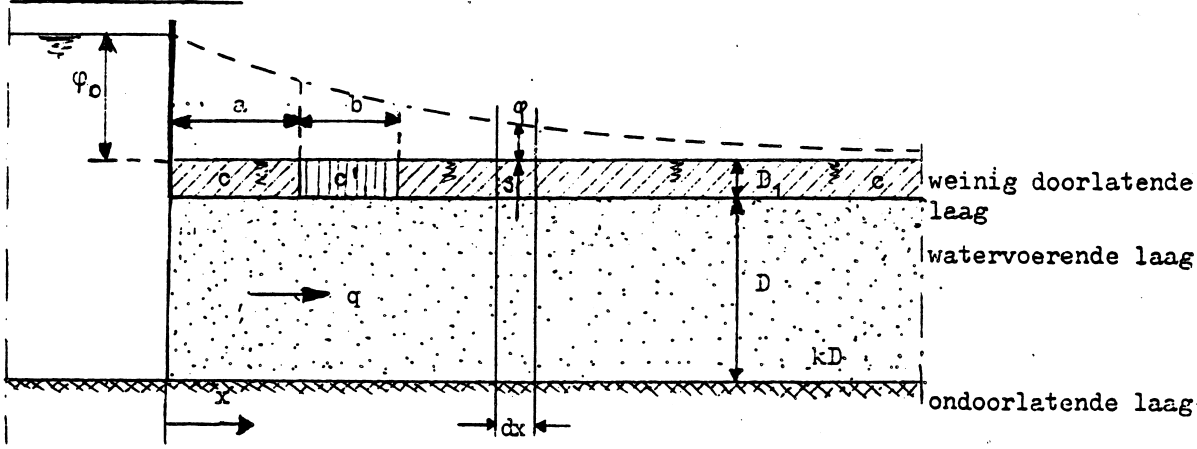


Fig. 1

ϕ = stijghoogte van het diepe grondwater t.o.v. het polderpeil [L]

s = kwel $[LT^{-1}]$

q = debiet door watervoerende laag $[L^2T^{-1}]$

c = hydraulische weerstand [T] = D_1/k'

D_1 = laagdikte weinig doorlatende laag [L]

k' = vertikale doorlatendheid $[LT^{-1}]$

kD = doorlaatvermogen $[L^2T^{-1}]$

k = horizontale doorlatendheid $[LT^{-1}]$

D = laagdikte watervoerende laag [L]

De kwel in een polder is geschematiseerd zoals in fig. 1 is getekend.

Aangenomen is:
1e) De polderdijk is ondoorlatend.
2e) De stroming door de watervoerende laag is horizontaal.
3e) De stroming door de weinig doorlatende laag is vertikaal.
4e) Het kwelwater wordt direkt afgevoerd.

In de weinig doorlatende afsluitende laag in de polder is een deel over afstand b meer doorlatend: c'< c.

Gevraagd wordt: Bereken het verloop, met toenemende afstand x tot de dijk, van:
de stijghoogte ϕ
de kwel s en
het debiet q.

Oplossing

Horizontaal q = v.D (bewegingsvergelijking)

$$v = - k\ i = - k \frac{d\phi}{dx}$$

dus:

$$q = - k\ D \frac{d\phi}{dx} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

<u>Vertikaal</u> $s = k' \frac{\phi}{D_1}$ (bewegingsvergelijking)

$$c = \frac{D_1}{k'} \text{ dus } s = \frac{\phi}{c} \quad \ldots\ldots(2)$$

<u>Continuïteitsvoorwaarde</u> $s\, d x = - d q$ ....(3)

Hieruit volgen 3 vergelijkingen met drie onbekenden ϕ, s en q.

Uit (1) volgt: $\frac{dq}{dx} = - k D \frac{d^2\phi}{dx^2}$; (3) geeft: $s = - \frac{dq}{dx}$

Dit combineren: $s = k D \frac{d^2\phi}{dx^2}$ ....(4)

(2) in (4): $\frac{\phi}{c} = k D \frac{d^2\phi}{dx^2}$ dus $\phi = c k D \frac{d^2\phi}{dx^2}$

Stel $\sqrt{c k D} = \lambda$ invullen: $\frac{\phi}{\lambda^2} = \frac{d^2\phi}{dx^2}$

Hieruit volgt: $\frac{d^2\phi}{dx^2} - \frac{\phi}{\lambda^2} = 0$

Algemene oplossing: $\boxed{\phi = c_1 e^{-x/\lambda} + c_2 e^{x/\lambda}}$ ....(5)

<u>Het continue geval</u> (b = 0); continue weinig doorlatende laag.

Randvoorwaarden: $x = 0 \quad \phi = \phi_o$, dus $\phi_o = c_1 + c_2$

$x = \infty \quad \phi = 0$, dus $0 = c_1 \cdot 0 + c_2 \cdot \infty$

Hieruit volgt: $c_2 = 0$ en $c_1 = \phi_o$

(5) wordt nu: **stijghoogte** $\phi = \phi_o\, e^{-x/\lambda}$

(2) geeft : kwel $s = \frac{\phi_o}{c} e^{-x/\lambda}$

(1) geeft : debiet $q = - k D \frac{d\phi}{dx}$, dus $q = \frac{kD\phi_o}{\lambda} e^{-x/\lambda}$

Het discontinue geval (b ≠ 0)

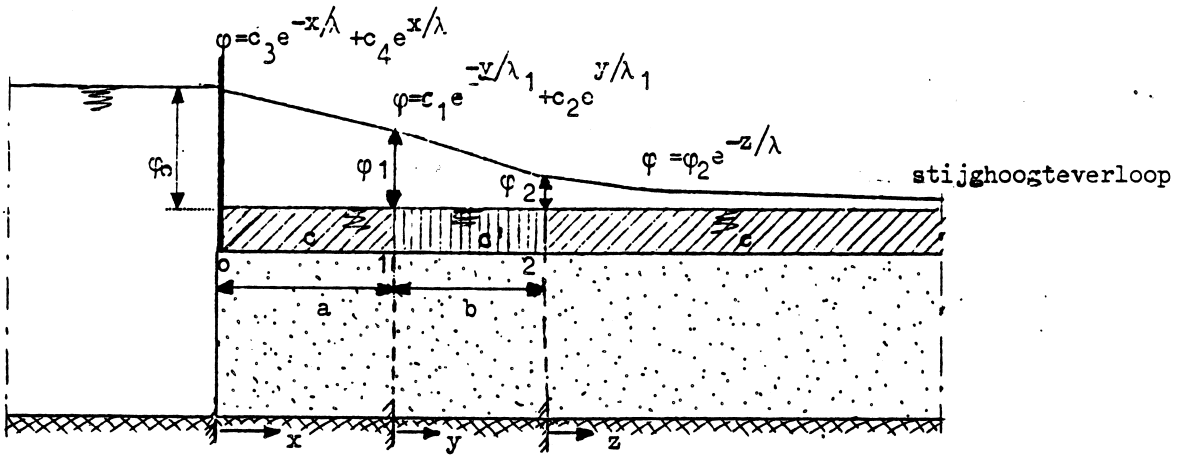


Fig. 2

Over z geldt (rechtse, continue deel): $\phi = \phi_2 e^{-z/\lambda}$

Over y(b) geldt $\phi = c_1 e^{-y/\lambda'} + c_2 e^{y/\lambda'}$ $(\lambda' = \sqrt{c'kD})$

Over x(a) geldt $\phi = c_3 e^{-x/\lambda} + c_4 e^{x/\lambda}$

s en q zijn m.b.v. (2) en (1) direkt af te leiden.
M.b.v. de randvoorwaarden vinden wij uiteindelijk 5 vergelijkingen, waaruit c_1, c_2, c_3, c_4 en ϕ_2 zijn op te lossen.

T.p.v. doorsnede 2: $\phi_{\text{links 2}} = \phi_{\text{rechts 2}}$ $(= \phi_2)$ en $q_{\text{links 2}} = q_{\text{rechts 2}}$

T.p.v. doorsnede 1: $\phi_{\text{links 1}} = \phi_{\text{rechts 1}}$ en $q_{\text{links 1}} = q_{\text{rechts 1}}$

T.p.v. doorsnede 0: $\phi_{\text{links 0}}$ $(=\phi_0) = \phi_{\text{rechts 0}}$

Een snellere en elegantere methode is echter van rechts naar links werkend, steeds de randvoorwaarden gebruikend, de konstanten c_1 t/m c_4 in ϕ_2 uit te drukken en ϕ_2 op te lossen uit de vergelijking ϕ_{links} $(= \phi_o) = \phi_{\text{rechts 0}}$.

T.p.v. doorsnede 2

$\phi_{12} = \phi_{r2}$ dus $c_1 e^{-b/\lambda'} + c_2 e^{b/\lambda'} = \phi_2$

ook $q_{12} = q_{r2}$ dus $\frac{kD}{\lambda'}(c_1 e^{-b/\lambda'} - c_2 e^{b/\lambda'}) = \frac{kD\phi_2}{\lambda}$

hieruit volgt: $c_1 = \frac{1}{2}\ \phi_2(1 + \frac{\lambda'}{\lambda})\ e^{b/\lambda'}$ .....(6)

$c_2 = \frac{1}{2}\ \phi_2(1 - \frac{\lambda'}{\lambda})\ e^{-b/\lambda'}$ .....(7)

T.p.v. doorsnede 1

$\phi_{11} = \phi_{r1}$ dus $c_3 e^{-a/\lambda} + c_4 e^{a/\lambda} = c_1 + c_2$

$q_{11} = q_{r1}$ dus $\frac{kD}{\lambda}(c_3 e^{-a/\lambda} - c_4 e^{a/\lambda}) = \frac{kD}{\lambda'}(c_1 - c_2)$

hieruit volgt: $c_3 = \frac{1}{4}\ \phi_2\ Q\ e^{a/\lambda}$ .....(8)

waarin $Q = \left\{2 + (\frac{\lambda'}{\lambda} + \frac{\lambda}{\lambda'})\right\} e^{b/\lambda'} + \left\{2 - (\frac{\lambda'}{\lambda} + \frac{\lambda}{\lambda'})\right\} e^{-b/\lambda'}$

$c_4 = \frac{1}{4}\ \phi_2\ R\ e^{-a/\lambda}$ .....(9)

waarin $R = (\frac{\lambda'}{\lambda} - \frac{\lambda}{\lambda'})\ e^{b/\lambda'} - (\frac{\lambda'}{\lambda} - \frac{\lambda}{\lambda'})\ e^{-b/\lambda'}$

T.p.v. doorsnede 0

$\phi_{1o} = \phi_{ro}$ dus $\phi_o = c_3 + c_4$

c_3 en c_4 invullen geeft: $\phi_o = \frac{1}{4}\ \phi_2\ (e^{a/\lambda}.\ Q + e^{-a/\lambda} R)$

Stel $(e^{a/\lambda}\ Q + e^{-a/\lambda}\ R) = S$

dan: $\phi_2 = \frac{4\phi_o}{S}$

Dit ingevuld in (6) t/m (9) geeft:

$c_1 = \frac{2}{S}(1 + \frac{\lambda'}{\lambda})\ .\ e^{b/\lambda'}\ .\ \phi_o$ $\qquad$ $c_2 = \frac{2}{S}(1 - \frac{\lambda'}{\lambda})\ e^{-b/\lambda'}\ -\phi_o$

$c_3 = \frac{1}{S}\ .\ Q\ .\ e^{a/\lambda}\ .\ \phi_o$ $\qquad$ $c_4 = \frac{1}{S}\ .\ R\ .\ e^{-a/\lambda}\ .\ \phi_o$

Een goede kontrole op het berekenen van de konstanten vormt de voorwaarde dat t.p.v. doorsnede 1 en 2 de afgeleiden van ϕ naar x (resp. y,z) links en rechts gelijk moeten zijn.

Voorbeeld: $\phi_o = 5$ m c = 1000 dagen

b = 100 m c' = 100 dagen

kD = 1000 m^2/etm., dus: $\lambda = \sqrt{ckD} = 1000$ en

$\lambda' = \sqrt{c'kD} = 316{,}2$ m

Na enig rekenwerk vinden wij:

$$c_1 = \frac{18{,}03}{S} \qquad c_2 = \frac{4{,}98}{S}$$

$$c_3 = \frac{1}{S}\left(32{,}1 \cdot e^{a/1000}\right) \qquad c_4 = -\frac{1}{S}\left(9{,}14\, e^{-a/1000}\right)$$

terwijl $S = 6{,}42\, e^{a/1000} - 1{,}83\, e^{-a/1000}$

Hieruit volgt:

Over afstand a $\phi = \frac{1}{S}\left(32{,}1\, e^{a/1000} \cdot e^{-x/1000} - 9{,}14\, e^{-a/1000} \cdot e^{x/1000}\right)$

Over afstand z $\phi = \frac{1}{S}\left(20 \cdot e^{-z/1000}\right)$

s en q zijn m.b.v. (2) en (1) direkt af te leiden.

In de nu volgende grafieken is het verloop van ϕ, s en q getekend voor de 4 gevallen: I b = 0 II a = 0 b = 100 m

III a = 100 m b = 100 m

IV a = 300 m b = 100 m

Waterhuishouding november 1968 B. de J.

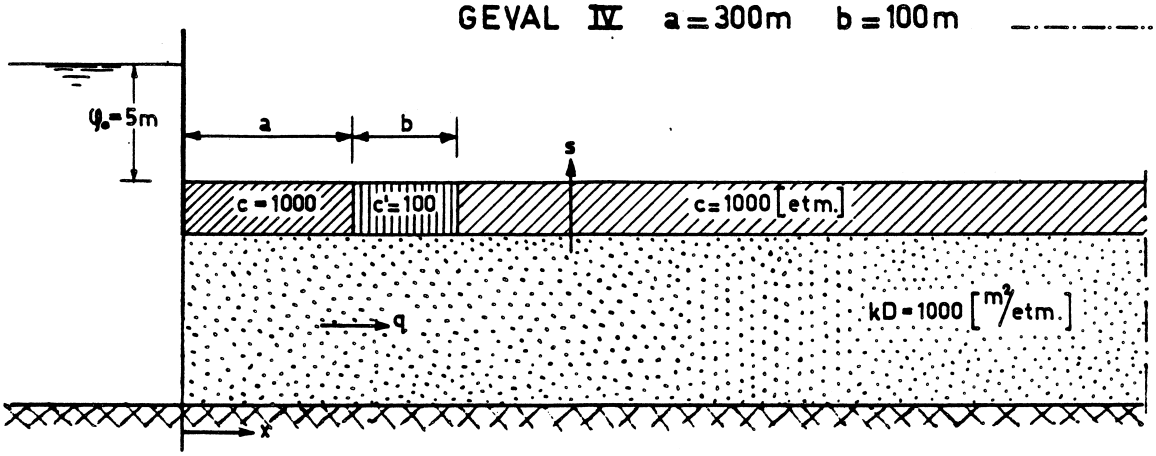
KWEL IN POLDER

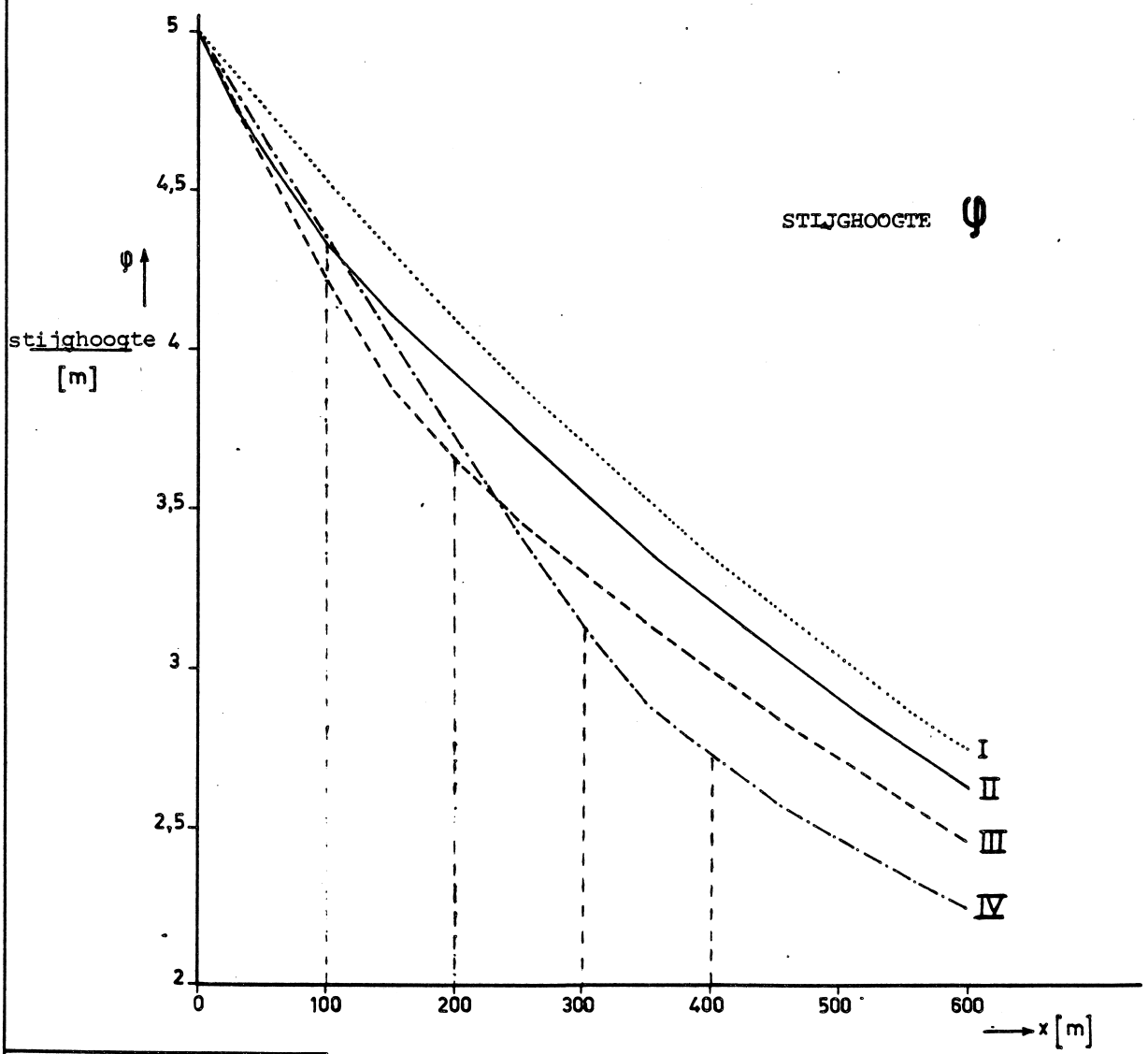
GEVAL I b = 0 .....

GEVAL II a = 0 b = 100m _____

GEVAL III a = 100m b = 100m _ _ _ _ _ _

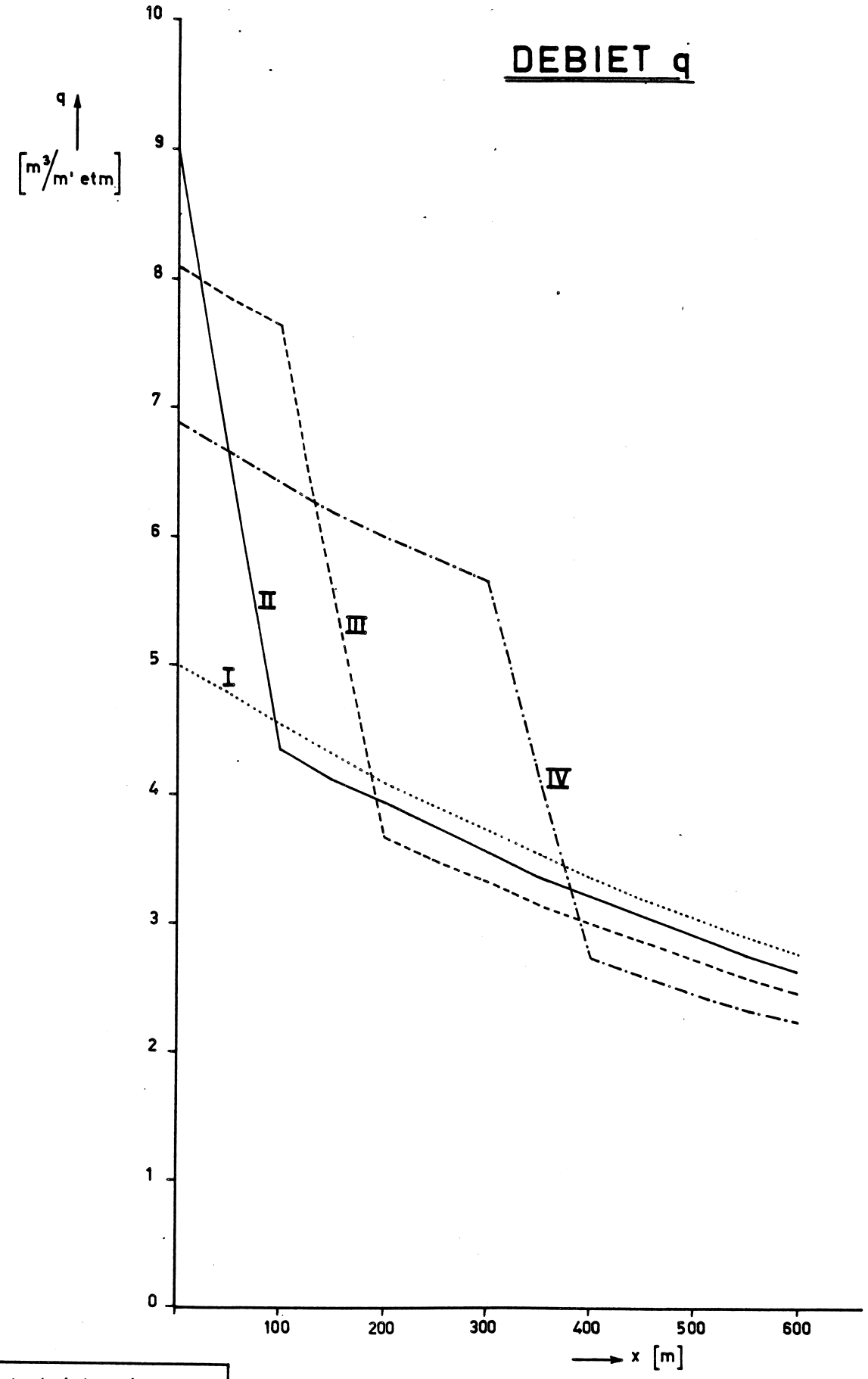
GEVAL IV a = 300m b = 100m _ . _ . _ . _



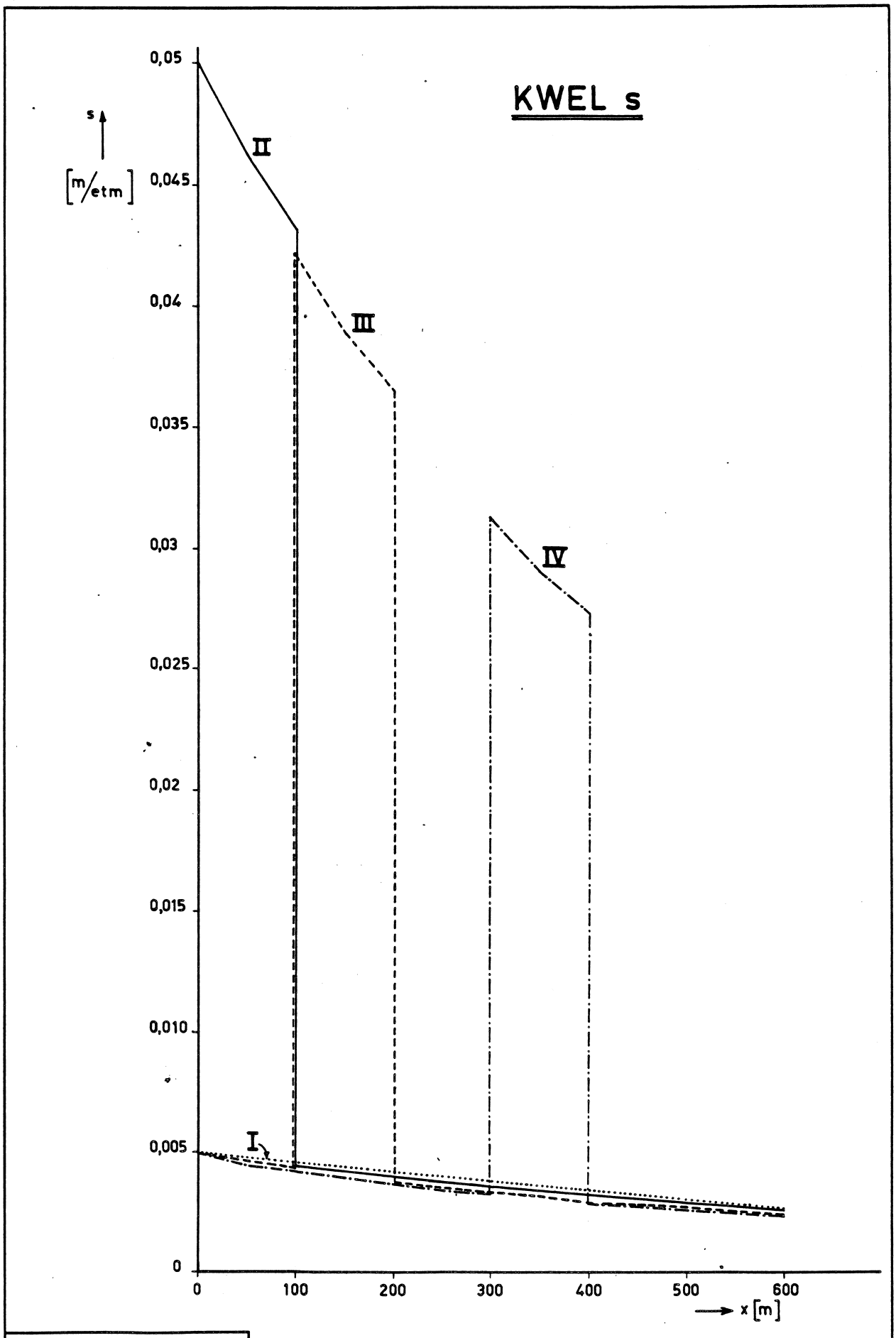


Waterhuishouding 1968

DEBIET q

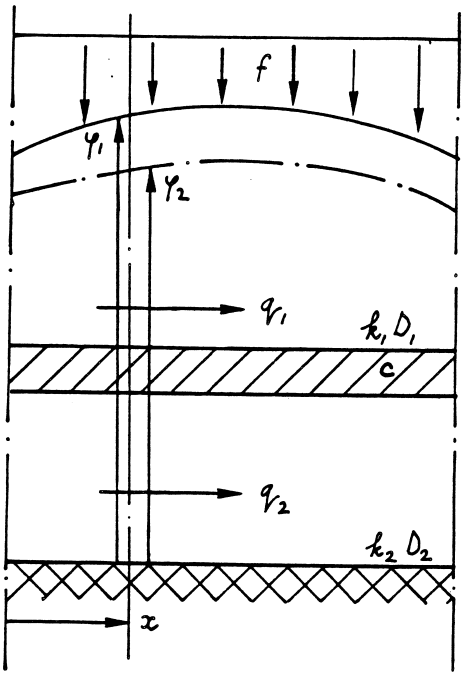


Waterhuishouding 1968



Waterhuishouding 1968

Freatisch grondwater met nuttige neerslag boven gedeeltelijk afgesloten grondwater



Vergelijkingen:

voor het freatisch grondwater (pakket 1):

$$k_1 D_1 \frac{d^2\phi_1}{dx^2} + f + \frac{\phi_2 - \phi_1}{c} = 0 \qquad (1)$$

voor het gedeeltelijk afgesloten grondwater (pakket 2):

$$k_2 D_2 \frac{d^2\phi_2}{dx^2} + \frac{\phi_1 - \phi_2}{c} = 0 \qquad (2)$$

Leidt dit zelf af met behulp van de wet van Darcy en de continuïteitsvergelijking voor beide pakketten.

Oplossingen:

voor pakket 1:

$$\phi_1 = C_1 e^{x/w} + C_2 e^{-x/w} - \tfrac{1}{2} \frac{f}{k_1 D_1 + k_2 D_2} x^2 + C_3 x + C_4 \qquad (3)$$

voor pakket 2:

$$\phi_2 = - C_1 \frac{k_1 D_1}{k_2 D_2} e^{x/w} - C_2 \frac{k_1 D_1}{k_2 D_2} e^{-x/w} - \tfrac{1}{2} \frac{f}{k_1 D_1 + k_2 D_2} x^2 + C_3 x + C_4 - \frac{k_2 D_2 cf}{k_1 D_1 + k_2 D_2} \qquad (4)$$

waarin:

$$\frac{1}{w} = \sqrt{\frac{1}{\lambda_1^2} + \frac{1}{\lambda_2^2}} \text{ met } \lambda_1 = \sqrt{k_1 D_1 c} \text{ en } \lambda_2 = \sqrt{k_2 D_2 c}$$

Controle:

vergelijking (1):

$$k_1D_1\{C_1(\frac{1}{w})^2e^{x/w} + C_2(\frac{-1}{w})^2e^{-x/w} - \frac{f}{k_1D_1 + k_2D_2}\} + f +$$

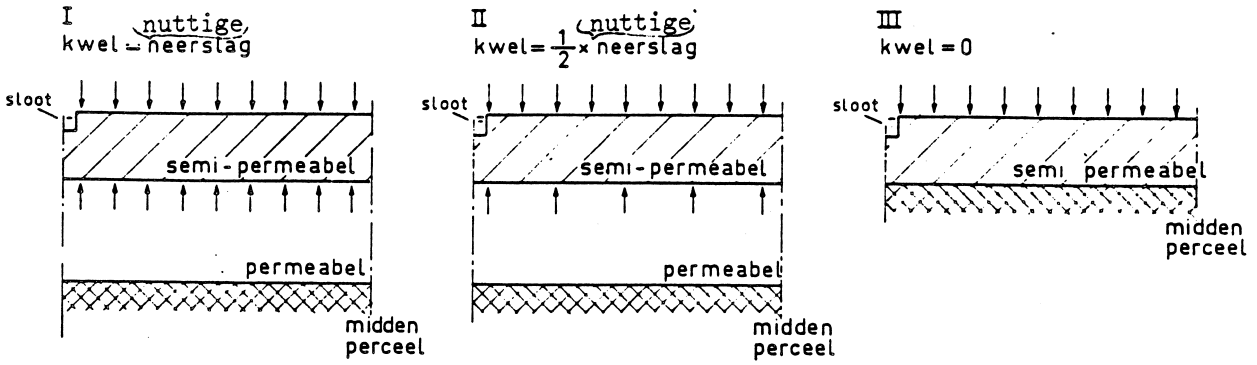
$$\frac{1}{c}\{- C_1(\frac{k_1D_1}{k_2D_2} + 1)e^{x/w} - C_2(\frac{k_1D_1}{k_2D_2} + 1)e^{-x/w} - \frac{k_2D_2cf}{k_1D_1 + k_2D_2}\} = 0 \quad \text{O.K.!} \quad (5)$$

vergelijking (2):

$$k_2D_2\{- C_1\frac{k_1D_1}{k_2D_2}(\frac{1}{w})^2e^{x/w} - C_2\frac{k_1D_1}{k_2D_2}(\frac{-1}{w})^2e^{-x/w} - \frac{f}{k_1D_1 + k_2D_2}\} +$$

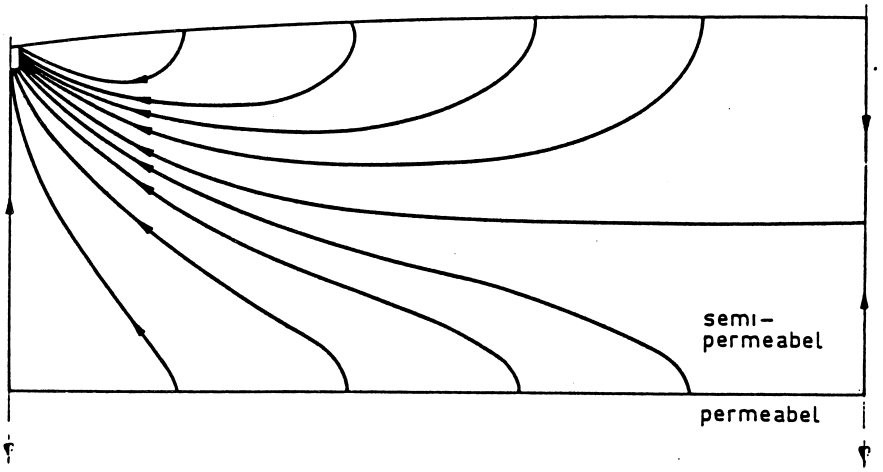
$$\frac{1}{c}\{C_1(1 + \frac{k_1D_1}{k_2D_2})e^{x/w} + C_2(1 + \frac{k_1D_1}{k_2D_2})e^{-x/w} + \frac{k_2D_2cf}{k_1D_1 + k_2D_2}\} = 0 \quad \text{O.K.!} \quad (6)$$

STROMINGSBEELDEN BIJ VERSCHILLENDE KWEL-NEERSLAG VERHOUDINGEN



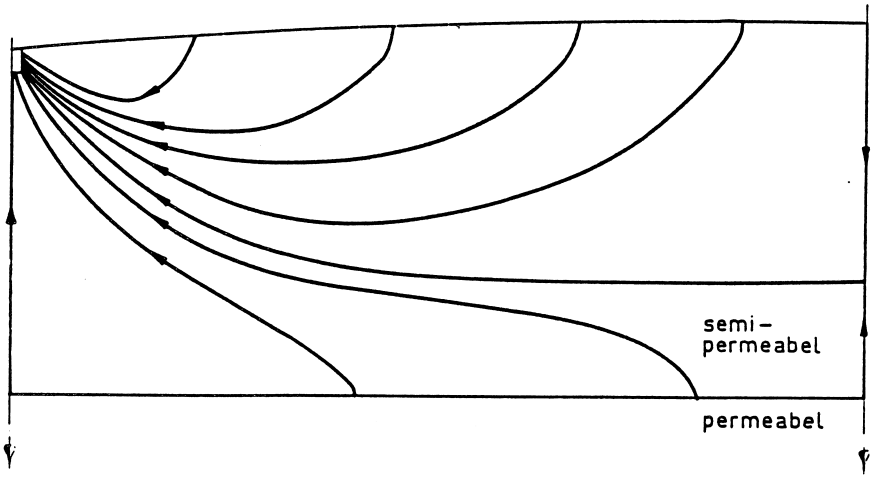
Geval I

kwel = nuttige neerslag



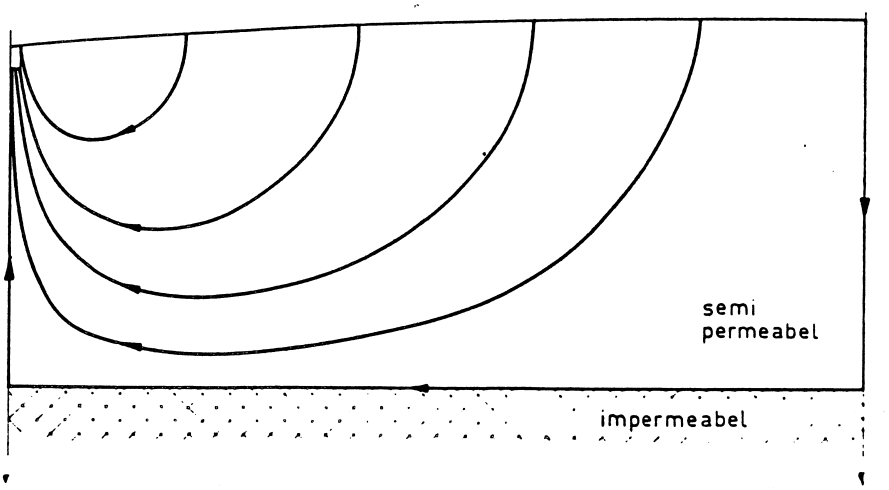
Geval II

kwel = 1/2 nuttige neerslag



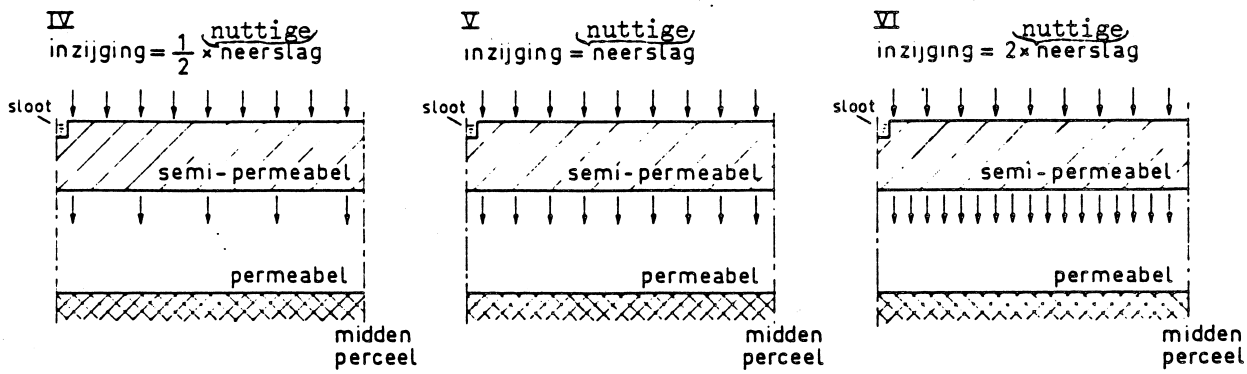
Geval III

kwel = 0



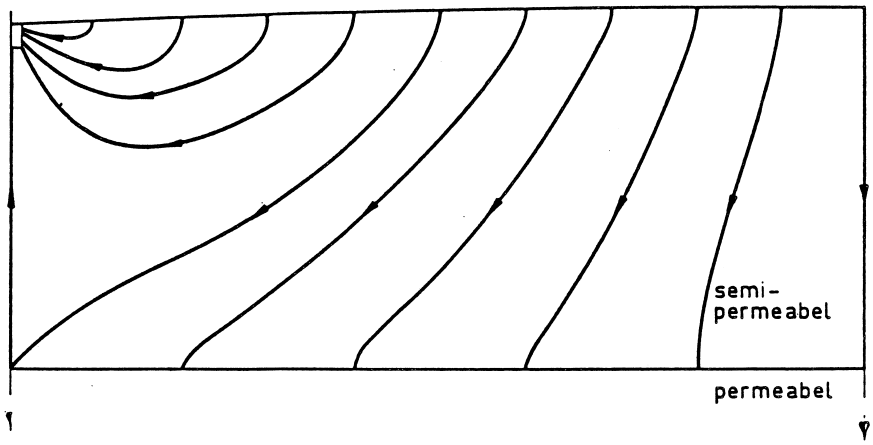
* ten minste tot hier Maandag!

STROMINGSBEELDEN BIJ VERSCHILLENDE INZIJGING-NUTTIGE NEERSLAG VERHOUDINGEN



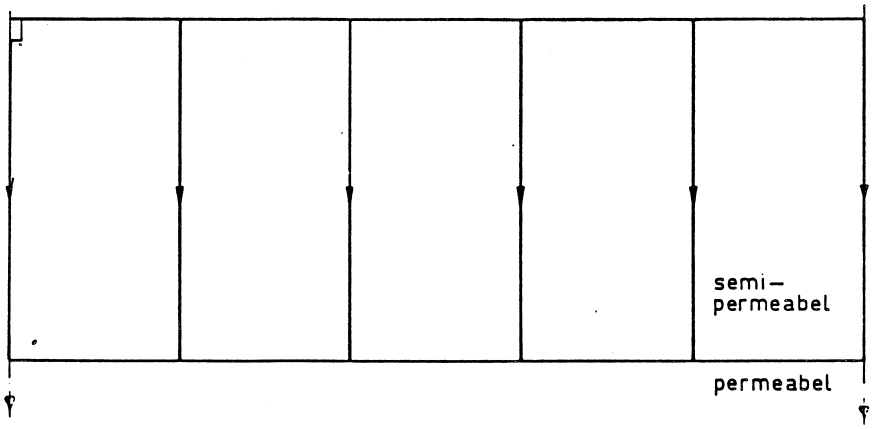
Geval IV

inzijging = 1/2 × nuttige neerslag



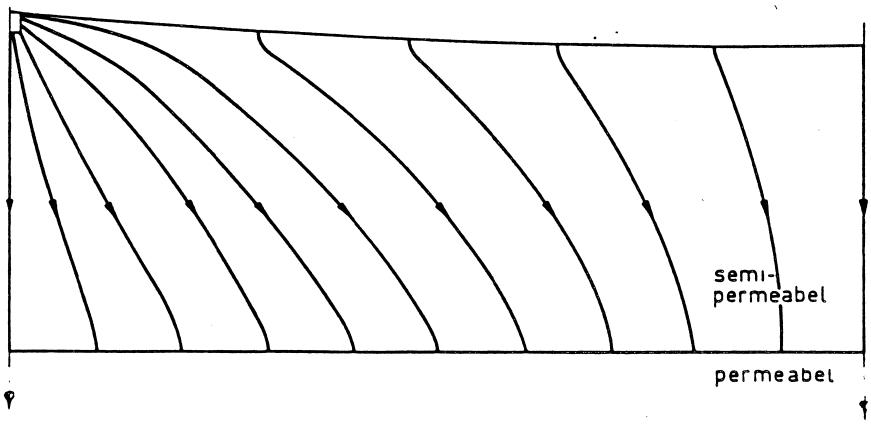
Geval V

inzijging = nuttige neerslag



Geval VI

inzijging = 2 × nuttige neerslag



A note on seepage losses from and recharge of a semi-confined aquifer

1. Definition of the problem

This note deals with the geohydrologic profile of figure 1.

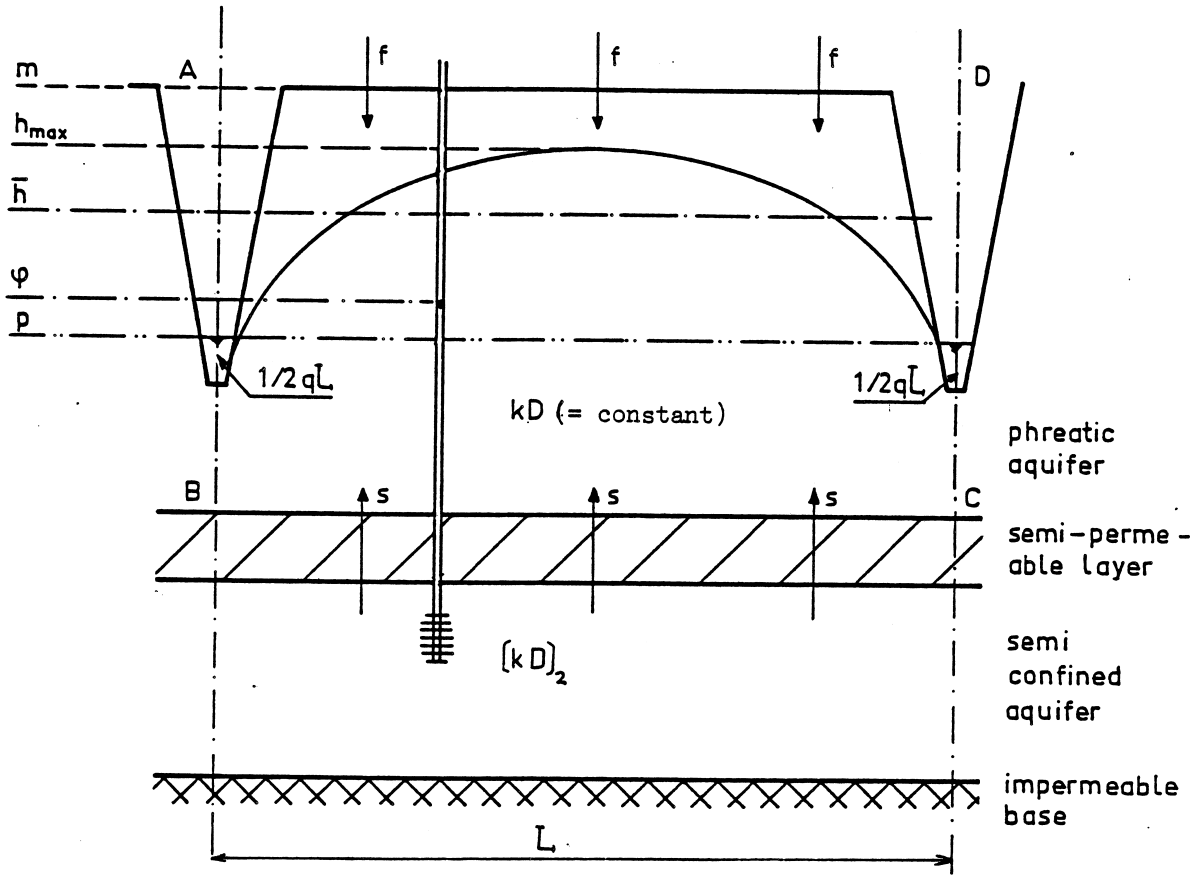


Fig. 1. Geohydrologic profile.

m = landsurface
h_{max} = highest groundwater table
$\bar{h}$ = average groundwater table
φ = piezometric level of semi-confined water
p = surface water table

} above a chosen level

The problem is to establish the relationships between the five variables φ, $\bar{h}$, f, s and q.

2. Waterbalance equation

The waterbalance of the block ABCD of figure 1 in steady state is: effective precipitation + seepage = specific discharge into surface-waters.

In symbols: $f + s = q$ (1)

f, s and q are expressed as $[L.T^{-1}]$.

A brief description of the terms f, s and q follows in the next paragraphs.

3. Effective precipitation f

The effective precipitation (= percolation minus capillary ascent) varies with the seasons. In the Netherlands percolation occurs mainly in the winterseason. During the summerseason the effective precipitation can even become negative due to capillary ascent which can occur in case of a shallow groundwater table (up to several meters depth, depending on the soil type). For simplicity the seasonal fluctuations will be neglected first; the effective precipitation will be taken invariable with time.
The magnitude of the effective precipitation depends on the depth of the groundwater table.
The deeper the groundwater table the smaller the capillary ascent induced by evapotranspiration. The effective precipitation as a function of depth of the average groundwater table below landsurface $(m - \bar{h})$ might be presented by figure 2 and the expression:

$$f = f_o \left[1 - (1 - \alpha)\, e^{-a\,(m - \bar{h})}\right] \qquad (2)$$

with: $0 \leq \alpha \leq 1$
and $0 < a$

4. Seepage s

The seepage s can be described by the expression:

$$s = \frac{\phi - \bar{h}}{c} \qquad (3)$$

where ϕ and $\bar{h}$ are as indicated in figure 1. Figure 3 gives a graphical presentation of this relationship between s and $\bar{h}$. The greater the value of c the steeper the slope of the straight line. The level $\bar{h} = \phi$, where the seepage s = 0 depends on the value of ϕ. If $\bar{h} > \phi$ there is no seepage but instead of that recharge of the semi-confined aquifer.

5. Specific discharge into surface waters q

When schematizing the block ABCD of figure 1 as shown in figure 4 the groundwater table is a parabola.

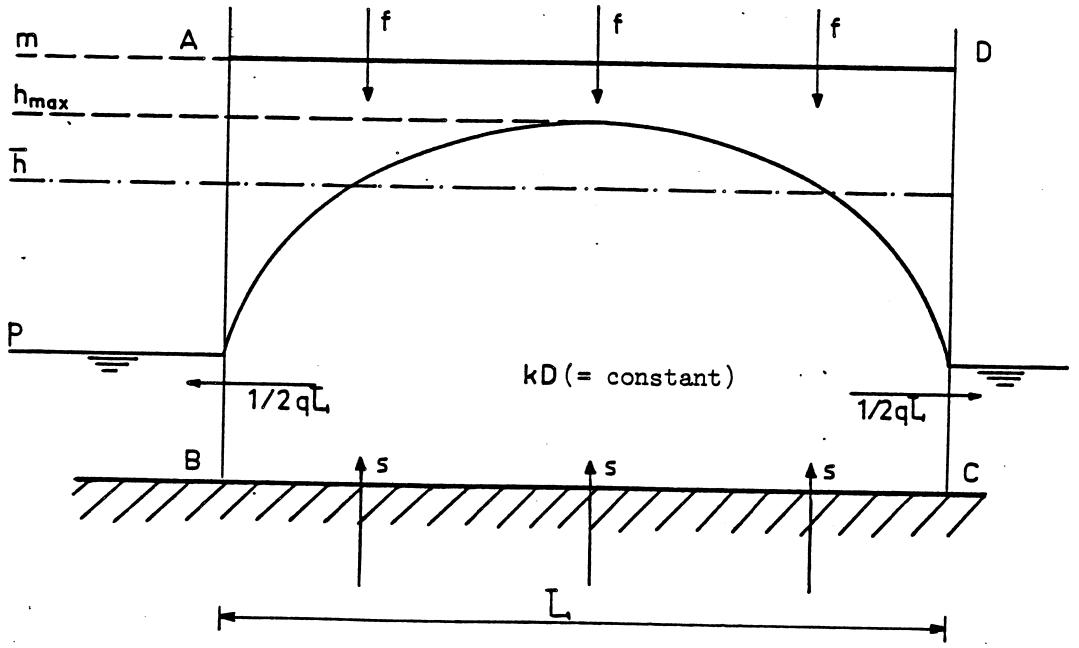


Fig. 4 Schematization of bloc ABCD of fig. 1.

Then:

$$q \cdot \tfrac{1}{2} L = kD \frac{2 (h_{max} - p)}{L/2} \qquad (4)$$

where $q = f + s$

and $h_{max} - p$ = the maximum elevation of the groundwater table above the surface water table.

For a parabola: $h_{max} - p = \frac{3}{2} (\bar{h} - p)$. (5)

From the expressions (4) and (5) one easily arrives at:

$$q = \frac{12\ kD}{L^2}(\bar{h} - p) \tag{6}$$

When putting $\frac{12\ kD}{L^2} = \frac{1}{w}$ (dimension of w = time) (7)

expression (6) turns into:

$$q = \frac{(\bar{h} - p)}{w} \tag{8}$$

w is to be considered as a hydraulic resistance, like c.
It may also comprise the radial and entrance resistance of the ditches.
Figure 5 gives a graphical presentation of the lineair relationship between q and $\bar{h}$. For negative values of q (in case $s < -f$) $\bar{h} - p$ is also negative as shown by the dotted part of the straight line.

In reality there is a limit to the infiltration capacity of the bed of a surface water course. The infiltrated water follows the picture of figure 6. Therefore, instead of the dotted part of the straight line the heavy line a has been drawn tentatively.

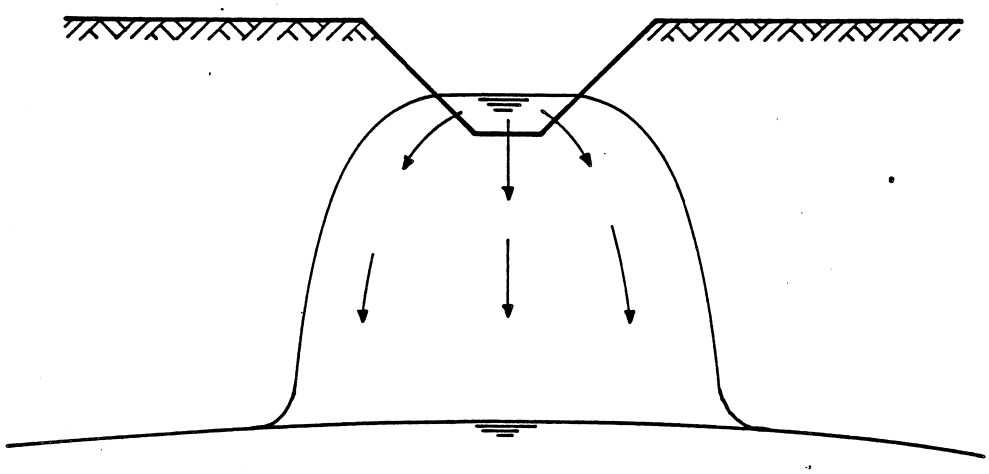


Fig. 6 Trickling down to deep groundwater table.

Even this is not always applicable. In case there is no supply of water to the surface water courses they will soon dry up and instead of the heavy line a, line b applies, corresponding to:

$$q = 0 \quad \text{for} \quad \bar{h} \leq p \tag{9}$$

For the heavy line a it is possible to propose:

$$q = -q_o \left[1 - e^{b\,(\bar{h} - p)}\right] \text{ for } h \leq p \text{ and with } b > 0 \qquad (10)$$

For $\bar{h} = p$ both the expressions (8) and (10) yield $q = 0$.
In order to have a smooth curve it is desirable that for $\bar{h} = p$ the derivatives of the expression (8) and (10) also have the same value. So:

for $\bar{h} = p$: $\quad \frac{1}{w} = q_o\, b\, e^{b\,(\bar{h} - p)}$

and thus $\quad b = \frac{1}{w\, q_o}$, $\qquad (11)$

so that expression (10) turns into:

$$q = -q_o \left[1 - e^{\frac{\bar{h} - p}{w\, q_o}}\right] \qquad (12)$$

6. Special cases

a. For polderareas with a dense network of ditches the resistance w in expression (8) is small. Then the straight line for positive values of q in figure 5 runs rather flat.
Therefore, in practical calculations and models, we often take $\bar{h} = p$.

b. In case the semi-permeable layer is replaced by an impermeable base c becomes ∞ and s becomes 0 for all values of $\bar{h}$, so that $f = q$.

c. In the absence of a semi-permeable layer it still makes sense to use this model with a semi-permeable layer with a small c-value (of say 50 or 100 days) in order to account for the resistance encountered by the vertical component of the groundwaterflow in the aquifer.

7. Practical solution of the problem

The problem can now be presented as follows:
There are five variables ϕ, $\bar{h}$, f, s and q and for each of the reaches $m \geq \bar{h} \geq p$ and $p \geq h$ we dispose of four equations as summarized in table I.

Table I

Expression in / for	Reach	
	$m \geq \bar{h} \geq p$	$\bar{h} \leq p$
water balance	$f + s = q$ (1)	$f + s = q$ (1)
f	$f=f_o[1-(1-\alpha)e^{-a(m-\bar{h})}]$ (2)	$f=f_o[1-(1-\alpha)e^{-a(m-\bar{h})}]$ (2)
s	$s = \frac{\phi - \bar{h}}{c}$ (3)	$s = \frac{\phi - \bar{h}}{c}$ (3)
q	$q = \frac{\bar{h} - p}{w}$ (8)	$q=-q_o[1-e^{\frac{\bar{h}-p}{wq_o}}]$ (12)

The symbols m, p, f_o, q_o, α, a, c and w are constants for a particular situation. When choosing the value of one of the five variables the four others can be calculated.
For the use in geo-hydrologic models it is important to know the behaviour of s as a function of $\bar{h}$ and s as a function of ϕ.

a. s as a function of $\bar{h}$

Expression (1) can also be written as

$$s = q - f \tag{13}$$

When substituting the expressions (2) for f and (8) or (12) for q one gets:

for the reach $m \geq h \geq p$

$$s = - f_o + \frac{\bar{h} - p}{w} + c_1 e^{a(\bar{h} - m)} \tag{14}$$

and for the reach $p \geq \bar{h}$

$$s = - (q_o + f_o) + c_2 e^{\frac{\bar{h} - m}{wq_o}} + c_1 e^{a(\bar{h} - m)} \tag{15}$$

where: $c_1 = f_o (1 - \alpha)$

$$c_2 = q_o e^{(\frac{m - p}{wq_o})}$$

The relationship between s and $\bar{h}$ as described by the expressions (14) and (15) is shown in figure 7.

b. s as a function of ϕ

$$\text{As} \quad s = \frac{\phi - \bar{h}}{c} \tag{3}$$

$$\text{and thus} \quad \phi = \bar{h} + sc \tag{16}$$

it is possible to label each point of figure 7 with the corresponding value of ϕ. Then the relationships of figure 7 between s and $\bar{h}$ with ϕ as a label can easily be reworked to the relationship of figure 8 between s and ϕ with $\bar{h}$ as a label. This procedure appears to be the most practical and simple one, as it seems to be impossible to derive explicit expressions for s as a function of ϕ.

The numerical values of the figures 2, 3, 5, 7 and 8 are based on the following assumed values for the geo-hydrologic data.

$m = 0$ [m]

$p = -2$ [m]

$f_o = 1 \cdot 10^{-3}$ [m/day]

$q_o = 0{,}4 \cdot 10^{-3}$ [m/day]

$\alpha = 0{,}4$

$a = 0{,}5$

$c = 1000$ days

$w = 1250$ days

$b =$ (from equation (11)) $= 2$ [m^{-1}]

When substituting these data in the expressions (14) and (15):

$$(14): \quad s = -1{,}0 * 10^{-3} + \frac{\bar{h} + 2}{1250} + 0{,}6 * 10^{-3}\, e^{0{,}5\,\bar{h}} \tag{17}$$

$$(15): \quad s = -1{,}4 * 10^{-3} + 21{,}84 * 10^{-3}\, e^{2\,\bar{h}} + 0{,}6 * 10^{-3}\, e^{0{,}5\,\bar{h}} \tag{18}$$

Table II gives the numerical results for s and q, for assumed values of $\bar{h}$ as obtained by subsequent application of the expressions (17) or (18) and (16).

It is interesting to compare the relationship between ϕ and s presented by the heavy line of figure 8 with the dotted line in the same figure, which corresponds to the commonly used expression

$$s = \frac{\phi - p}{c} \tag{19}$$

Table II

h [m]	expression	s [10^{-3} m/day]	ϕ [m] with eq (16)
0 (= m)	(17)	1.20	1.20
- 0.5		0.67	0.17
- 1.0		0.17	- 0.83
- 1.5		- 0.32	- 1.82
- 2.0	(17) (18)	- 0.78	- 2.78
- 2.5		- 1.08	- 3.58
- 3.0		- 1.21	- 4.21
- 3.5		- 1.28	- 4.78
- 4.0		- 1.31	- 5.31
- 4.5		- 1.33	- 5.83
- 5.0		- 1.35	- 6.35
- 7.5		- 1.39	- 8.89
-10.0	(18)	- 1.396	-11.39

This is acceptable only for sufficiently small values of w as only then $\bar{h}$ differs little from p. See paragraph 6 sub. a. In fact expression (19) corresponds to w = 0.

8. Final remarks

The known variable $\bar{h}$ or ϕ may come from observed field data.

Instead of choosing the value of $\bar{h}$ or ϕ it is also possible that in addition to the expressions for the waterbalance f, q and s, as shown in table I, there is a fifth equation available so that all five variables can be calculated.

This equation could describe the flow in the lower aquifer:

$$s = (kD)_2 \frac{d^2\phi}{dx^2} \qquad (20)$$

where $(kD)_2$ is the transmissibility of the lower aquifer or, in case of fresh water flowing over stagnant saline water, the fresh water part of the aquifer. The thickness of the fresh water is another unknown which is determined by the Badon Ghyben-Herzberg equation which can be added to the system of equations when applicable.

Delft, september 1978

J.C. van Dam

W.J. de Lange.

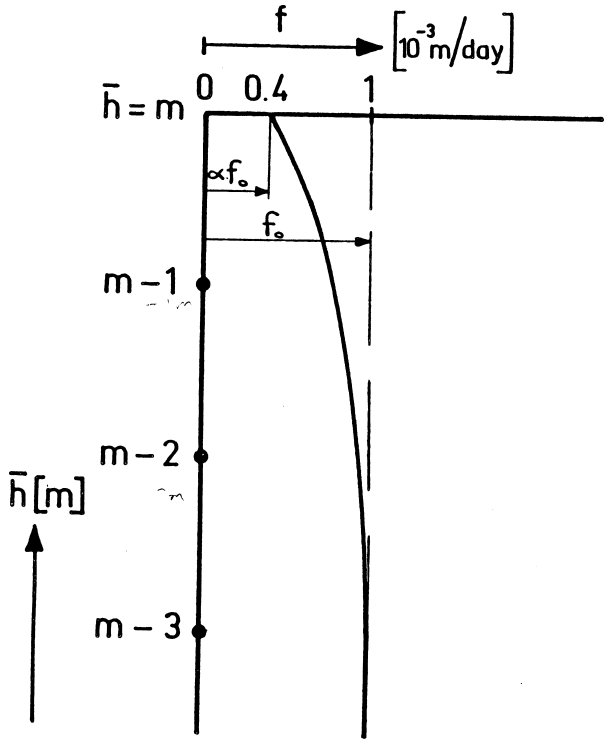


Fig. 2. Effective precipitation f as a function of the average groundwatertable $\bar{h}$

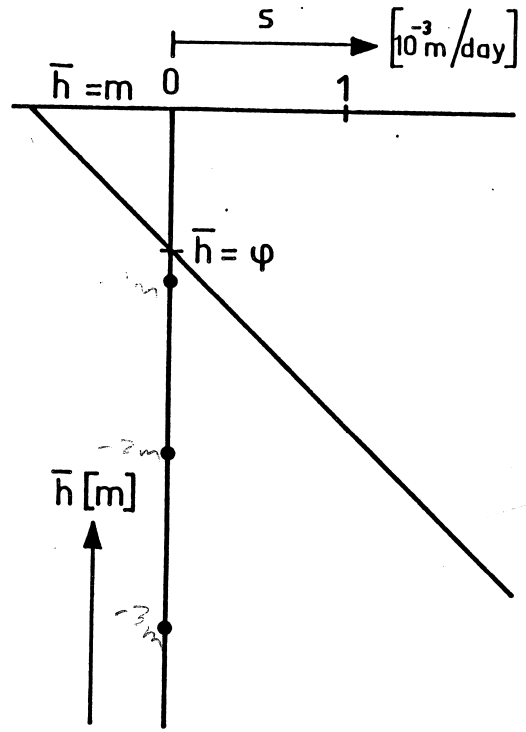


Fig. 3. Seepage s as a function of the average groundwatertable $\bar{h}$

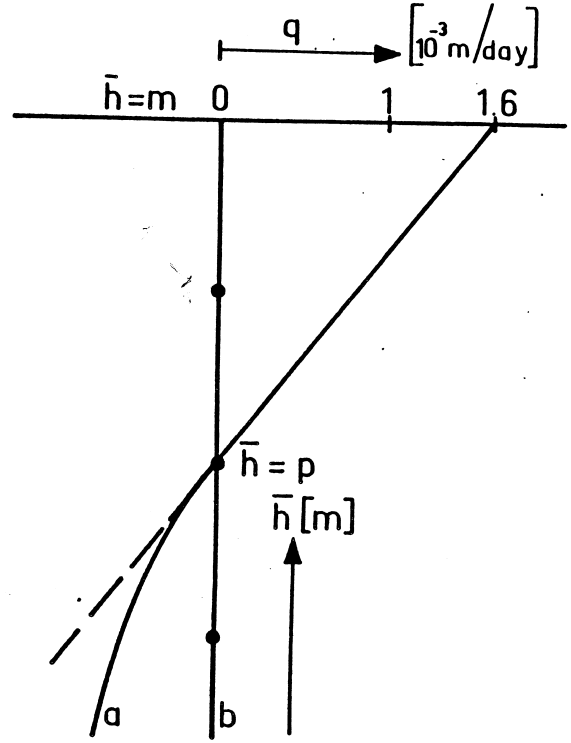


Fig. 5. Specific discharge into surface waters q as a function of the average groundwatertable $\bar{h}$

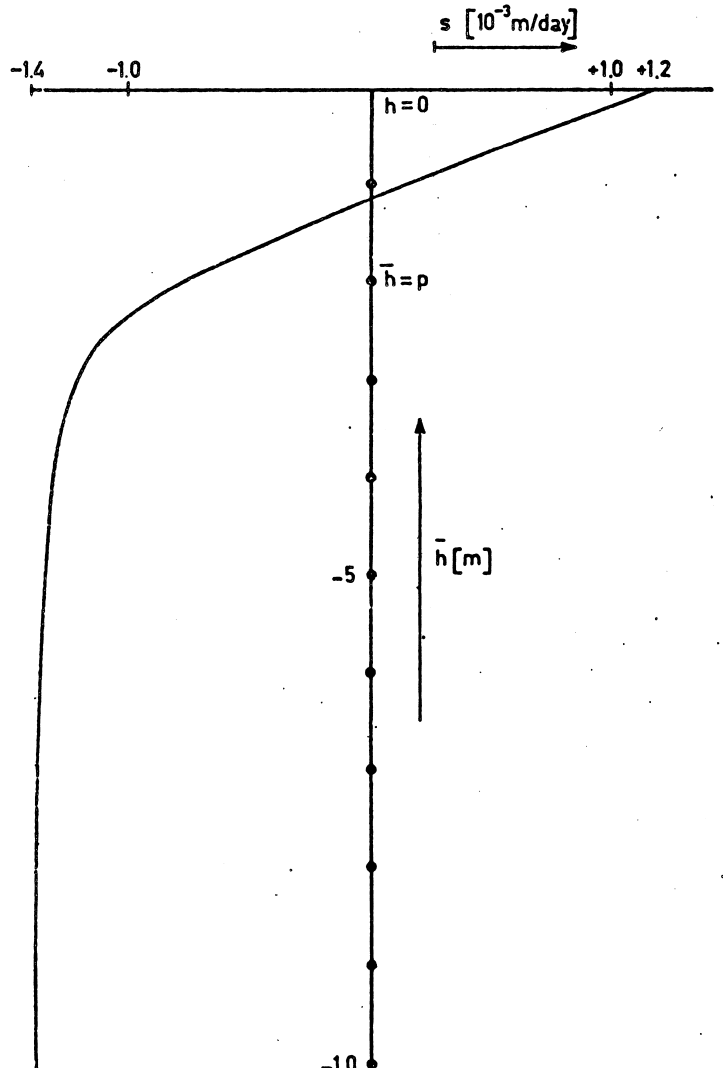


Fig. 7 Seepage as a function of $\bar{h}$.

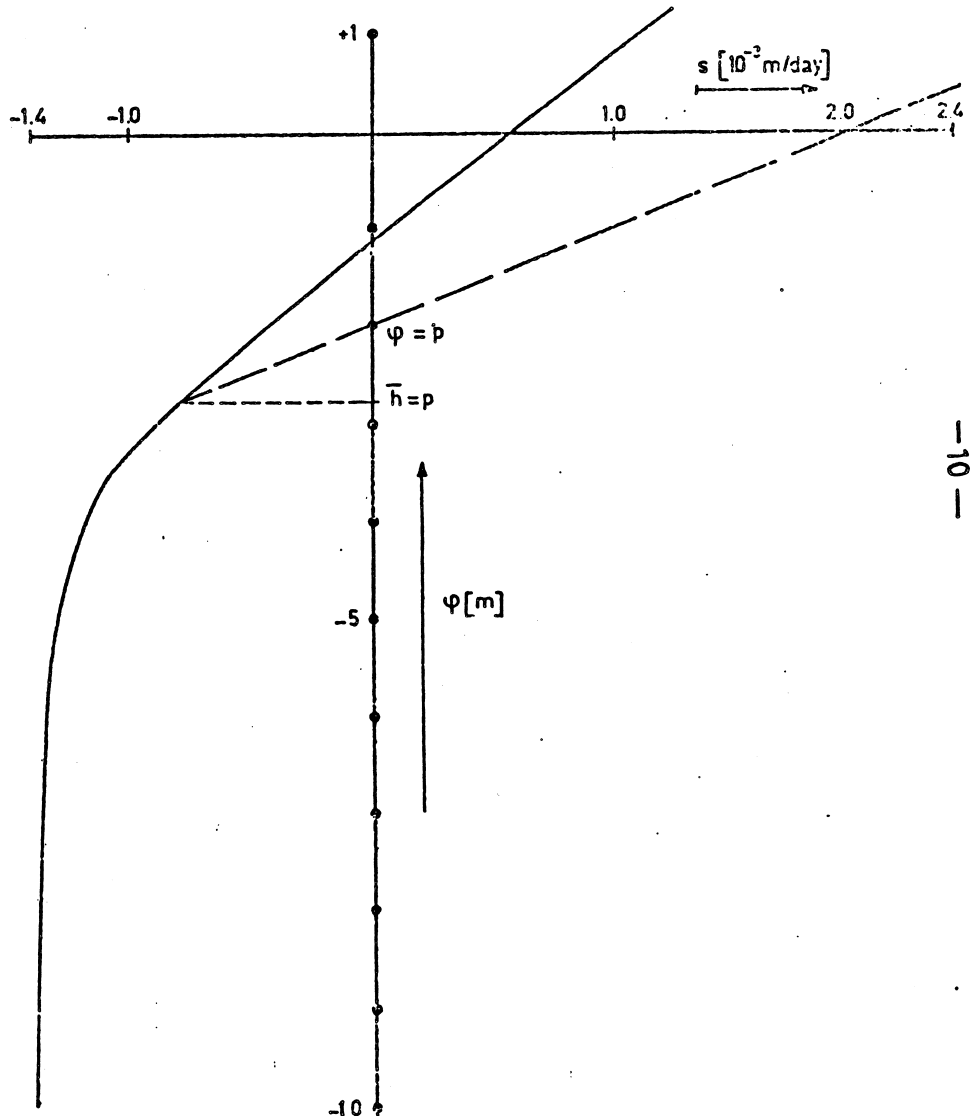
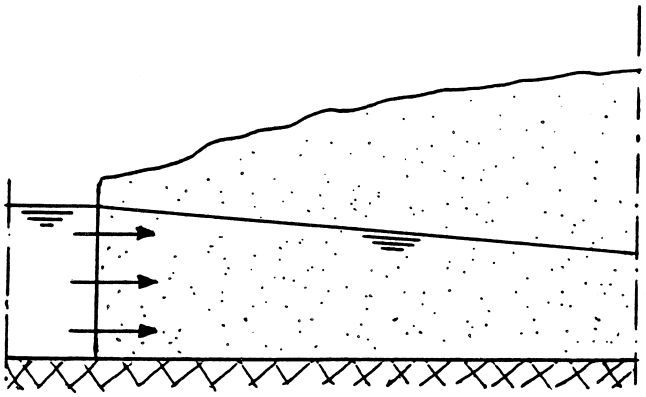


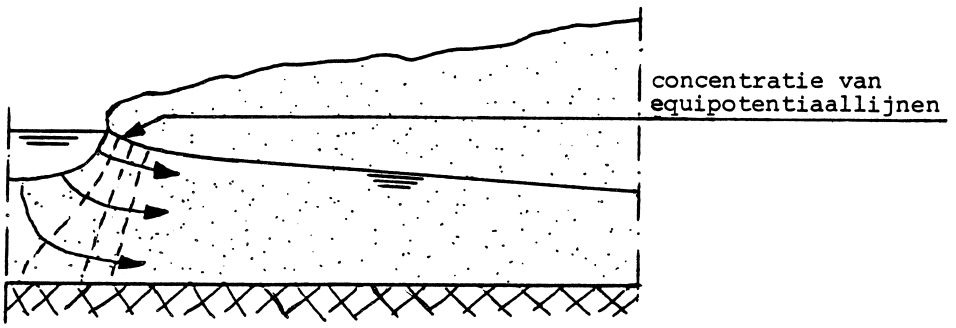
Fig. 8 Seepage as a function of φ with (—) and without (----) hydraulic resistance w.

Radiale weerstand en intreeweerstand

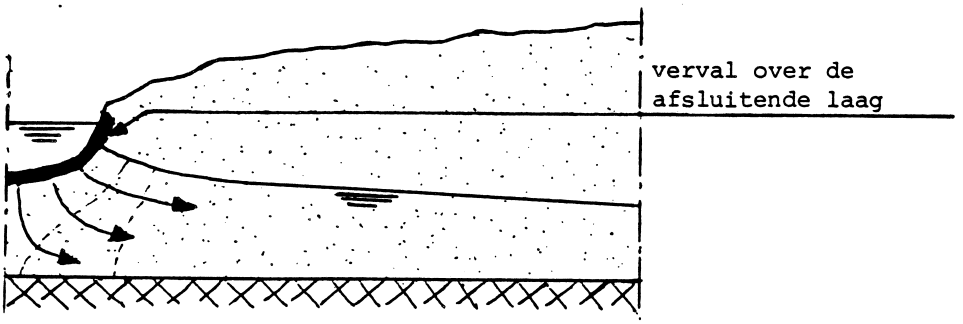
theoretisch



in werkelijkheid:
met radiale
weerstand

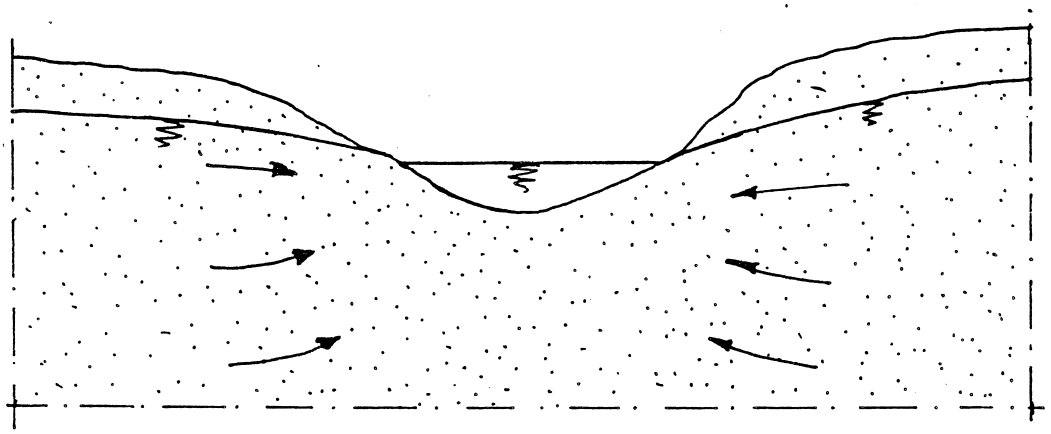


en eventueel boven-
dien intreeweer-
stand

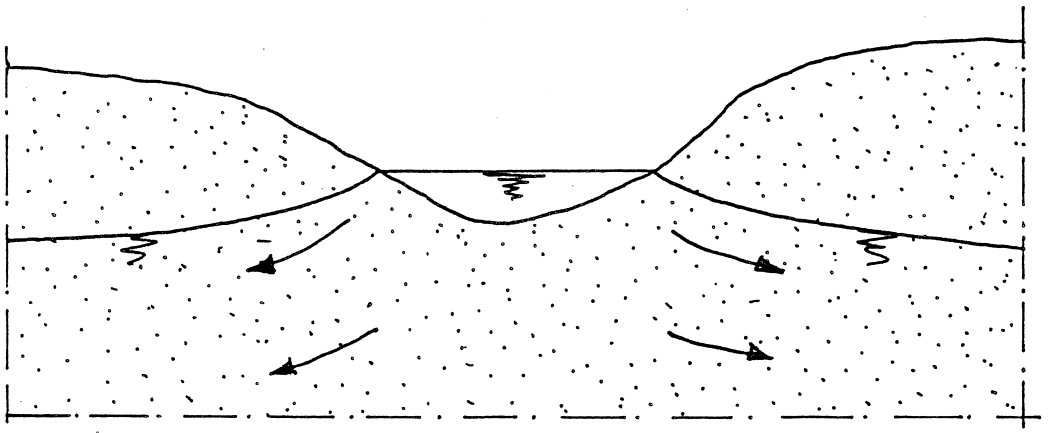


GRONDWATER IN RELATIE TOT OPPERVLAKTEWATER I

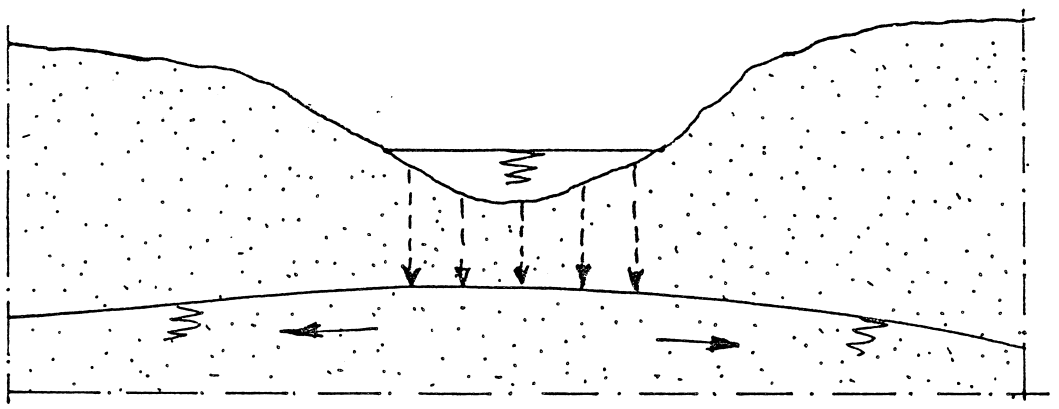
(toelichting op het college)



het grondwater voedt de rivier



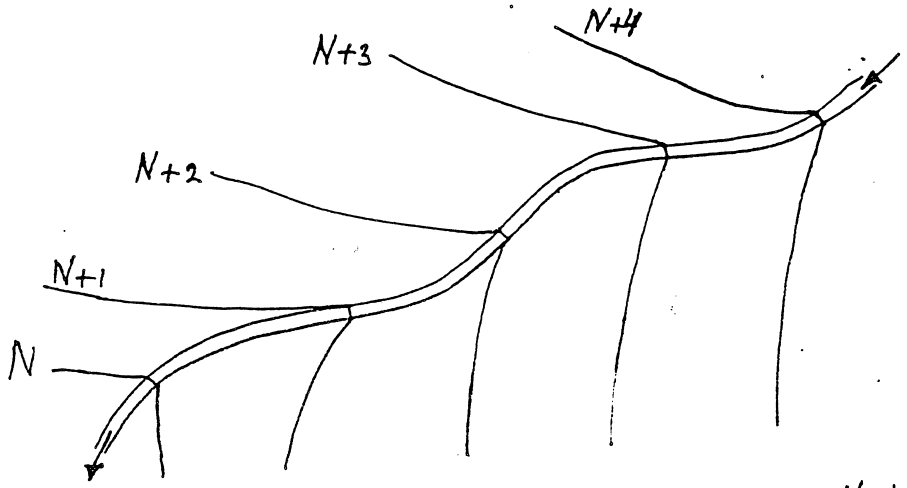
de rivier voedt het grondwater



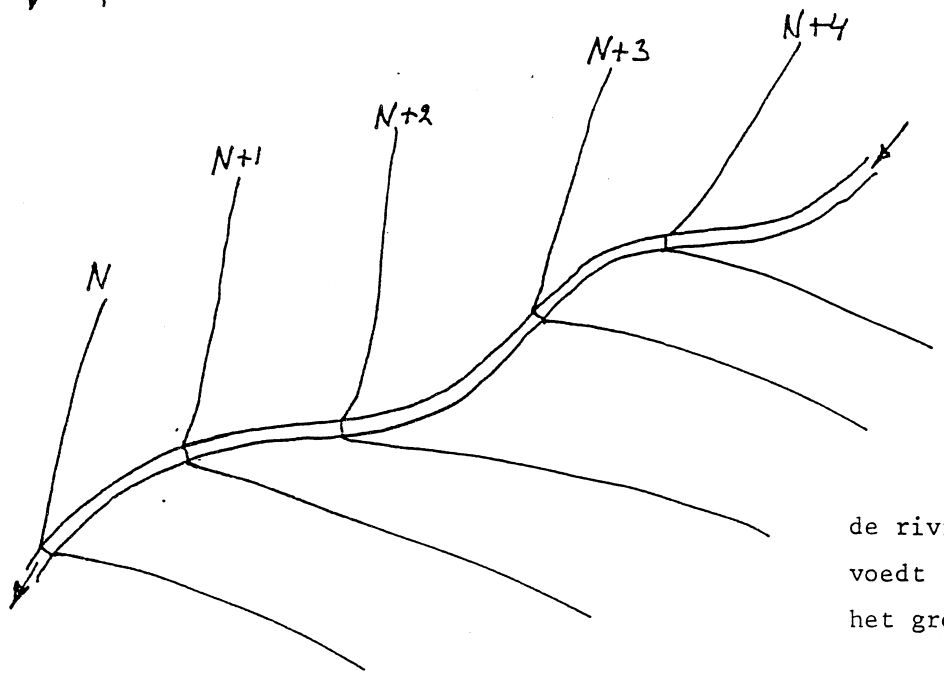
de rivier voedt het grondwater
wanneer deze water voert;
de grondwaterspiegel ligt beneden het rivierbed

GRONDWATER IN RELATIE TOT OPPERVLAKTEWATER II

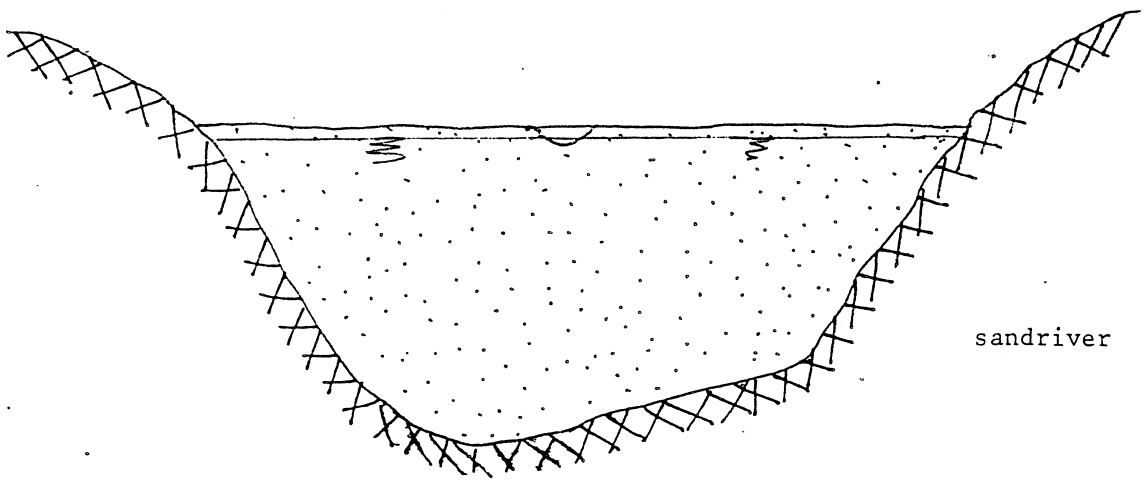
(toelichting op het college)



het grondwater
voedt
de rivier



de rivier
voedt
het grondwater



sandriver

Elastisch gedrag van (semi)-spanningsgrondwater

Uitgangspunten:

1. $\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_k + \Delta\sigma_w$ (1)

waarin $\Delta\sigma_g$ = toename grondspanning
$\Delta\sigma_k$ = toename korrelspanning
$\Delta\sigma_w$ = toename waterspanning

2. $\frac{\Delta V}{V} = \frac{-\Delta\sigma}{E}$ (2)

waarin $\frac{\Delta V}{V}$ = relatieve volume toename
E = compressiemodulus
$\Delta\sigma$ = toename van de druk

2a. 2. toegepast op water:

$$(\frac{\Delta V}{V})_w = \frac{-\Delta\sigma_w}{E_w} \quad (2a)$$

($\Delta\sigma_w$ positief → $(\frac{\Delta V}{V})_w$ negatief: er kan water bij).

2b. 2. toegepast op het korrelskelet:

$$(\frac{\Delta V}{V})_k = \frac{-\Delta\sigma_k}{E_k} \quad (2b)$$

($\Delta\sigma_k$ positief → $(\frac{\Delta V}{V})_k$ negatief: dus het porienvolume binnen het korrelskelet neemt af, dus er loopt water uit).

Enige getallen:

$E_{water} = 2 \times 10^9$ N/m^2 of lager al naar gelang er meer luchtbelletjes ingesloten zijn.

$E_{zand} = 10^7$ à 10^8 N/m^2
$E_{klei} = 10^6$ à 10^7 N/m^2
} afhankelijk van de grondsoort toenemend met de druk en dus de diepte.

3. Uit 2a. en 2b. volgt:

Uitlevering van water:

$$\frac{\Delta V}{V} = p(\frac{\Delta V}{V})_w - (\frac{\Delta V}{V})_k$$

waarin p = porositeit.

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{-p\Delta\sigma_w}{E_w} + \frac{\Delta\sigma_k}{E_k}$$

$$\boxed{\frac{\Delta V}{V} = \frac{-p\Delta\sigma_w}{E_w} + \frac{\Delta\sigma_g - \Delta\sigma_w}{E_k}} \qquad (3)$$

Toepassingen

1. Grondwaterstand h onveranderlijk, stijghoogte ϕ van het (semi)-spanningswater stijgt met $\Delta\phi$ (bv.in pompproef, $\Delta\phi$ dan negatief).

$$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_k + \Delta\sigma_w = 0$$
$$\Delta\sigma_w = \rho g\Delta\phi$$

ingevuld in 3. geeft:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{-p\rho g\Delta\phi}{E_w} - \frac{\rho g\Delta\phi}{E_k} = -\rho g\Delta\phi\ (\frac{p}{E_w} + \frac{1}{E_k})$$

De bergingscoëfficiënt S van het watervoerend pakket is volgens definitie:

$$S = \frac{-\Delta V}{\Delta\phi x 0}$$

waarin 0 = oppervlakte van het beschouwde grondvlak.
Minteken omdat berging = - uitlevering

$$S = \frac{-\Delta V}{\Delta\phi x 0} = \boxed{\rho g(\frac{p}{E_w} + \frac{1}{E_k})D}$$

dimensiecontrole: $\frac{kg}{m^3} \times \frac{m}{sec^2} \times \frac{m^2}{N} \times m = \frac{kgm}{sec^2 N} = \frac{N}{N}$ = dimensieloos

waarin $D = \frac{V}{0}$ = dikte van het watervoerende pakket.

Voorbeeld: p = 0,3, D = 10m, $E_k = 10^8 N/m^2$

$$S = 1000 \times 10 \times (\frac{0.3}{2x10^9} + \frac{1}{10^8}) \times 10 \approx 10^{-3}$$

2. Belasting $\Delta\sigma_g$ van een watervoerend pakket met (semi)-spanningswater door bv.:
   - bovenbelasting
   - stijging van de grondwaterstand met $\Delta h (\Delta\sigma_g = \mu\rho g\Delta h)$
   - toename van de luchtdruk met $\Delta\sigma a$ (hogere barometerstand)

Direct na het optreden van de belasting geldt:
Er is $\Delta\sigma_w$ (waarneembaar als $\Delta\phi$, $\Delta\sigma_w = \rho g \Delta\phi$) en $\Delta\sigma_k$ en $\frac{\Delta V}{V} = 0$.
Als gevolg van $\Delta\sigma_w$ zal er, indien mogelijk, water wegstromen (zijdelings of vertikaal), totdat tenslotte $\Delta\sigma_w = 0$ (en $\Delta\phi = 0$) en $\Delta\sigma_k = \Delta\sigma_g$.
Direct na het aanbrengen van de belasting geldt volgens 3.

$$\frac{-p\Delta\sigma_w}{E_w} + \frac{\Delta\sigma_g - \Delta\sigma_w}{E_k} = 0$$

waaruit volgt: $\frac{\Delta\sigma_w}{\Delta\sigma_g} = \frac{E_w}{pE_k + E_w}$ (bv. $\frac{2\text{x}10^9}{0{,}3\text{x}10^7 + 2\text{x}10^9} \approx 1$)

en dus: $$\Delta\phi = \frac{E_w}{pE_k + E_w} \cdot \frac{\Delta\sigma_g}{\rho g}$$

Ingeval van stijging van de grondwaterstand met Δh geldt:

$$\Delta\phi = \frac{E_w}{pE_k + E_w} \mu\Delta h$$

Ingeval van toename van de luchtdruk met $\Delta\sigma_a$ geldt:

$$\Delta\sigma_w = \frac{E_w}{pE_k + E_w} \Delta\sigma_a \qquad *$$

De toename van de stijghoogte ($\Delta\phi$) (waarneembaar in een stijgbuis) volgt uit:

$$\Delta\sigma_w = \Delta\sigma_a + \rho g \Delta\phi$$

en uitdrukking *

en wel: $$\Delta\phi = \frac{-pE_k}{pE_k + E_w} \frac{\Delta\sigma_a}{\rho g}$$

De stijghoogte ϕ daalt dus bij toename van de luchtdruk σ_a.
De factor: $\boxed{B = \frac{pE_k}{pE_k + E_w}}$ wordt aangeduid als "<u>barometrische efficiency</u>"
Er kan eenvoudig worden afgeleid dat tussen S en B de volgende betrekking bestaat:

$$S = \frac{p\rho g D}{E_w B}$$

Berging in watervoerende pakketten

door

ir. R.H. Boekelman

Samenvatting

Door het elastisch gedrag van de komponenten, waaruit een watervoerend pakket is opgebouwd, treden tengevolge van korrel- en waterspanningsveranderingen, bergingsveranderingen op.
Allereerst wordt de kontinuïteitsvergelijking voor het water in een watervoerend pakket opgesteld. Het gedrag van de bergingsterm van deze vergelijking wordt daarna nader beschouwd in geval van stijghoogteveranderingen, gronddrukveranderingen en veranderingen in de atmosferische druk, aangevuld met wat rekenvoorbeelden en een enkel praktijkvoorbeeld.

Inhoud

	blz.
1. Inleiding	1
2. Opbouw van het watervoerend pakket	1
3. Kontinuïteitsvergelijking	2
4. Stijghoogteveranderingen	8
5. Gronddrukveranderingen	11
6. Veranderingen in de atmosferische druk	13
Literatuur	17
Bijlage	

Berging in watervoerende pakketten

1. Inleiding

In dit hoofdstuk zal de berging in watervoerende pakketten aan de orde komen, waarbij in het bizonder aandacht zal worden geschonken aan bergingsveranderingen, welke optreden door

- stijghoogteveranderingen, bijvoorbeeld ten gevolge van het onttrekken dan wel injekteren van water;
- gronddrukveranderingen, voortkomend uit veranderingen in de bovenbelasting, bijvoorbeeld ophogingen of afgravingen;
- veranderingen in de atmosferische druk.

Deze bergingsveranderingen zijn onder meer mogelijk door het elastisch gedrag van de komponenten, waaruit het watervoerend pakket is opgebouwd.

2. Opbouw van het watervoerend pakket

Het watervoerend pakket bestaat uit twee komponenten

- het korrelmateriaal, waaruit de bouwstenen bestaan die het korrelskelet vormen;
- water, dat de ruimte tussen de korrels opvult.

Eventueel opgesloten gas of lucht wordt hierbij verwaarloosd.

In een volume-element wordt door de bovenbelasting een spanning σ veroorzaakt, welke gesplitst kan worden in de korrelspanning σ_k en de waterspanning σ_w (fig. 1).

$$\sigma = \sigma_k + \sigma_w \qquad (1)$$

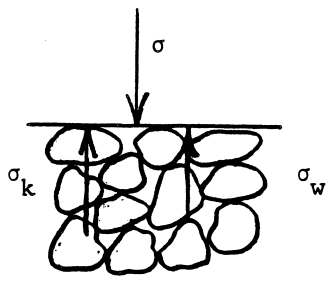


fig. 1

Hierbij wordt aangenomen dat de spanningen σ, σ_k en σ_w over het gehele bovenvlak van het volume-element gelijkmatig verdeeld zijn.

In de literatuur (o.a. Bear, 1972) is aangetoond, dat de korrelspanning zoals hier gebruikt, goed

overeenkomt met de spanning welke in het korrelskelet optreedt en dat aangenomen mag worden dat de waterspanning over het gehele bovenvlak optreedt.

3. Kontinuïteitsvergelijking

We beschouwen een volume-element van een watervoerend pakket met afmetingen dx, dy en dz in resp. X-, Y- en Z-richting, in het centrum waarvan het punt P(x,y,z) is gelegen (fig. 2). Voorts wordt in punt P een bron Q(x,y,z,t) aangenomen, een hoeveelheid toestromend water per volume-element en per tijdseenheid.

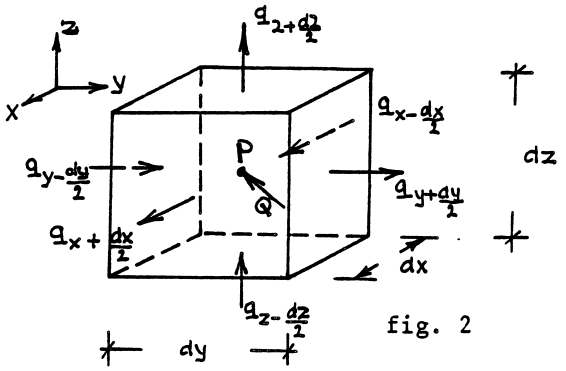


fig. 2

Bij een porositeit n, is de massa water aanwezig in het volume-element:

$$M_{we} = \rho n \, dx \, dy \, dz, \quad (2)$$

waarin ρ = soortelijke dichtheid water.

Als $q_{..}$ het debiet per oppervlakte-eenheid van het grensvlak van het volume-element voorstelt, dan luidt de massabalans van het water in het volume-element over een periode dt:

$$(\rho q_{x-\frac{dx}{2}} - \rho q_{x+\frac{dx}{2}}) \, dz \, dy \, dt + (\rho q_{y-\frac{dy}{2}} - \rho q_{y+\frac{dy}{2}}) \, dx \, dz \, dt + (\rho q_{z-\frac{dz}{2}} - \rho q_{z+\frac{dz}{2}}) \, dx \, dy \, dt + \rho Q \, dx \, dy \, dz \, dt = \frac{\partial(\rho n \, dx \, dy dz) \, dt}{\partial t} \quad (3)$$

De massafluxen door de wanden van het volume-element kunnen volgens een Taylor-ontwikkeling uitgedrukt worden in de flux in P:

ρq_x, ρq_y en ρq_z.

Bijvoorbeeld:

$$\rho q_{x + \frac{dx}{2}} = \rho q_x + \frac{dx}{2}\frac{\partial \rho q_x}{\partial x} + \frac{1}{2!}\left(\frac{dx}{2}\right)^2 \frac{\partial^2 \rho q_x}{\partial x^2} + \ldots.$$

de termen met hogere afgeleiden kunnen worden verwaarloosd.

Vergelijking (3) gaat nu over in:

$$\left(-\frac{\partial \rho q_x}{\partial x} - \frac{\partial \rho q_y}{\partial y} - \frac{\partial \rho q_z}{\partial z} + \rho Q\right) V_e = \frac{\partial}{\partial t}(\rho n \, dx \, dy \, dz) \qquad (4)$$

waarin $V_e = dx \, dy \, dz$.
Van deze vergelijking wordt eerst het rechterdeel beschouwd. Dit deel geeft de toename van de massa water in het volume-element per tijdseenheid weer. De veranderingen in de horizontale afmetingen van het element zijn ten opzichte van de verandering in vertikale zin verwaarloosbaar, bij volledige zijdelingse opsluiting zelfs gelijk aan nul.

$$\frac{\partial \, \rho n \, dx \, dy \, dz}{\partial t} = \rho n \, dx \, dy \frac{\partial (dz)}{\partial t} + \rho \, dx \, dy \, dz \frac{\partial n}{\partial t} + n \, dx \, dy \, dz \frac{\partial \rho}{\partial t}$$

$$\frac{\partial M_{we}}{\partial t} = \left(\rho n \frac{\partial (dz)}{\partial t} + \rho \, dz \frac{\partial n}{\partial t} + n \, dz \frac{\partial \rho}{\partial t}\right) dx \, dy \qquad (5)$$

Uit (5) blijkt dat de bergingsverandering in het volume-element bepaald wordt door de vervorming van het korrelskelet in vertikale zin, door de verandering van de porositeit en door de verandering van de dichtheid van het poriënwater.

- Vervorming van het korrelskelet

Onder de vooronderstelling dat het korrelskelet een lineair elastisch gedrag vertoont, geldt

$$\frac{dV_e}{V_e} = -\frac{d\,\sigma_k}{K_{sk}}$$

$$\frac{d(dz)}{dz} = -\frac{d\,\sigma_k}{K_{sk}}$$

, waarin $V_e = dx \, dy \, dz$
K_{sk} = kompressiemodulus van het korrelskelet[1)]

Hieruit volgt, dat

$$\frac{\partial (dz)}{\partial t} = -\frac{dz}{K_{sk}}\frac{\partial \sigma_k}{\partial t} \qquad (6).$$

[1)] zie bijlage

- Verandering van de porositeit

Het volume korrelmateriaal V_k in het volume-element is

$$V_k = (1 - n)V_e$$

Daar de kompressiemodulus van het korrelmateriaal veel groter is dan die van het skelet en van het poriënwater, mag gesteld worden $dV_k = 0$. Hieruit volgt:

$$d\{(1 - n)dx\ dy\ dz\} = 0$$

$$- dx\ dy\ dz\ dn + (1 - n)\ dx\ dy\ d(dz) = 0$$

$$dz\ dn = (1 - n)\ d(dz)$$

$$dz\ \frac{\partial n}{\partial t} = (1 - n)\ \frac{(\partial dz)}{\partial t}\ ,\ \text{met (6) geeft dit}$$

$$dz\ \frac{\partial n}{\partial t} = -\ (1 - n)\ \frac{dz}{K_{sk}}\ \frac{\partial \sigma_k}{\partial t}$$

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{-\ (1 - n)}{K_{sk}}\ \frac{\partial \sigma_k}{\partial t} \qquad (7)$$

- Verandering van de dichtheid van het poriënwater

Het elastische gedrag van het poriënwater kan, indien alleen de invloed van een verandering van de waterspanning wordt bezien, als volgt worden beschreven.

$$\frac{d\ V_{we}}{V_{we}} = -\ \frac{d\ \sigma_w}{K_w}$$

, hierin is V_{we} = volume poriënwater in het element (8)

K_w = kompressiemodulus poriënwater

Hierbij blijft de massa van het water gelijk, dus

$$\rho\ V_{we} = \text{konstant}$$

$$d(\rho\ V_{we}) = 0$$

$$\rho dV_{we} + V_{we}\ d\rho = 0, \text{ met (8) wordt dit}$$

$$- \rho \frac{d \sigma_w}{K_w} + d\rho = 0$$

$$d\rho = \frac{\rho}{K_w} d\sigma_w \qquad (9)$$

Per tijdseenheid wordt dit dan

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\rho}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} \qquad (9')$$

Voor de bergingsverandering (5) wordt nu met (6), (7) en (9') gevonden:

$$\frac{\partial M_{we}}{\partial t} = \rho V_e \left(- \frac{1}{K_{sk}} \frac{\partial \sigma_k}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t}\right) \qquad (10)$$

In het nu volgende zal het linkerlid van vergelijking (4) verder worden uitgewerkt.

$$\left(- \rho \frac{\partial q_x}{\partial x} - q_x \frac{\partial \rho}{\partial x} - \frac{\rho \partial q_y}{\partial y} - q_y \frac{\partial \rho}{\partial y} - \frac{\rho \partial q_z}{\partial z} - q_z \frac{\partial \rho}{\partial z} + \rho Q\right) V_e =$$

$$\left\{- \rho \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} - Q\right) - q_x \frac{\partial \rho}{\partial x} - q_y \frac{\partial \rho}{\partial y} - q_z \frac{\partial \rho}{\partial z}\right\} V_e \qquad (11)$$

Voor q_x, q_y en q_z kan volgens de wet van Darcy geschreven worden

$$q_x = - k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \,, \quad q_y = - k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \,, \quad q_z = - k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \qquad (12), (13), (14)$$

waarin k_x, k_y en k_z de doorlatendheden in X-, Y-, resp. Z-richting zijn. ϕ is de stijghoogte ten opzichte van een referentieniveau. Voor ϕ geldt (zie fig. 3):

$$\phi = z + \frac{\sigma_w}{\rho g} \qquad (15)$$

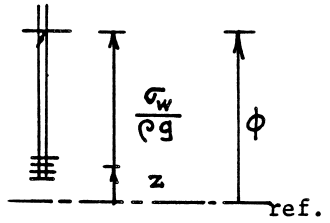


fig. 3

z = plaatshoogte ten opzichte van referentieniveau

$\frac{\sigma_w}{\rho g}$ = drukhoogte

g = versnelling ten gevolge van de zwaartekracht

Uit (15) volgt:

$$\frac{\partial \sigma_w}{\partial x} = \frac{\partial \rho g(\phi - z)}{\partial x}$$

$$= \rho g \frac{\partial \phi}{\partial x} + g(\phi - z) \frac{\partial \rho}{\partial x} \text{ , met (15)}$$

$$\frac{\partial \sigma_w}{\partial x} = \rho g \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\sigma_w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} \qquad (16)$$

Evenzo is af te leiden dat:

$$\frac{\partial \sigma_w}{\partial y} = \rho g \frac{\partial \phi}{\partial y} + \frac{\sigma_w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} \text{ , } \frac{\partial \sigma_w}{\partial z} = \rho g(\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1) + \frac{\sigma_w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} \qquad (17), (18)$$

De soortelijke dichtheid van het poriënwater neemt toe met de toename van de waterdruk (9)

$$\partial \rho = \frac{\rho}{K_w} d\sigma_w \text{ , hieruit volgt voor}$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\rho}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial x} \text{ , } \frac{\partial \rho}{\partial y} = \frac{\rho}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial y} \text{ , } \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{\rho}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial z} \qquad (19), (20), (21)$$

Verwerking van resp. (19), (20) en (21) in (16), (17) en (18) resulteert in:

$$\frac{K_w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} = \rho g \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\sigma_w}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\rho^2 g}{K_w - \sigma_w} \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_w}{K_w}} \frac{\rho^2 g}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial x} \text{ , daar } \sigma_w << K_w$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} \approx \frac{\rho^2 g}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial x} \qquad (22)$$

Evenzo is af te leiden voor

$$\frac{\partial \rho}{\partial y} = \frac{\rho^2 g}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial y} \text{ , } \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{\rho^2 g}{K_w} (\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1) \qquad (23), (24)$$

Met behulp van de gevonden vergelijkingen (12), (13) en (14) en met (22), (23) en (24) kan nu (11) - het linkerlid van vergelijking (4) - als volgt geschreven worden:

$$\Big[\rho(k_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + Q) +$$

$$+ \frac{\rho^2 g}{K_w} \{k_x (\frac{\partial \phi}{\partial x})^2 + k_y (\frac{\partial \phi}{\partial y})^2 + k_z (\frac{\partial \phi}{\partial z})^2 - k_z \frac{\partial \phi}{\partial z}\}\Big] V_e \qquad (25)$$

Bij grondwaterstroming zijn doorgaans de verhangen klein. Is bovendien de verandering van de stijghoogte in de z-richting ($\frac{\partial \phi}{\partial z}$) nul dan kan de tweede term van (25) verwaarloosd worden. Over blijft dus

$$\rho\, V_e (k_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + Q) \qquad (26)$$

Deze vorm moet gelijk zijn aan (10).

$$\rho\, V_e (k_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + Q) = \rho\, V_e (- \frac{1}{K_{sk}} \frac{\partial \sigma_k}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t})$$

Of, voor het geval dat het watervoerend pakket homogeen en isotroop is, $k_x = k_y = k_z = k$:

$$(\frac{\partial M_{we}}{\partial t} =)\ (\rho k \nabla^2 \phi + \rho Q) V_e = \rho\, V_e (- \frac{1}{K_{sk}} \frac{\partial \sigma_k}{\sigma t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t}) \qquad (27)$$

$$(\frac{\partial V_{we}}{V_e \partial t} =)\ (k \nabla^2 \phi + Q) = - \frac{1}{K_{sk}} \frac{\partial \sigma_k}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} \qquad (28)$$

Het linkerlid van (28) geeft het verschil tussen in- en uitstroming in volume water per tijdseenheid en per eenheid van volume; het rechterlid stelt dus de mate van toename van de hoeveelheid geborgen water in termen van volume water per volume-eenheid voor.
Wordt aan het watervoerend pakket geen water toegevoerd of onttrokken ($Q = 0$), dan wordt de differentiaalvergelijking (28)

$$k \nabla^2 \phi = - \frac{1}{K_{sk}} \frac{\partial \sigma_k}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial t} \qquad (29)$$

In de stationaire toestand - de bergingsverandering is dan nul - wordt de vergelijking

$$\nabla^2 \phi = 0 \qquad \text{(vergelijking van Laplace)}$$

Aan de hand van voorbeelden zal hierna worden nagegaan hoe de bergingsterm, het rechterlid van de differentiaalvergelijking, reageert op stijghoogteveranderingen, gronddrukveranderingen en op veranderingen in de atmosferische druk.

Hiertoe wordt alleen het gedrag van een volume-element in de tijd beschouwd. Vergelijking (28) kan dan als volgt omschreven worden:

$$\frac{dV_{we}}{V_e dt} = -\frac{1}{K_{sk}}\frac{d\sigma_k}{dt} + \frac{n}{K_w}\frac{d\sigma_w}{dt}$$

Indien binnen een bepaalde tijdstap Δt, de gradiënten door differentiequotiënten benaderd worden, wordt hiervoor gevonden:

$$\frac{\Delta V_{we}}{V_e \Delta t} = -\frac{1}{K_{sk}}\frac{\Delta\sigma_k}{\Delta t} + \frac{n}{K_w}\frac{\Delta\sigma_w}{\Delta t}\text{ , of}$$

$$\frac{\Delta V_{we}}{V_e} = -\frac{\Delta\sigma_k}{K_{sk}} + \frac{n\Delta\sigma_w}{K_w} \qquad \text{(algemene verg.)} \qquad (30)$$

Uit deze formule blijkt nog eens duidelijk, dat een <u>toename</u> van de <u>korrelspanning</u> een <u>bergingsafname</u>, een <u>toename</u> van de <u>waterspanning</u> een <u>toename</u> van de <u>berging</u> veroorzaakt. De mate waarin beiden invloed hebben, is behalve van de spanningen, afhankelijk van de kompressiemodulus van het korrelskelet resp. het poriënwater en van de porositeit. In de volgende voorbeelden zal dit nog aan de orde komen.

4. <u>Stijghoogteveranderingen</u>

Aangenomen wordt, dat tengevolge van een grondwateraanvulling de stijghoogte in het watervoerend pakket stijgt met $\Delta\phi$. De waterdruk stijgt dan met

$$\Delta\sigma_w = \rho g \Delta\phi \qquad (31)$$

Daar de bovenbelasting konstant blijft (aanname), geldt volgens (1):

$$\Delta\sigma = 0 = \Delta\sigma_k + \Delta\sigma_w$$

$$\Delta\sigma_k = -\Delta\sigma_w = -\rho g \Delta\phi \qquad (32)$$

Substitueren we (32) in (30)

$$\Delta V_{we} = \rho g\left(\frac{1}{K_{sk}} + \frac{n}{K_w}\right) V_e \Delta\phi \qquad (33)$$

Uit deze vergelijking is eenvoudig de formule voor de specifieke bergingskoëfficiënt van grond af te lezen.
Deze is als volgt gedefinieerd:

Def.: De specifieke bergingskoëfficiënt (S_s) van grond is de verhouding tussen het volume water dat bij toe- of afname van de stijghoogte per eenheidsvolume grond extra wordt geborgen, resp. vrijkomt en de betreffende stijghoogteverandering.

Dus:

$$S_s = \left(\frac{\Delta V_{we}}{V_e \Delta\phi}\right) = \rho g\left(\frac{1}{K_{sk}} + \frac{n}{K_w}\right) \quad [L^{-1}] \qquad (34)$$

Def.: De bergingskoëfficiënt (S) van een afgesloten watervoerend pakket is de verhouding tussen het volume water dat bij toe- of afname van de stijghoogte per eenheid van horizontale oppervlakte van het pakket extra wordt geborgen, resp.vrijkomt en de betreffende stijghoogteverandering.

Uit deze definities volgt het verband tussen de bergingskoëfficiënt S en de specifieke bergingskoëfficiënt S_s.

$$S = \int_0^H S_s(h)\,dh \quad [0], \text{ waarin H de dikte van het watervoerend pakket is.} \qquad (35)$$

Voor een homogeen pakket wordt dit

$$S = H\, S_s \quad [0]$$

Voorbeeld 1

H = 100 m
n = 0,3
$\Delta\phi$ = + 5 m

$K_{sk} = 10^8$ Nm^{-2}
$K_w = 2 \times 10^9$ Nm^{-2}
$\rho = 1000$ kg m^{-3}
$g = 10$ m s^{-2}

$$S = H \times \rho g\left(\frac{1}{K_{sk}} + \frac{n}{K_w}\right)$$

$S = \underline{10,15 \times 10^{-3}}$

De vervorming van het korrelskelet heeft hierin een aandeel van ≈ 29,6 %, de verandering van de porositeit ≈ 69,0 % en de verandering van de dichtheid van het poriënwater ≈ 1,4 %.

Hieruit volgt dat bij de gegeven toename van de stijghoogte $\Delta\phi$ = 5m, er

$$S \times 1 \times \Delta\phi = 10{,}15 \times 10^{-3} \times 5 = 0{,}051\ m^3$$

water per m^2 (horizontaal) watervoerend pakket geborgen kan worden.

In een freatisch watervoerend pakket zal behalve ten gevolge van het elastisch gedrag van het korrelskelet en het poriënwater, tevens water geborgen worden of vrijkomen door wijziging van het freatisch vlak. Nemen we aan dat de bergingskoëfficiënt welke uit het elastisch gedrag volgt een vaste waarde heeft -strikt genomen zal deze iets veranderen doordat de dikte van het verzadigde pakket zich wijzigt- dan kunnen we de bergingskoëfficiënt voor een freatisch pakket schrijven als

$$\mu = \mu' + S \qquad (36)$$

Hierin wordt via μ' de bij de wijziging van het freatische vlak optredende overgang onverzadigd - verzadigd v.v. verdiskonteerd. μ is kleiner dan de porositeit n doordat door molekulair gebonden water, door kapillaire krachten aanwezig water, ingesloten lucht en afgesloten poriën, niet het volledige poriënvolume voor berging ter beschikking staat.

Def.: De bergingskoëfficiënt (μ) van een freatisch pakket is de verhouding tussen het volume water dat bij toename of afname van het freatisch vlak per eenheid van horizontale oppervlakte van het pakket extra wordt geborgen, resp. vrijkomt en de betreffende verandering van het freatisch vlak.

Voorbeeld 2

Zelfde gegevens als voorbeeld 1, $\mu' = 0{,}25$

$\mu = 0{,}25 + 10{,}15 \times 10^{-3} \approx 0{,}25$

$\mu \approx \mu'$ (afwijking 4 %)

In het algemeen kan voor freatische pakketten de bergingsterm ten gevolge van de elastische vervorming verwaarloosd worden.

lokatie	S	S_s in m^{-1}
Nieuw Lekkerland	$0,6\ 10^{-3}$	$37,5\ 10^{-6}$
Schipluiden	0,5 "	33,3 "
Zoelen	0,1 "	2,6 "
Weert	0,4 "	14,8 "
Valkenswaard	0,9 "	9,0 "
Loosdrecht	1,8 "	18,9 "
Barneveld	1,0 "	71,4 "
Valtherbosch	1,0 "	50,0 "

tabel 1. Enige waarden voor de bergingskoëfficiënt (S) en de specifieke bergingskoëfficiënt (S_s), afgeleid uit pompproeven

5. Gronddrukveranderingen

Door ophogingen, afgravingen, peilvariatie van de grondwaterstand etc., treden veranderingen op in de gronddruk. Direkt na het aanbrengen van zo'n (extra) bovenbelasting treedt er een verandering op in de waterspanning σ_w en in de korrelspanning σ_k (fig. 4).
De uitlevering van poriënwater is in eerste instantie nog nul, volgens (30) kan dan geschreven worden

$$\Delta V_{we} = 0 = -\frac{1}{K_{sk}} \Delta\sigma_k + \frac{n}{K_w} \Delta\sigma_w \ ,$$

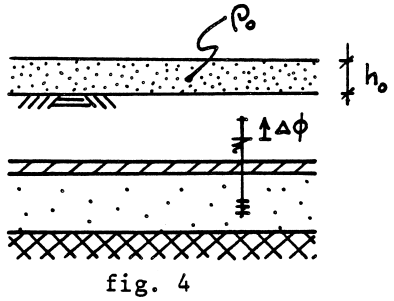


fig. 4

met

$$\Delta\sigma_k = \Delta\sigma - \Delta\sigma_w \ ,$$

geeft

$$\Delta\sigma_w = \frac{K_w \Delta\sigma}{K_w + nK_{sk}} \ , \qquad (37)$$

of

$$\Delta\phi = \frac{K_w}{K_w + nK_{sk}} \times \frac{\Delta\sigma}{\rho g} \ , \qquad (38)$$

of

$$\Delta\phi = \frac{K_w}{K_w + nK_{sk}} \times \frac{\rho_o h_o}{\rho} \ ,$$ waarin ρ_o = dichtheid ophogingsmateriaal

h_o = ophoging

Een toename van de bovenbelasting resulteert dus in een toename van de stijghoogte. Indien $\Delta\sigma_w$, in plaats van door een ophoging, veroorzaakt wordt door een stijging Δh van de grondwaterstand -in een pakket met een bergingskoëfficiënt μ- dan wordt voor (38) gevonden

$$\Delta\phi = \frac{K_w}{K_w + nK_{sk}} \times \mu\Delta h \qquad (39)$$

Voorbeeld 3 (fig. 4)

$h_o = 2$ m
$\rho_o = 1800$ kg m^{-3}
$g = 10$ m s^{-2}
$K_w = 2 \times 10^9$ Nm^{-2}
$K_{sk} = 10^8$ "
$n = 0,3$

De toename van de stijghoogte direkt na het aanbrengen van de belasting is dan (38):

$$\Delta\phi = \frac{2 \times 10^9}{2 \times 10^9 + 0,3 \times 10^8} \times \frac{1800 \times 10 \times 2}{1000 \times 10}$$

$$= 3,55 \text{ m}$$

Voorbeeld 4 (fig. 5)

Stijging van de grondwaterstand $\Delta h = 2$ m
$\mu = 0,25$
$K_w = 2 \times 10^9$ Nm^{-2}
$K_{sk} = 10^8$ "
$n = 0,3$

De toename van de stijghoogte is -direkt na de grondwaterstandsstijging- met (39):

$$\Delta\phi = \frac{2 \times 10^9}{2 \times 10^9 + 0,3 \times 10^8} \times 0,25 \times 2$$

$$= 0,49 \text{ m}$$

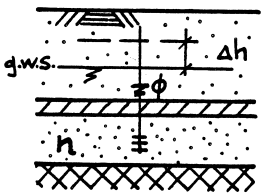


fig. 5

In de formules (37) en (39) is aangenomen, dat er geen uitlevering van het poriënwater is. Indien het poriënwater horizontaal en/of vertikaal kan wegstromen, zal uiteindelijk $\Delta\sigma_w = 0$ en $\Delta\sigma_k = \Delta\sigma$ zijn. De verandering wordt tenslotte geheel opgenomen door het korrelskelet. De stijghoogteveranderingen zijn dan weer nul. Het volume water dat in dat geval per volume-eenheid is weggestroomd volgt uit (30):

$$\frac{\Delta V_{we}}{V_e} = -\frac{1}{K_{sk}}\Delta\sigma_k + \frac{n}{K_w}\Delta\sigma_w \text{ , met } \Delta\sigma_w = 0 \text{ en}$$

$\Delta\sigma_k = \Delta\sigma$ geeft dit

$$\frac{\Delta V_{we}}{V_e} = -\frac{1}{K_{sk}}\Delta\sigma$$

Voorbeeld 5 (fig. 5)

Stijging grondwaterstand $\Delta h = 1$ m $\quad K_{sk} = 10^8$ Nm^{-2}

$\mu = 0{,}25 \quad g = 10$ m s^{-2}

$$\frac{\Delta V_{we}}{V_e} = -\frac{1000 \times 10 \times 0{,}25 \times 1}{10^8} = -25 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

per m^3 watervoerend pakket.

6. Veranderingen in de atmosferische druk

Neemt de atmosferische druk (p) toe, dan neemt de gronddruk met eenzelfde bedrag toe: $\Delta p = \Delta\sigma$ (fig. 6).
De afleiding voor de verandering in de waterspanning verloopt identiek als onder 'Gronddrukveranderingen'.
Formule (37) wordt hier dus:

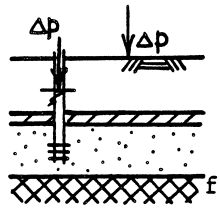


fig. 6

$$\Delta\sigma_w = \frac{K_w}{K_w + nK_{sk}} \times \Delta p \qquad (40)$$

Op de kolom water in de filterbuis waarin de stijghoogte wordt waargenomen, werkt natuurlijk ook Δp, dus

$$\Delta\sigma_w = \Delta p + \rho g \Delta\phi \qquad (41)$$

(40) en (41) leiden tot

$$\Delta\phi = \frac{-nK_{sk}}{K_w + nK_{sk}} \times \frac{\Delta p}{\rho g} \qquad (42)$$

Bij toename van de atmosferische druk neemt dus de stijghoogte af. Wordt de verandering van de atmosferische druk omgerekend naar een waterkolom $\Delta h_p \left(= \frac{\Delta p}{\rho g}\right)$, dan met (42)

$$\frac{\Delta\phi}{\Delta h_p} = -\frac{nK_{sk}}{K_w + nK_{sk}} \quad . \tag{42'}$$

$$B = \frac{nK_{sk}}{K_w + nK_{sk}} \tag{43}$$

wordt de barometrische efficiency genoemd, die dus als volgt gedefinieerd kan worden:

Def.: De barometrische efficiency B is het quotiënt van de toename resp. afname van de stijghoogte in een watervoerend pakket -veroorzaakt door een verandering in de atmosferische druk- en de afname resp. toename van de atmosferische druk in m waterkolom.

De bergingskoëfficiënt was -voor een homogeen pakket- gedefinieerd als $S = HS_s$, met (34) geeft dit

$$\begin{aligned} S &= \rho g H\left(\frac{1}{K_{sk}} + \frac{n}{K_w}\right) \\ &= \frac{\rho g H}{K_w} \times \frac{K_w + nK_{sk}}{K_{sk}} \\ &= \frac{n\rho g H}{K_w} \times \frac{K_w + nK_{sk}}{nK_{sk}} \end{aligned}$$

of met (43)

$$S = \frac{n\rho g H}{K_w B} \tag{44}$$

Met behulp van deze formule, met (42') en (43) kan men uit waargenomen verschillen in stijghoogte, veroorzaakt door variatie in de atmosferische druk, de bergingskoëfficiënt van een watervoerend pakket bepalen. Indien de dikte van het pakket niet bekend is, kan de specifieke bergingskoëfficiënt nog bepaald worden.

Voorbeeld 6 (fig. 6)

Verhoging atmosferische druk $\Delta p = 0{,}05\ 10^5\ Nm^{-2}$ (= 50 mb)

$K_w = 2\ 10^9$ "

$K_{sk} = 5\ 10^8$ "

$n = 0{,}3$

$g = 10\ m\ s^{-2}$

De verandering van de stijghoogte is volgens (42)

$$\Delta\phi = \frac{-\ 0{,}3 \times 5 \times 10^8}{2 \times 10^9 + 0{,}3 \times 10^8} \times \frac{0{,}05\ 10^5}{1000 \times 10} = -\ 0{,}035\ m$$

Een toename van de atmosferische druk van ongeveer 0,5 m waterkolom, geeft dus een afname van de stijghoogte van 35 mm te zien (B = 7 %).

Voorbeeld 7

Dikte watervoerend pakket H = 100 m $K_w = 2\ 10^9\ Nm^{-2}$

$g = 10\ ms^{-1}$ $n = 0,3$

Bij een daling van de atmosferische druk met $0,05\ 10^5\ Nm^{-2}$ (50 mb), wordt een stijghoogtetoename van $\Delta\phi$ = 25 cm waargenomen.

$$B = \frac{\Delta\phi}{\Delta h_p} = - \frac{0,25}{- \frac{0,05\ 10^5}{1000 \times 10}} = 0,5$$

$$S = \frac{n\rho g H}{K_w B} = \frac{0,3 \times 1000 \times 10 \times 100}{2 \times 10^9 \times 0,5}$$

$$= 0,3\ 10^{-3}$$

De barometrische efficiency van watervoerende pakketten ligt meestal tussen 0,2 en 0,75. In Nederland worden veelal wat lagere waarden gevonden door de relatief grote elasticiteit (kleine K_{sk}) van de watervoerende pakketten. In figuur 7 wordt de invloed van luchtdrukveranderingen op stijghoogtewaarnemingen geïllustreerd.

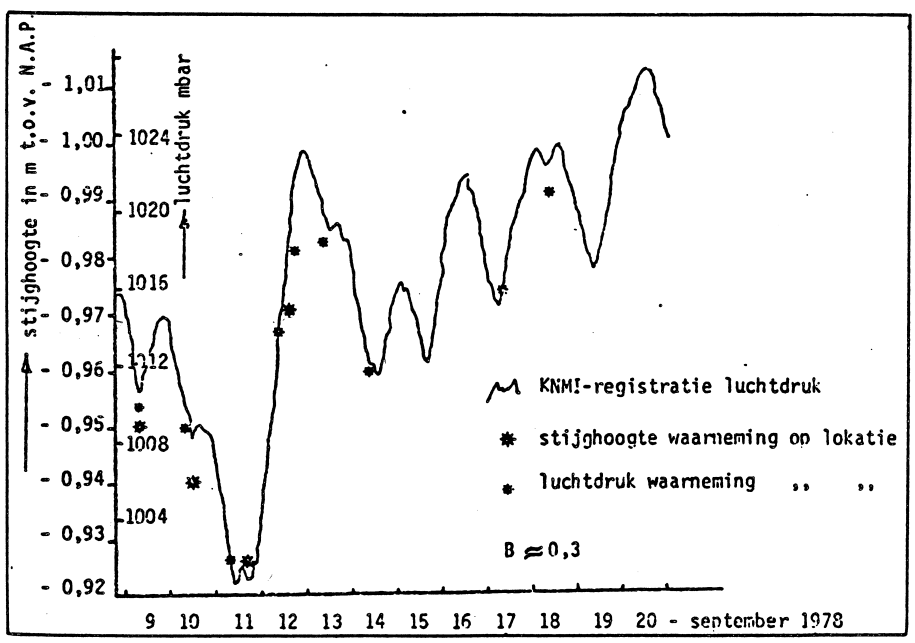


fig. 7. Luchtdruk-registratie en stijghoogte van het grondwater (R.I.D., 1979)

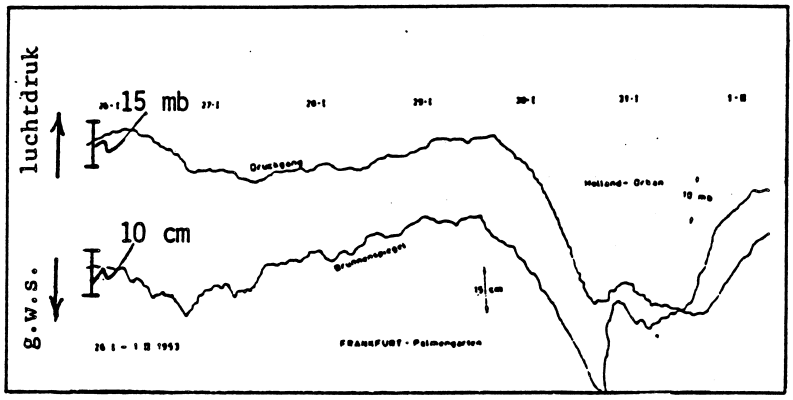


fig. 8. Invloed barometerstand op het peil in waarnemingsput in freatisch grondwater, tijdens de stormramp in 1953 (Beltman, 1960)

In figuur 8 is te zien dat een soortgelijk verschijnsel ook in een grondwaterstandsbuis in een freatisch pakket kan optreden.
De veranderingen in de barometerstand treden momentaan op in de peilbuis, echter wat vertraagd en gedempt aan de grondwaterspiegel. Het hierdoor veroorzaakte drukverschil veroorzaakt de schommelingen in de peilbuis.
Hoe slechter doorlatend (voor lucht) de grond is, des te meer zal het grondwater als afgesloten grondwater reageren op -vooral vrij snelle- veranderingen in de luchtdruk. Bij langzame luchtdrukveranderingen is het verschijnsel niet merkbaar.

Literatuur

- Bruggeman, G.A. (19)
  Wiskunde in de Geohydrologie
  R.I.D., Leidschendam

- Bear, J. (1979)
  Hydraulics of groundwater
  McGraw-Hill International Book Company

- Beltman, J.H. (1960)
  Grondwaterstanden
  Kursus Drinkwatervoorziening, SPVG Delft

- Dam, J.C. van (1977)
  Elastisch gedrag van (semi)spanningsgrondwater
  Vakgroep Waterbeheersing T.H. Delft

- Dietz, D.N. (1972)
  Bergend vermogen van diepe lagen
  Kursus ondergrondse lozing van afvalstoffen, 1972-1973,
  SPVG, Delft

- Gun, J.A.M. van der (1980)
  Schatting van de elastische bergingskoëfficiënt van zandige watervoerende pakketten
  DGV-TNO

- Rijksinstituut voor de Drinkwatervoorziening (1978)
  Rapport inzake de resultaten van de in september 1978 te Kibbelgaarn (Groningen) gehouden pompproef (hyh 79-04)
  R.I.D.-Leidschendam 1979

- Wiest, R.J.M. de (1967)
  Geohydrology
  John Wiley and Sons, New York

- Bijlage -

De in de nota 'Berging in watervoerende pakketten' gebruikte kompressie-moduli, zijn gedefinieerd als

$$K = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta V}{V}} ,$$

K geeft de verhouding tussen een alzijdig werkende normaalspannings-verandering en de relatieve volume-verandering weer.
Uit de elasticiteits-theorie is dan voor de kompressie-modulus de volgende formule te ontwikkelen:

a. $$K = \frac{1}{3.(1 - 2\nu)} E ,$$

waarin E = elasticiteits-modulus (Young's modulus)
ν = dwarskontraktie-koëfficiënt (Poisson's ratio)

Wordt nu een volume-element zijdelings opgesloten -de vervormingen in X- en Y-richting zijn dan nul- dan gaat de formule voor de kompressie-modulus over in

b. $$K = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E$$

In de nota wordt voor het korrelskelet de kompressiemodulus als in b. bedoeld (zijdelingse opsluiting). Voor het poriënwater -alzijdige druk- is formule a. van toepassing.
Hierbij dient opgemerkt te worden, dat voor water E niet bestaat (E = 0). Voor water is er geen verschil tussen formule a. en b., zijdelingse opsluiting heeft geen invloed op de spanningstoestand. Voor water is dus $\nu = 0.5$. Ter vergelijking $\nu_{staal} = 0,27 - 0,29$, $\nu_{beton} = 0,08 - 0,18$.
De kompressie-modulus van water is in zeer geringe mate afhankelijk van temperatuur, druk en hoeveelheid opgeloste stoffen. Voor watervoerende pakketten in Nederland is de kompressie-modulus van het grondwater tot op een diepte van 500 m als konstant te beschouwen. De kompressie-modulus van het korrelskelet is afhankelijk van de diepteligging (de druk), en de porositeit van het pakket (Dietz 1972)(Van der Gun 1980). In figuur I is deze relatie gegeven voor zanden en poreuze zandsteen met een porositeit n = 0,15 - 0,30.

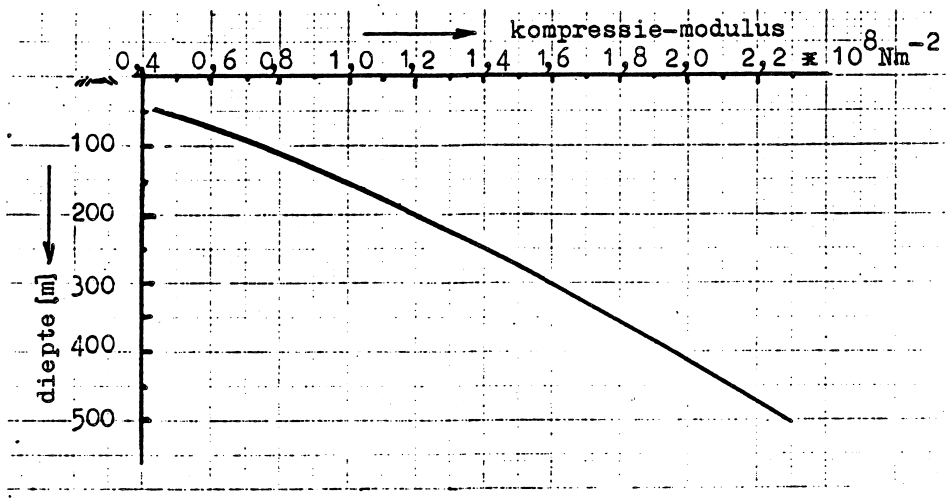


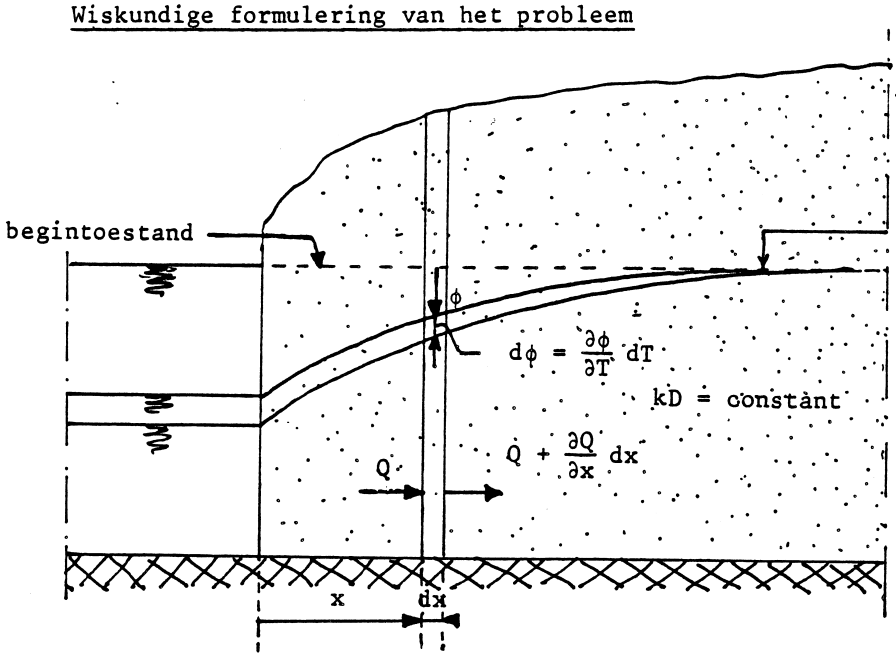
Fig. I. Kompressie-moduli als funktie van de diepte (zand, poreuze zandsteen)

Ter oriëntatie wordt in tabel I de orde van grootte van kompressie-moduli van enige materialen gegeven.

Tabel I	kompressie-modulus
veen	$1.10^5 - 5.10^5$ Pa
klei	$5.10^5 - 1.5\ 10^7$ "
slib	5.10^7 "
zand	$5.10^7 - 1.10^8$ "
zand + grind	$1.10^8 - 1.10^9$ "
water	2.10^9 "
kwarts	3.10^{10} "

Grondwaterstandsverlaging ten gevolge van kanaalpeilverlaging
volgens dr.ir. J.H. Edelman (proefschrift Delft 1947)

Wiskundige formulering van het probleem



Darcy: $Q = kD \frac{\partial \phi}{\partial x}$ } Q in m^3/m dag

continuïteit: $\frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial \phi}{\partial T}$ } T is tijd } notatie van Edelman

Ter vereenvoudiging stelt Edelman:

$$q = \frac{Q}{kD} \quad , \text{ zodat } Q = kDq$$

en $$t = \frac{kD}{\mu} T, \text{ zodat } T = \frac{\mu t}{kD}$$

Dan wordt:

Darcy: $q = \frac{\partial \phi}{\partial x}$ en dus $\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}$

continuïteit: $\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial t}$

zodat: $\boxed{\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial \phi}{\partial t}}$ (1)

Deze differentiaalvergelijking beschrijft ons probleem.

Als randvoorwaarden gelden altijd:

$t = 0 \quad 0 \leqslant x \leqslant \infty \quad \phi = 0$ (beginvoorwaarde)

$x = \infty \quad 0 \leqslant t < \infty \quad \phi = 0$ (geen grondwaterstandsdaling op ∞)

Hieraan voldoen oplossingen van de gedaante

$$\phi = C \cdot t^{\frac{n}{2}} f(u)$$

, waarin $u = \frac{x}{2\sqrt{t}} = \frac{x}{2\sqrt{\frac{kD}{\mu} T}}$ en

waarbij f (u) moet voldoen aan de differentiaalvergelijking:

$$\boxed{f''(u) + 2u f'(u) - 2n f(u) = 0} \qquad (2)$$

(Controle: $\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{1}{2} C t^{\frac{n}{2} - \frac{1}{2}} \cdot f'(u)$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{1}{4} C t^{\frac{n}{2} - 1} f''(u)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{n}{2} C t^{\frac{n}{2} - 1} f(u) - \frac{1}{2} C u t^{\frac{n}{2} - 1} f'(u)$$

Substitutie hiervan in differentiaalvergelijking (1) in ϕ leidt inderdaad tot differentiaalvergelijking (2) in f (u)).

De grondwaterstroom per eenheid van lengte loodrecht op het vlak van tekening is:

$$Q = kD \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{1}{2} kDC t^{\frac{n}{2} - \frac{1}{2}} f'(u)$$

Q wordt positief gerekend vanaf het kanaal landinwaarts.

Oplossingen:

Edelman vond voor n = 0, 1, 2 en 3 onderstaande oplossingen. In bijgaande overzichtstekening zijn deze bovendien grafisch voorgesteld. Door superpositie kan elk ander geval uit deze vier gevallen worden opgebouwd.

geval: n = 0

omschrijving: het kanaalpeil (= grondwaterstand bij x = 0) wordt op het tijdstip T = 0 plotseling verlaagd over een hoogte ϕ_o.

oplossing: $\phi = - \phi_o \cdot f_o(u)$

$$Q = - \phi_o \sqrt{\mu kD} \cdot \frac{1}{\sqrt{T}} \cdot \frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}}$$

geval: n = 1

omschrijving: het kanaalpeil wordt zodanig verlaagd als funktie van de tijd dat de uitstroming van het grondwater in het kanaal (x = 0) konstant is en wel gelijk aan Q_o ($Q_o < 0$).

oplossing: $\phi = \frac{-Q_o}{\sqrt{\mu kD}} \cdot \sqrt{T} \cdot f_1(u)$

$Q = - Q_o \cdot f_o(u)$

geval: n = 2

omschrijving: het kanaalpeil wordt verlaagd volgens een lineair verloop met de tijd.
Dus, voor x = 0, : $\phi = \alpha_1 T$. ($\phi = \alpha t$, $\alpha = \alpha_1 \frac{\mu}{kD}$

oplossing: $\phi = - \alpha_1 T f_2(u)$

$Q = - \alpha_1 \cdot \sqrt{\mu kD} \cdot \sqrt{T} \cdot f_1(u)$.

geval: n = 3

omschrijving: het kanaalpeil wordt zodanig verlaagd als funktie van de tijd dat de uitstroming van het grondwater in het kanaal (x = 0) lineair verloopt in de tijd.
Dus, voor x = 0, : $Q = \beta_1 T$ ($\beta_1 < 0$). ($\frac{\partial \phi}{\partial x} = \beta t$, $\beta = \beta_1 \frac{\mu}{(kD)^2}$)

oplossing: $\phi = \frac{- \beta_1}{\sqrt{\mu kD}} \cdot T\sqrt{T} \cdot f_3(u)$

$Q = - \beta_1 \cdot T \cdot f_2(u)$.

Funkties f(u):

Voor de funkties $f_o(u)$, $f_1(u)$, $f_2(u)$ en $f_3(u)$ gelden onderstaande uitdrukkingen:

$$f_o(u) = - \{1 - E(u)\}$$

$$f_1(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{-u^2} - 2u \{1 - E(u)\}$$

$$f_2(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} u\, e^{-u^2} - (2u^2 + 1)\{1 - E(u)\}$$

$$f_3(u) = \frac{4}{3\sqrt{\pi}} (u^2 + 1)\, e^{-u^2} - 2/3\, (2u^3 + 3u)\{1 - E(u)\}$$

waarin $E(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_o^u e^{-u^2} du$.

De numerieke waarden van deze funkties van u, alsmede die van $\frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}}$, zijn getabelleerd in bijgaande tabel ontleend aan het proefschrift.

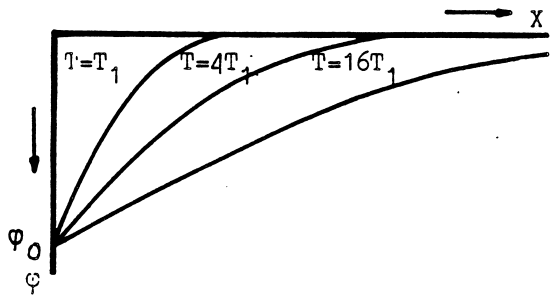
Funkties f(u) van Edelman

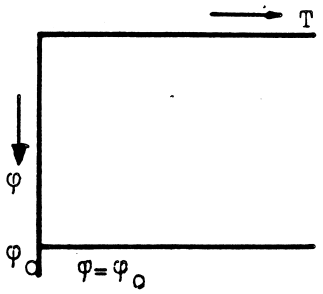
u	$\frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}}$	$f_o(u)$	$f_1(u)$	$f_2(u)$	$f_3(u)$
0,-	0,5642	-1,-	1,1284	-1,-	0,7523
0,025	0,5639	-0,9717	1,0791	-0,9448	0,7037
0,050	0,5628	-0,9436	1,0312	-0,8920	0,6578
0,075	0,5611	-0,9155	0,9849	-0,8416	0,6145
0,100	0,5586	-0,8875	0,9397	-0,7935	0,5736
0,125	0,5555	-0,8596	0,8960	-0,7476	0,5350
0,150	0,5517	-0,8320	0,8537	-0,7039	0,4987
0,200	0,5421	-0,7773	0,7732	-0,6227	0,4324
0,250	0,5300	-0,7237	0,6982	-0,5497	0,3739
0,300	0,5157	-0,6714	0,6285	-0,4829	0,3224
0,350	0,4992	-0,6206	0,5639	-0,4232	0,2772
0,400	0,4808	-0,5716	0,5042	-0,3699	0,2375
0,450	0,4608	-0,5245	0,4495	-0,3222	0,2030
0,500	0,4394	-0,4795	0,3993	-0,2799	0,1729
0,550	0,4169	-0,4367	0,3534	-0,2423	0,1468
0,600	0,3936	-0,3961	0,3119	-0,2090	0,1243
0,650	0,3698	-0,3580	0,2741	-0,1798	0,1048
0,700	0,3457	-0,3222	0,2402	-0,1540	0,0883
0,750	0,3215	-0,2888	0,2097	-0,1315	0,0740
0,800	0,2975	-0,2579	0,1824	-0,1120	0,0618
0,850	0,2735	-0,2293	0,1581	-0,0949	0,0516
0,900	0,2510	-0,2031	0,1364	-0,0803	0,0428
0,950	0,2288	-0,1791	0,1173	-0,0677	0,0354
1,-	0,2076	-0,1573	0,1005	-0,0568	0,0291
1,050	0,1874	-0,1376	0,0857	-0,0476	0,0239
1,100	0,1683	-0,1198	0,0729	-0,0306	0,0196
1,150	0,1504	-0,1039	0,0617	-0,0329	0,0159
1,200	0,1337	-0,0897	0,0520	-0,0273	0,0129
1,250	0,1183	-0,0771	0,0438	-0,0224	0,0105
1,300	0,1041	-0,0660	0,0366	-0,0184	0,0084
1,350	0,0912	-0,0562	0,0307	-0,0148	0,0071
1,400	0,0795	-0,0477	0,0253	-0,0122	0,0055
1,450	0,0689	-0,0403	0,0209	-0,0100	0,0043
1,500	0,0595	-0,0339	0,0172	-0,0081	0,0034
1,600	0,0436	-0,0237	0,0114	-0,0055	0,0017
1,700	0,0314	-0,0162	0,0076	-0,0032	0,0014
1,800	0,0221	-0,0109	0,0050	-0,0020	0,0009
1,900	0,0153	-0,0072	0,0031	-0,0012	0,0005
2,-	0,0104	-0,0047	0,0020	-0,0007	0,0004
2,100	0,0069	-0,0030	0,0012	-0,0005	0,0001
2,200	0,0045	-0,0019	0,0007	-0,0003	
2,300	0,0029	-0,0011	0,0005	-0,0001	
2,400	0,0018	-0,0007	0,0003		
2,500	0,0011	-0,0004	0,0002		

Overzicht van de vier gevallen van Edelman.

φ en Q voor X = 0:

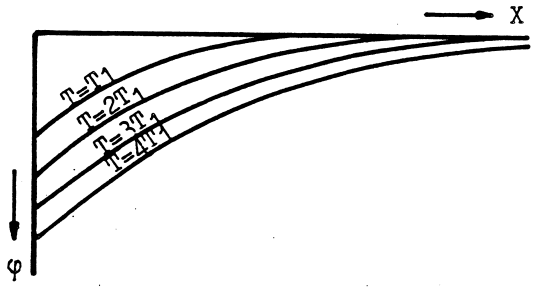
geval n = 0

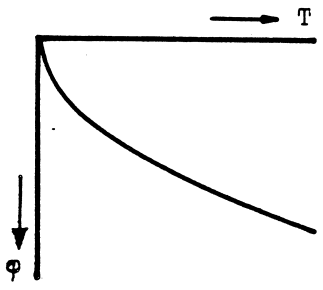




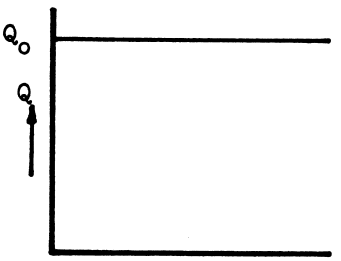
$Q = -\varphi_0 \sqrt{\mu kD/\pi} \cdot T^{-\frac{1}{2}}$

geval n = 1



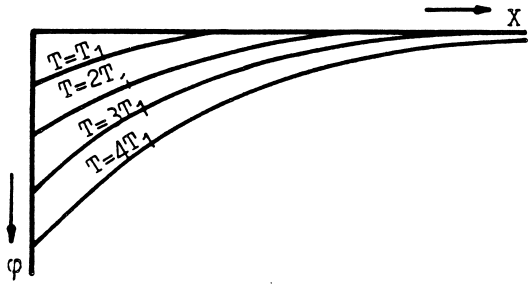


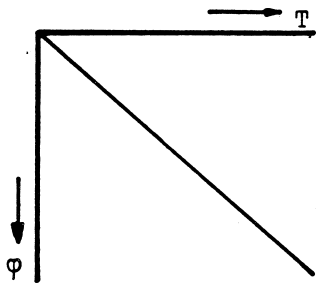
$\varphi = \frac{-1{,}1284\ Q_o}{\sqrt{\mu\, kD}} \cdot T^{\frac{1}{2}}$



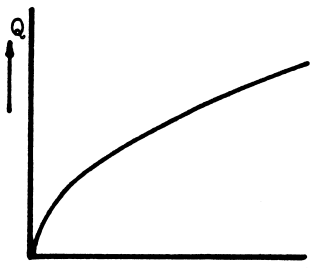
$Q = Q_o$

geval n = 2



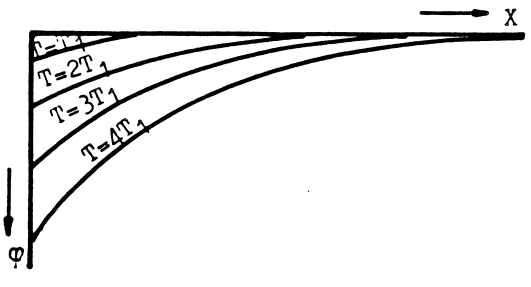


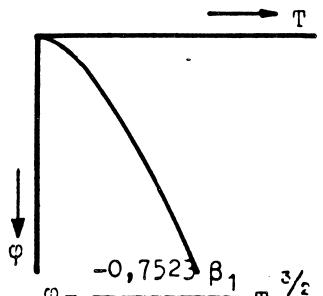
$\varphi = \alpha_1 T$



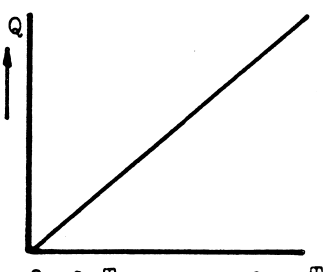
$Q = -1{,}1284\ \alpha_1 \sqrt{\mu\, kD} \cdot T^{\frac{T_1}{2}}$

geval n = 3





$\varphi = \frac{-0{,}7523\ \beta_1}{\sqrt{\mu kD}}\ T^{3/2}$



$Q = \beta_1 T$

Verhoudingen

geval n = 0

$$\phi = -\phi_o \cdot f_o(u)$$

$$\phi_o = -\phi_o \cdot f_o(0) = -\phi_o \cdot -1 = \phi_o$$

$$\frac{\phi}{\phi_o} = -f_o(u)$$

$$Q = -\phi_o \sqrt{\mu k D} \cdot \frac{1}{\sqrt{T}} \cdot \frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}}$$

$$Q_o = -\phi_o \sqrt{\mu k D} \cdot \frac{1}{\sqrt{T}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\pi}}$$

$$\frac{Q}{Q_o} = e^{-u^2}$$

geval n = 1

$$\phi = \frac{-Q_o}{\sqrt{\mu k D}} \cdot \sqrt{T} \cdot f_1(u)$$

$$\phi_o = \frac{-Q_o}{\sqrt{\mu k D}} \cdot \sqrt{T} \cdot 1{,}1284$$

$$\frac{\phi}{\phi_o} = \frac{f_1(u)}{1{,}1284}$$

$$Q = -Q_o \cdot f_o(u)$$

$$Q_o = -Q_o \cdot -1 = Q_o$$

$$\frac{Q}{Q_o} = -f_o(u)$$

geval n = 2

$$\phi = -\alpha_1 T \cdot f_2(u)$$

$$\phi_o = -\alpha_1 T \cdot -1 = \alpha_1 T$$

$$\frac{\phi}{\phi_o} = -f_2(u)$$

$$Q = -\alpha_1 \sqrt{\mu k D} \cdot \sqrt{T} \cdot f_1(u)$$

$$Q_o = -\alpha_1 \sqrt{\mu k D} \cdot \sqrt{T} \cdot 1{,}1284$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{f_1(u)}{1{,}1284}$$

geval n = 3

$$\phi = \frac{-\beta_1}{\sqrt{\mu k D}} \cdot T\sqrt{T} f_3(u)$$

$$\phi_o = \frac{-\beta_1}{\sqrt{\mu k D}} \cdot T\sqrt{T} \cdot 0{,}7523$$

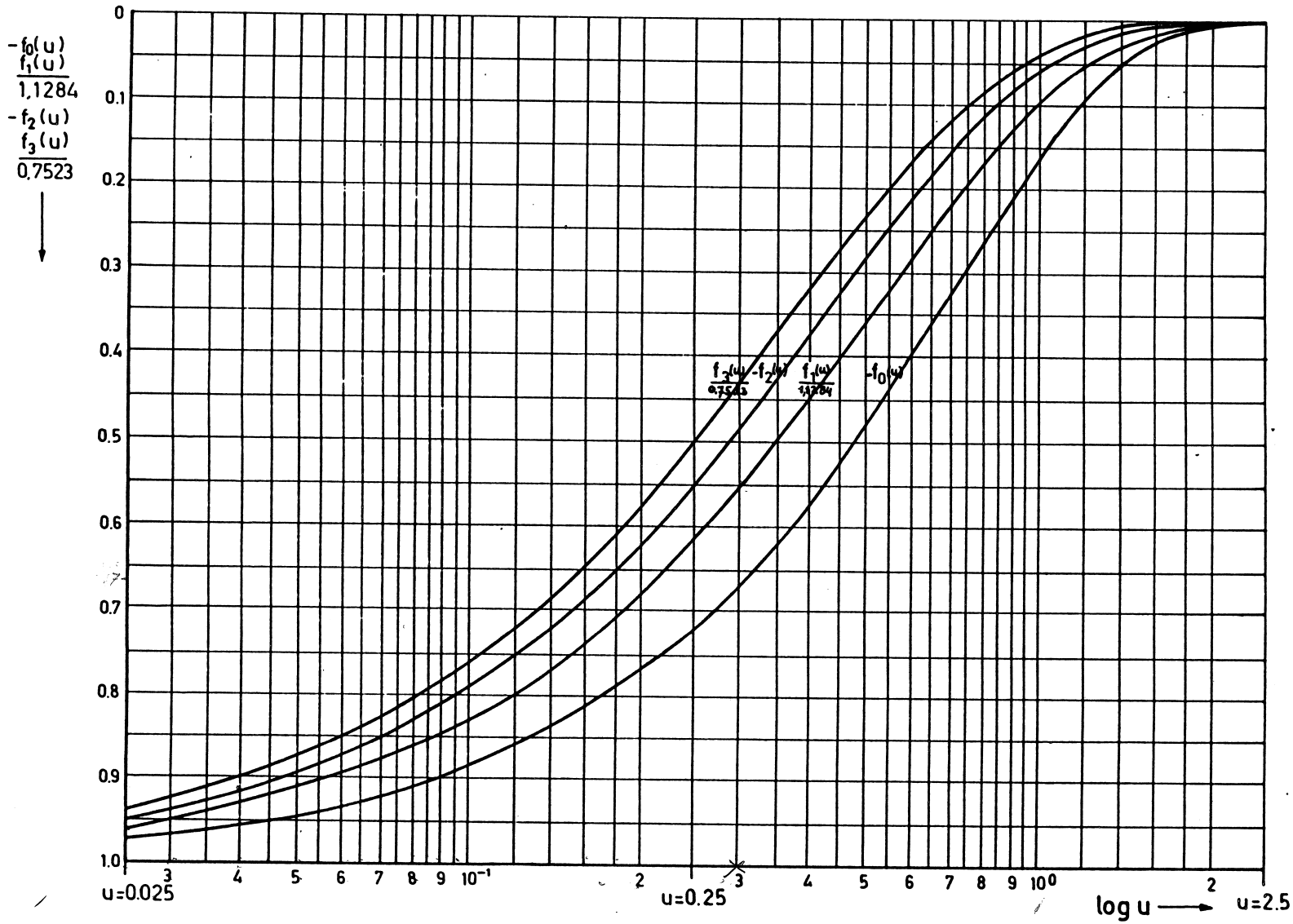
$$\frac{\phi}{\phi_o} = \frac{f_3(u)}{0{,}7523}$$

$$Q = -\beta_1 T \cdot f_2(u)$$

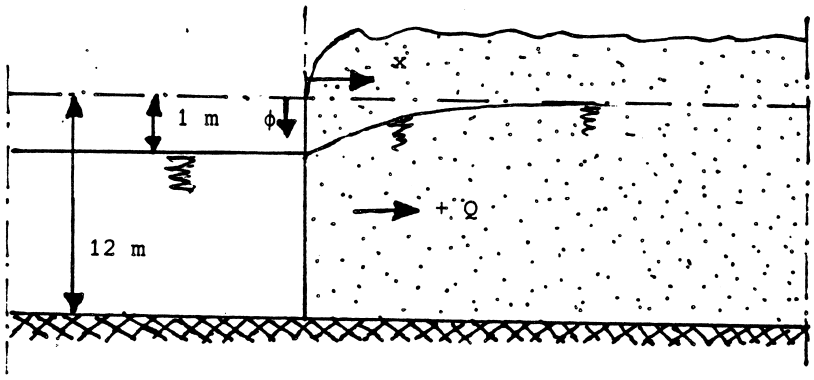
$$Q_o = -\beta_1 T \cdot -1 = \beta_1 T$$

$$\frac{Q}{Q_o} = -f_2(u)$$

Functies van Edelman voor kanaalpeilverlaging
Standaardkrommen voor 4 gevallen.



Vraagstuk:B3-1 (Edelman)



Deel 1

Ter bepaling van de kD-waarde van de aanliggende grond wordt een deel van een kanaalpand afgedamd en het peil wordt door middel van pompen in zeer korte tijd 1,00 m verlaagd. Aangenomen wordt, dat tevoren het kanaalpeil voldoende lang konstant is geweest en dat geen regen op, of verdamping uit de grond zijn opgetreden, zodat de hoogte van de grondwaterspiegel tot ver buiten de oevers gelijk is aan het kanaalpeil.
Nu wordt op verschillende plaatsen op achtereenvolgende tijdstippen de daling van de grondwaterspiegel gemeten. De gemeten waarden zijn in tabel I weergegeven. x is de afstand van de grondwaterstandsbuis uit de oever. Uit analyse van bodemmonsters is gebleken, dat de gemiddelde bergingskoëfficiënt 0,30 is.

x	grondwaterstandsdaling in m					
in m	1e dag	4e dag	9e dag	16e dag	25e dag	36e dag
1	0,97	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
5	0,86	0,93	0,95	0,96	0,97	0,99
10	0,73	0,86	0,92	0,93	0,94	0,95
25	0,43	0,67	0,78	0,82	0,86	0,90
50	0,14	0,43	0,59	0,67	0,73	0,78
75	0,02	0,24	0,43	0,55	0,63	0,67
100	0,00	0,14	0,29	0,43	0,51	0,59
150	0,00	0,02	0,14	0,24	0,34	0,43
250	0,00	0,00	0,01	0,05	0,14	0,20
500	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
750	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabel I

Vragen:

a. Bepaal aan de hand van de gegeven standaardkrommen de kD-waarde van de grond.
b. Hoeveel water stroomt er aan het einde van de eerste dag per strook van 1 m breedte het kanaal in?
c. Hoeveel water is gedurende de tijd T = 0 tot T = 36 naar het kanaal gevloeid?

Deel 2

Nu de kD-waarde van de grond bekend is, is men in staat de grondwaterstand bij een verandering in het kanaalpeil te berekenen. Bijvoorbeeld: In vervolg op deel 1 wordt vanaf de 36e dag de waterstand in het kanaal gedurende 16 dagen met 0,3 m/d verlaagd en vervolgens vanaf de 52e dag wordt het dan aanwezige kanaalpeil gedurende 16 dagen gehandhaafd.

Bepaal na 68 dagen de verlaging ϕ op afstand x = 0,100,250,500,750,1000 m van het kanaal.

Antwoorden:

1 a: kD = $1{,}5.10^{2} m^2/d$
b: Q = $3{,}79\ m^3/m^1 d$
c: Q = $45{,}4\ m^3/m^1$

2: x = 0 m ϕ = 5,80 m
x = 100 m ϕ = 3,17 m
x = 250 m ϕ = 0,83 m
x = 500 m ϕ = 0,07 m
x = 750 m ϕ = 0,00 m
x = 1000 m ϕ = 0,00 m

RESPONS VAN HET FREATISCH VLAK OP VERANDERINGEN VAN DE STIJGHOOGTE IN HET GEDEELTELIJK AFGESLOTEN GRONDWATER DAARONDER

Tussen het in de titel vermelde freatische grondwater en het gedeeltelijk afgesloten grondwater daaronder bevindt zich een slecht doorlatende laag. In het hiernavolgende worden met betrekking tot deze slecht doorlatende laag twee bodemprofielen behandeld, en wel:

1 de slecht doorlatende laag heeft een hydraulische weerstand c, geconcentreerd in een laagje van verwaarloosbare dikte; boven deze laag is een zeer doorlatend zandpakket aanwezig, waarin het freatisch vlak ligt. Zie figuur 1.

2 de slecht doorlatende laag reikt tot aan het maaiveld en is homogeen van samenstelling; de hydraulische weerstand van deze laag is evenredig met de -veranderlijke- dikte van het verzadigde deel van deze laag, dat is de afstand tussen het freatisch vlak en de onderkant van deze laag. Zie figuur 2.

In beide profielen is de onderkant van de slecht doorlatende laag -tevens bovenkant van het watervoerende pakket daaronder- gekozen als referentievlak voor de stijghoogten $\phi_s(t)$ en de grondwaterstanden $\phi_g(t)$.

Voor beide profielen wordt per tijdvak T (t van 0 tot T) verondersteld:
- een constante nuttige neerslag f.
- een lineair met de tijd verlopende stijghoogte $\phi_s(t)$.

In die gevallen waarin de stijghoogte $\phi_s(t)$ daalt beneden de onderkant van de slecht doorlatende laag en waarin (zijdelings) lucht in het watervoerende pakket kan toetreden heerst aan de onderzijde van de slecht doorlatende laag de atmosferische druk waardoor dan, bij het gekozen referentievlak, $\phi_s = 0$.

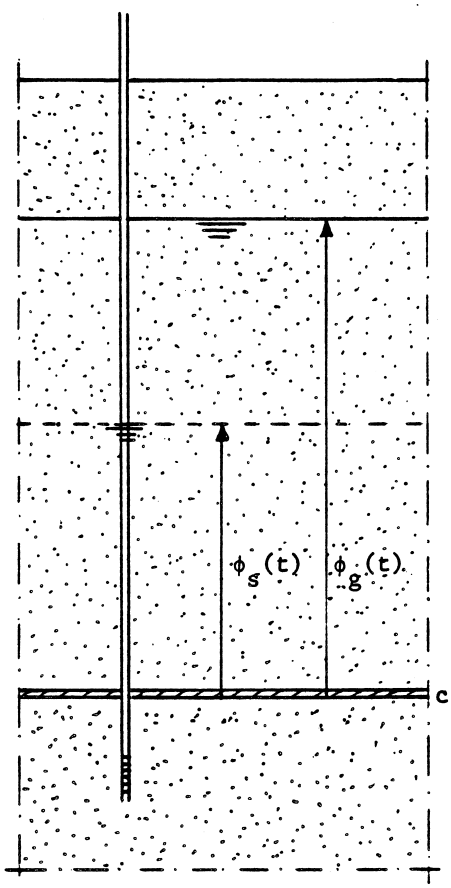
Voor <u>profiel 1</u> geldt:

in = uit + berging

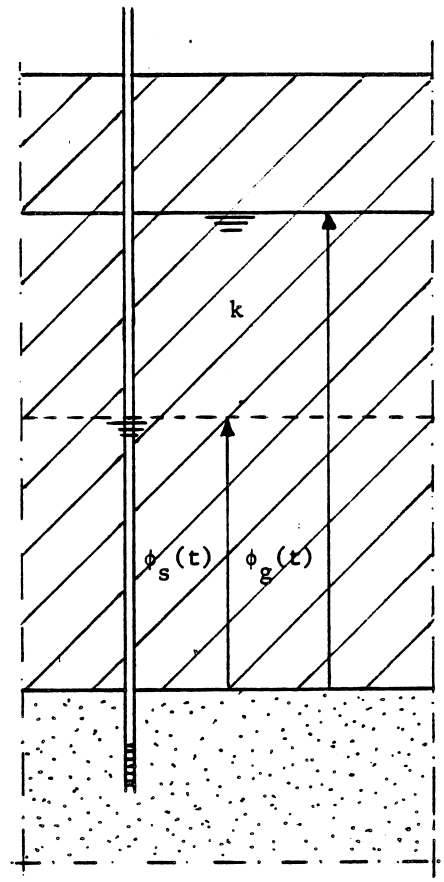
$$f = \frac{\phi_g(t) - \phi_s(t)}{c} + \mu \frac{d\phi_g(t)}{dt} \qquad (1)$$

Derhalve geldt onderstaande differentiaalvergelijking:

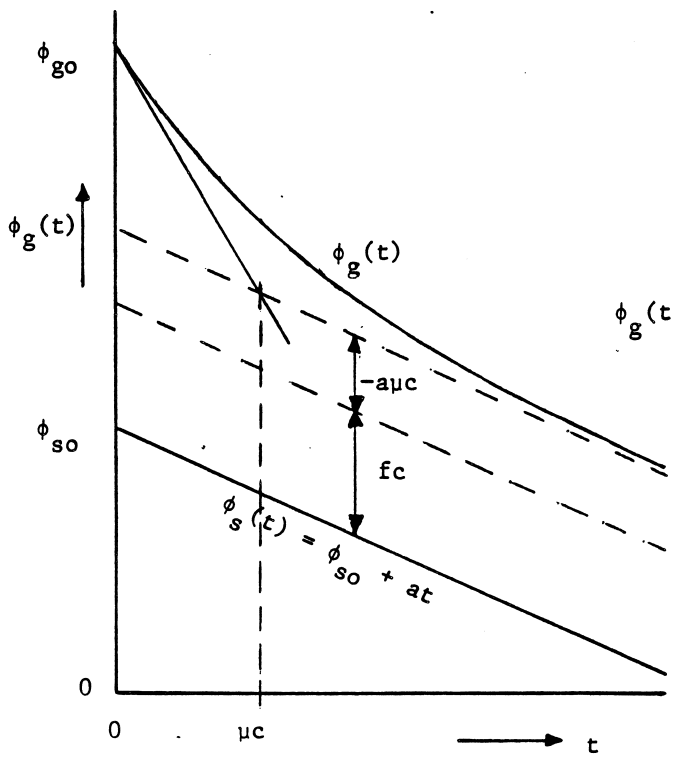
$$\phi_g(t) + \mu c \frac{d\phi_g(t)}{dt} - \phi_s(t) - fc = 0 \qquad (2)$$



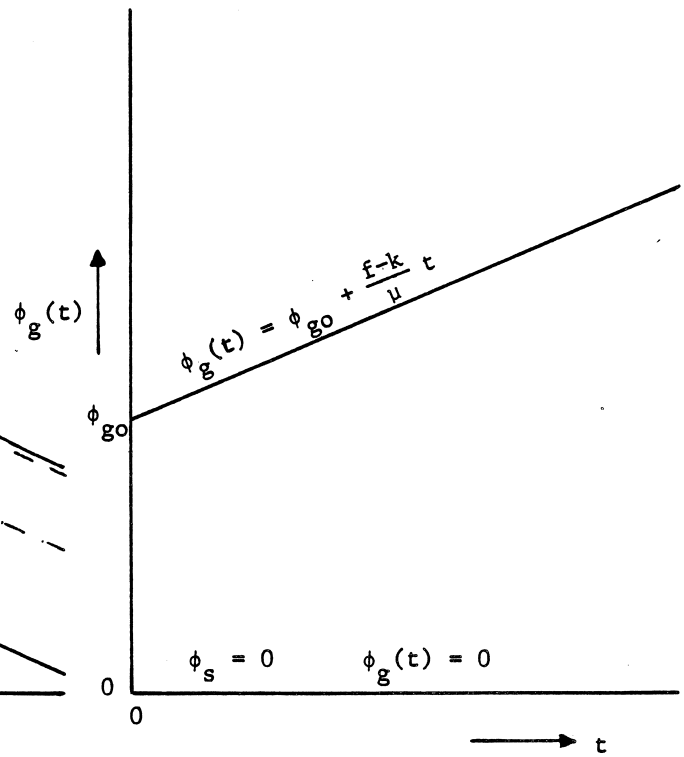
figuur 1



figuur 2



figuur 3



figuur 4

Ingeval

$$\phi_s(t) = \phi_{s0} + at \qquad (3)$$

is de analytische oplossing:

$$\boxed{\phi_g(t) = \phi_{s0} + at + fc - a\mu c + (\phi_{g0} - \phi_{s0} - fc + a\mu c)e^{-\frac{t}{\mu c}}} \qquad (4)$$

Figuur 3 geeft een grafische voorstelling van deze oplossing.

Ingeval het verloop van $\phi_s(t)$ over het tijdvak T in (2) benaderd mag worden door $\overline{\phi_s}$ kan (2) als volgt worden uitgeschreven ten behoeve van een numerieke oplossing:

$$\frac{\phi_{g0} + \phi_{gT}}{2} + \mu c \frac{\phi_{gT} - \phi_{g0}}{T} - \overline{\phi_s} - fc = 0 \qquad (5)$$

De numerieke oplossing voor ϕ_{gT} is dan:

$$\boxed{\phi_{gT} = \frac{\phi_{g0}\left(\frac{\mu c}{T} - \frac{1}{2}\right) + \overline{\phi_s} + fc}{\frac{\mu c}{T} + \frac{1}{2}}} \qquad (6)$$

Voor het volgende tijdvak T geldt de hiermee berekende waarde ϕ_{gT} als beginwaarde ϕ_{g0}. Voor elk volgend tijdvak T kunnen bovendien andere waarden voor $\overline{\phi_s}$ en f worden ingevoerd.

Voor <u>profiel 2</u> geldt:

in = uit + berging

$$f = k\frac{\phi_g(t) - \phi_s(t)}{\phi_g(t)} + \mu\frac{d\phi_g(t)}{dt} \qquad (7)$$

Derhalve geldt onderstaande differentiaalvergelijking.

$$(f - k)\,\phi_g(t) - \mu\phi_g(t)\frac{d\phi_g(t)}{dt} + k\phi_s(t) = 0 \qquad (8)$$

Ingeval $\phi_s(t) = 0$ zijn er twee particuliere oplossingen mogelijk, en wel:

$$\phi_g = 0 \qquad (9)$$

en $$\phi_g(t) = \phi_{g0} + \frac{f - k}{\mu} \cdot t \qquad (10)$$

Figuur 4 geeft een grafische voorstelling van deze beide oplossingen.

In het algemeen is een numerieke oplossing van (8) eenvoudiger.

Ingeval het verloop van $\phi_s(t)$ over het tijdvak T in (8) benaderd mag worden door $\overline{\phi_s}$ kan (8) worden omgewerkt naar onderstaande numerieke oplossing:

$$\boxed{\phi_{gT} = \frac{(f-k)\,T}{2\mu} + \sqrt{\left\{\phi_{g0} + \frac{(f-k)\,T}{2\mu}\right\}^2 + \frac{2kT}{\mu} \cdot \overline{\phi_s}}} \qquad (9)$$

afleiding:

$$(f-k)\,\frac{\phi_{g0} + \phi_{gT}}{2} - \mu\,\frac{\phi_{g0} + \phi_{gT}}{2} \cdot \frac{\phi_{gT} - \phi_{g0}}{T} + k\overline{\phi_s} = 0$$

$$\frac{(f-k)\,T}{2\mu}\,(\phi_{g0} + \phi_{gT}) - \frac{\phi_{gT}^2 - \phi_{g0}^2}{2} + \frac{kT}{\mu}\,\overline{\phi_s} = 0$$

$$\frac{\phi_{gT}^2}{2} - \frac{(f-k)\,T}{2\mu} \cdot \phi_{gT} - \tfrac{1}{2}\left\{\frac{(f-k)\,T}{\mu}\,\phi_{g0} + \phi_{g0}^2 + \frac{2kT}{\mu}\,\overline{\phi_s}\right\} = 0$$

$$\phi_{gT} = \frac{(f-k)\,T}{2\mu} \pm \sqrt{\left\{\frac{(f-k)\,T}{2\mu}\right\}^2 + \frac{(f-k)\,T}{\mu} \cdot \phi_{g0} + \phi_{g0}^2 + \frac{2kT}{\mu}\,\overline{\phi_s}}$$

$$\phi_{gT} = \frac{(f-k)\,T}{2\mu} + \sqrt{\left\{\phi_{g0} + \frac{(f-k)\,T}{2\mu}\right\}^2 + \frac{2kT}{\mu}\,\overline{\phi_s}}$$

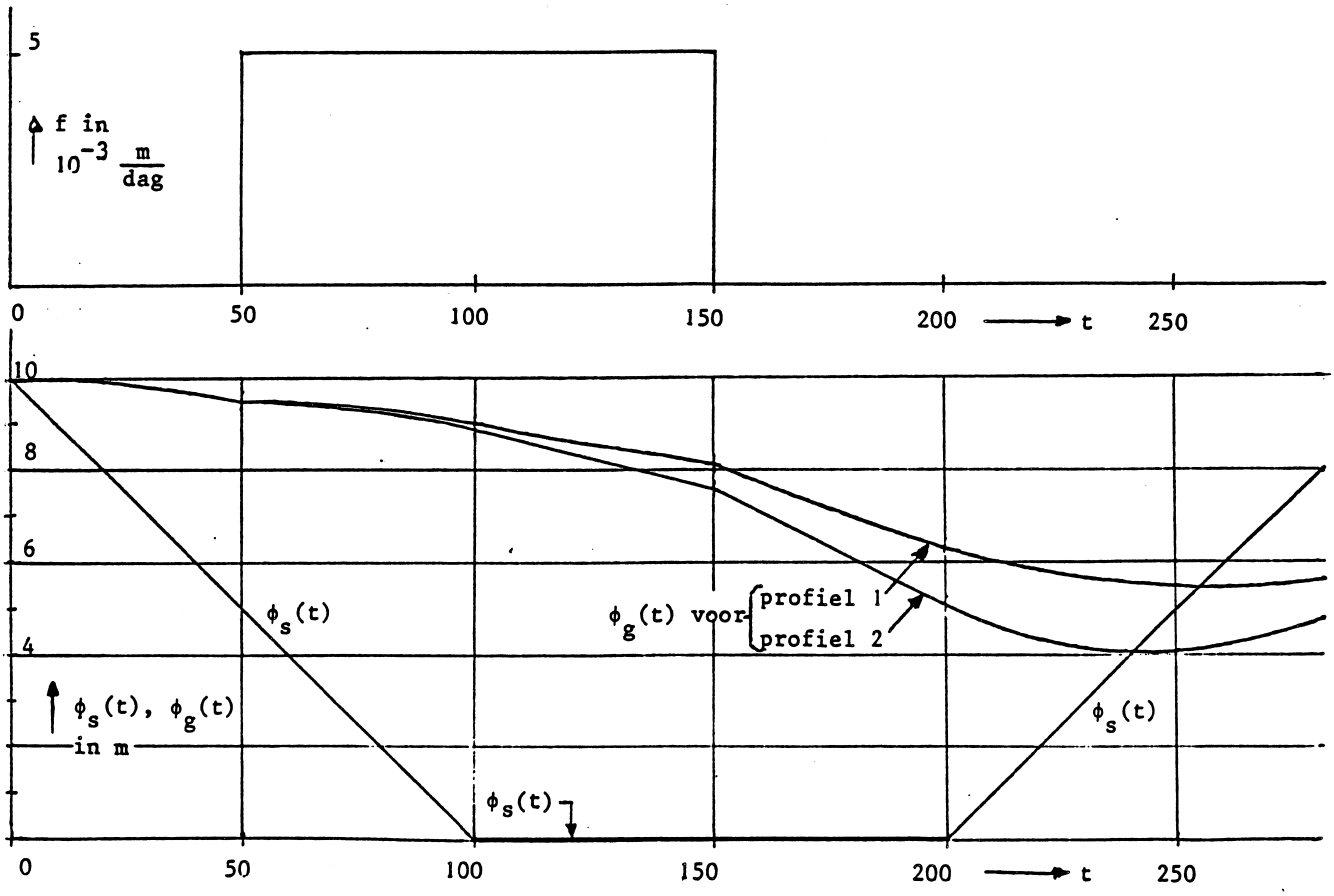
Alleen het + teken voldoet.

Voor het volgende tijdvak T geldt de hiermee berekende waarde ϕ_{gT} als beginwaarde ϕ_{g0}. Voor elk volgende tijdvak T kunnen bovendien andere waarden voor $\overline{\phi_s}$ en f worden ingevoerd.

<u>Voorbeeld:</u> f = zie tabel bovenaan blz. 5.
k = 10^{-2} m/dag = 10 x 10^{-3} m/dag
c = 1000 dagen
μ = 0,2
} μc = 200 dagen
ϕ_s = zie tabel bovenaan blz. 5
ϕ_{g0} = 10 m
T = 10 dagen

t in dagen	f in 10^{-3} m/dag	ϕ_s in m
0 - 50	0	10 - 0,1 t
50 - 100	5	10 - 0,1 t
100 - 150	5	0
150 - 200	0	0
200 - 250	0	- 20 + 0,1 t

De berekeningen zijn uitgevoerd voor beide profielen. Het resultaat is afgebeeld in figuur 5.



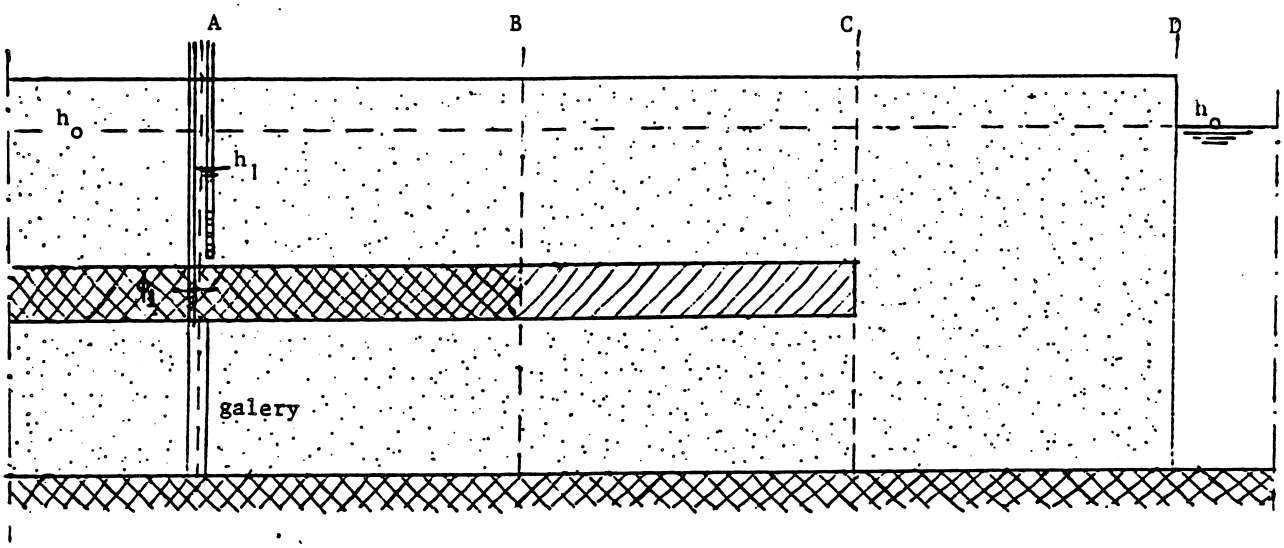
figuur 5

Suggestie: reken dit voorbeeld zelf na en vervolg daarbij bovendien elke tak voor grotere waarden van t daar waarvoor ze van toepassing is. Daarbij is het interessant te letten op asymptoten (voor zover van toepassing) en op het bereiken van $\phi_g(t) = 0$.

DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
HYDROLOGY GROUP

Some problems on groundwater and seepage

1.



A strip of land is bounded by open water at the right hand side. The open water penetrates to the impermeable base underlying the strip of land. The level of the open water is constant with time.

The strip of land can be described as follows.

Section AB consists of two aquifers: a phreatic aquifer on top and a confined aquifer at the bottom, separated by an impervious layer. This configuration extends to infinity at the left hand side.

Section BC consists of two aquifers: a phreatic aquifer on top and a semi-confined aquifer at the bottom, separated by a semi-pervious layer.

Section CD consists of one phreatic aquifer.

The aquifers are homogeneous and isotropic, the permeability k is the same in all aquifers.

The transmissivity in section CD may be assumed to be twice the transmissivity of each of the other aquifers.

There is no recharge and there are no other open water courses.

The strip of land is of infinite extend perpendicular to the plane of drawing.

At location A a galery parallel to the open water produces a certain quantity of water from the bottom aquifer. This causes a piezometric level ϕ_1 as indicated in the drawing above the bottom of the confining layer. In the

same location A an observation well in the upper aquifer shows a drop of the phreatic groundwater level (at level h_1) with respect to the water level in the open water course (at h_o).

Questions

a Sketch the piezometric levels in both aquifers for the whole reach from D to the left, beyond A, with special attention for the levels at B, C and D and the gradients in between.
Explain your solution.

b What limits can you give for the ratio

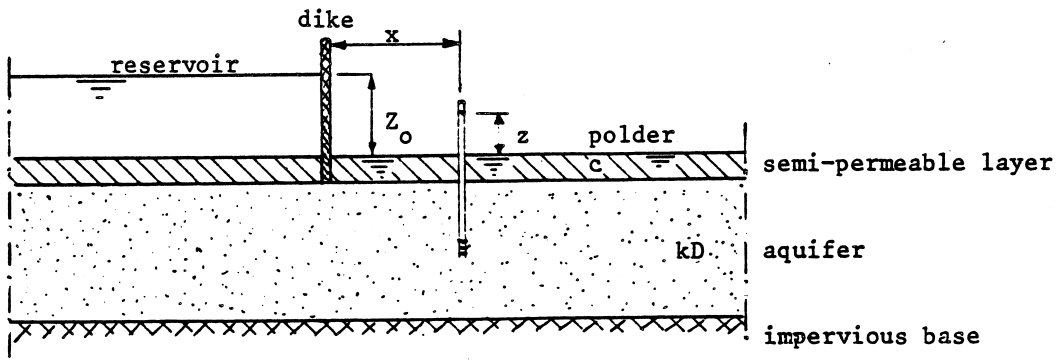
$$\frac{h_o - h_1}{h_o - \phi_1}$$

in case the lengths AB, BC and CD are equal?

c The cross-section of the strip of land is a schematization for natural geological conditions. Could you describe such conditions in geological terms?

---

2. The figure below represents a reservoir and a polder both extending to infinite and separated by a straight dike.



The polderlevel is at the depth Z_o below the water level of the reservoir. The transmissibility of the aquifer is kD and the hydraulic resistance of the semi-permeable top-layer amounts to c.

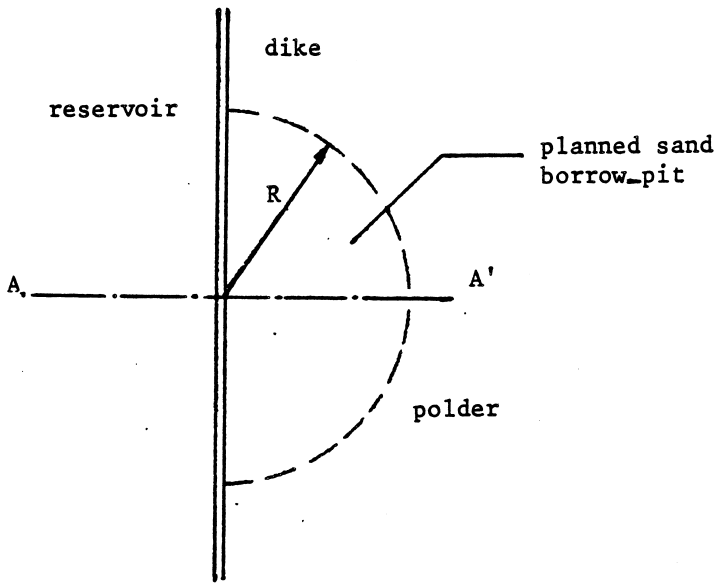
Questions

a Sketch the piezometric line of the aquifer:
a 1 in case of a high value of c;
a 2 in case of a low value of c.

b Give the expression for the vertical seepage velocity in a point at a distance x from the dike.

c For which value of c (expressed as a function of x and kD) will this velocity be at its maximum?

3. The figure below shows a plan of the reservoir and the polder described in problem 2. The dotted line indicates the location and shape of a planned borrow-pit for sand (to be used for road construction). To that aim the semi-permeable top layers of say 5 m thickness will be removed first.
Then the sand will be dredged to a depth of say 30 m the whole aquifer being some 100 m thick.
The waterlevel in the lake that will be left can be maintained either at the waterlevel of the polder or at the waterlevel of the reservoir. In the latter case, of course, it should be surrounded by an embankment.

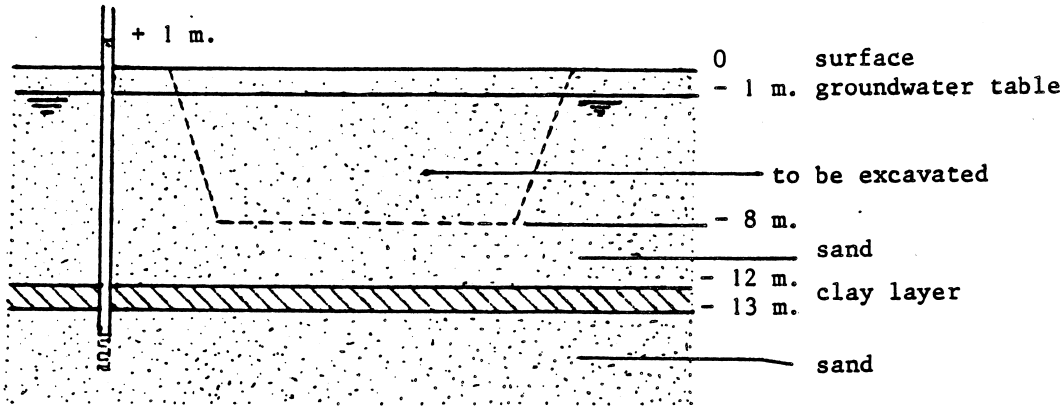


Discuss tentatively the hydrologic consequences of both alternatives. In these discussions attention should be paid to the changes of

a. the piezometric levels of the the deep groundwater;
b. the total amount and the distribution of seepage in the polder, both with respect to the original conditions;
c any other hydrologic consequence.

It is recommended to consider the conditions in cross-section AA' and it may be assumed that the radius R of the sand borrow pit is about five times the characteristic length λ ($= \sqrt{kDc}$).

4. In the geohydrologic profile below a building pit must be excavated to a depth of 8 m below surface.



The shallow ground-water table is at 1 m below surface. The piezometric level of the deep groundwater i.e. below the impermeable clay layer from 12 to 13 m below surface is at 1 m above surface. During the excavation and during the construction the building pit will be kept dry by pumping. The volume weight of soil saturated with water can be taken at 2 ton/m^3. The groundwater is fresh.

Questions

a At what depth of excavation will it be necessary to start pumping the deep groundwater?

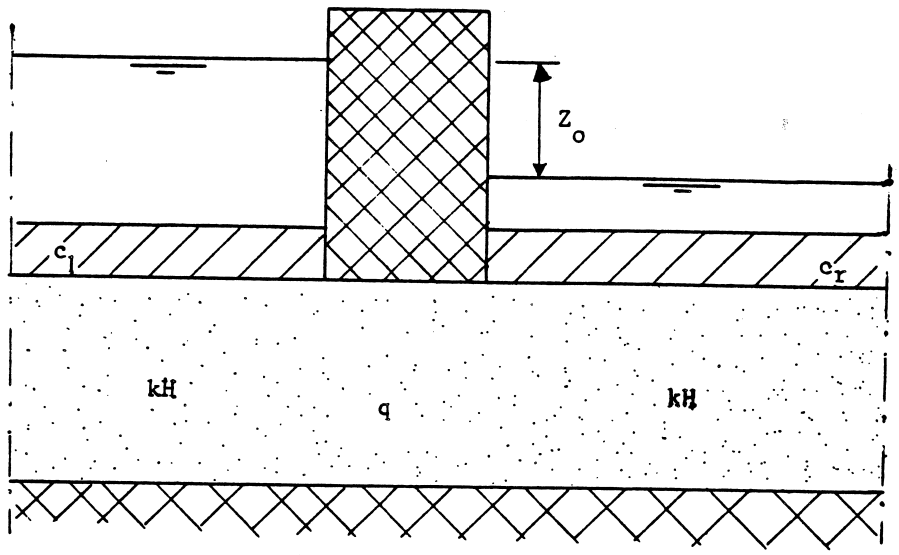
b What might happen if this is forgotten?

c To what depth should the piezometric level of the deep groundwater be lowered if the bottom of the excavation is at 8 m below surface?

d How could this be realized? (no design, just an outline)

e What would be the answers to the questions a and c in case the shallow groundwater is fresh and the deep groundwater is saline? (Cl^- contents 18 000 mg/l; t = 10°C; ρ = 1025 kg/m^3)

5. The following figure shows a geohydrologic profile. The impermeable dike extends to infinity in the direction perpendicular to the figure. The open waterlevel on the left-hand side is a height Z_o above the open waterlevel on the right-hand side. The profile and these levels extend to infinity on both sides. The transmissivity kH of the aquifers is the same all over.



The hydraulic resistance c can have different values on both sides of the dike c_l (left) and c_r (right).

The seepage flow q under the dike depends, among others, on the values of c_l and c_r.

The following nine cases are distinguished:

1) $c_l = 0$, $c_r = 0$	4) $c_l = c$, $c_r = 0$	7) $c_l = \infty$, $c_r = 0$
2) $c_l = 0$, $c_r = c$	5) $c_l = c$, $c_r = c$	8) $c_l = \infty$, $c_r = c$
3) $c_l = 0$, $c_r = \infty$	6) $c_l = c$, $c_r = \infty$	9) $c_c = \infty$, $c_r = \infty$

c is a finite positive value with the dimension time (T).

List these nine cases in order of decreasing magnitude of q, e.g. as follows:

$q_1 > q_5 = q_7 > q_3 = q_2 = \ldots\ldots$ etc.

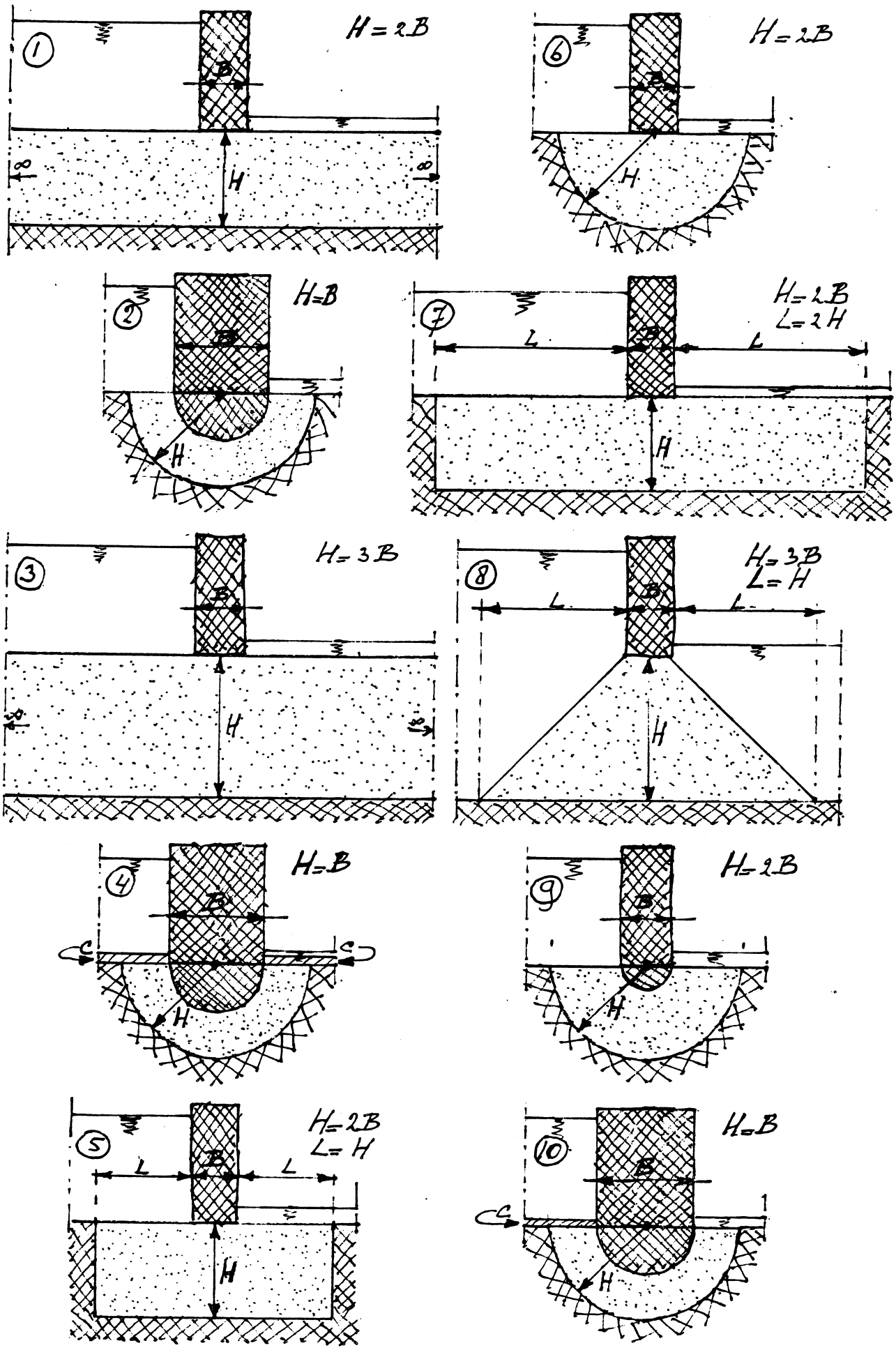
Note that it may be possible that some values q are equal or have a particular value, which can be expressed by the = sign in the sequence.

6. The attached sheet shows 10 different geohydrological profiles.
All of them extend to infinity in the direction perpendicular to the paper.
The permeability k of the aquifer is the same in all these profiles.
The difference Z_0 between the controlled water tables at both sides of the impermeable dike is also the same in all these profiles.
The seepage flow q per unit of length perpendicular to the paper (q in L^2T^{-1}) depends on the type and shape of the geohydrologic profile.

Question

List these 10 cases in order of decreasing magnitude of q, e.g. as follows:

$$q_1 > q_5 > q_7 > q_3 > q_2 \ldots\ldots \text{ etc.}$$



figures of problem 6

021320/8303

7) The attached sheet shows 8 different geohydrological profiles.

All of them extend to infinity in the direction perpendicular to the paper.

- The transmissibility kD,
- the hydraulic resistance c,
- the width B and
- the difference Z_o between the controlled water tables at both sides of the dikes

are the same in all these profiles.

Remind that $\lambda = \sqrt{kDc}$.

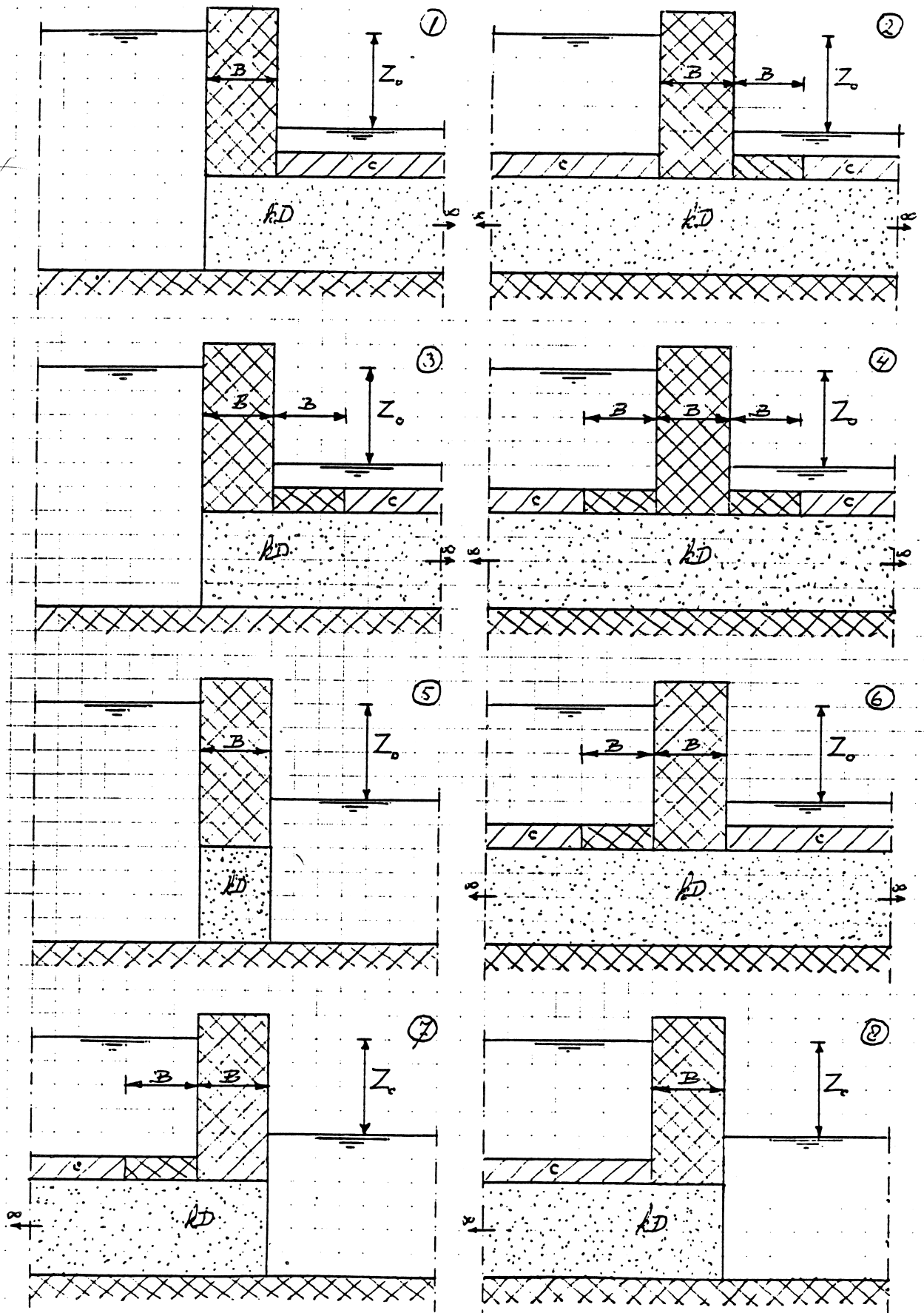
The seepage flow q (in L^2T^{-1}) under the dike depends on the profile.

Question:

List these 8 cases in order of decreasing magnitude q, e.g. as follows:

$$q_1 > q_5 = q_7 > q_3 = q_2 = \ldots\ldots\ \text{etc.}$$

Note that it may be possible that some values q are equal, which can be expressed by the = sign in the sequence.



figures of problem 7

i.e. seepage flow under a dike

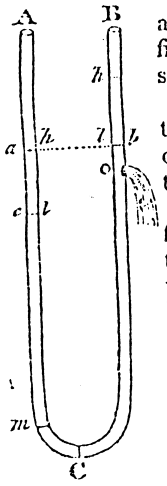
oplossing: $q_5 > q_1 = q_8 > q_3 = q_7 > q_6 = q_2 > q_4$

-lit: American Journal of Science (and Arts)
V14 pp 174-176, 1828

ART. XXV.—*On the Cause of Fresh Water Springs, Fountains, &c.; by* JOSEPH DU COMMUN.

In the Harmony Gazette, November 21, 1827, there is a *Nut for the philosophers*, picked, it is said from the National Gazette. I have endeavored to crack it, and I now present you with the kernel, leaving to your taste to determine whether it is palatable.

The questions proposed are two in number, 1st, Why the fresh water issuing from the depth of two hundred and twenty feet, by boring in solid rock near the city of New Brunswick, rises from eight to fourteen feet above the surface of the Raritan river? and 2d, Why the quantity of water corresponds exactly and continually with the rising and falling of the tide?



If we take an inverted glass syphon ACB and pour water into it, the two sides will be filled in part, and the water will rise in each side to the same height, say *a* and *b*.

If instead of water, we introduce mercury in the branch A and rain water in the branch B, one inch of mercury at *m* will support above thirteen inches of water in the branch B.

And lastly, if in the branch A we have a fluid denser than common water, as salt water for instance, the column of fresh water will be supported in the branch B, at the height *b*, by a column of the salt water inferior to it in height, in the inverse ratio of their densities, say to the height *c* only.

But now, cannot the branch B, of our syphon represent the subterranean stream winding through the crevices of the rocks, until it reaches, at some depth or other, the great oceanic reservoir, and cannot the column of salt water in the branch A represent, in like manner, the height and pressure of the salt water of the ocean?

If so, it explains why the fresh water, in boring by the sea shore, is raised and flows above the level of the sea water; thus, one of the two given questions seems to be solved.

The answer to the second may be deduced from the same principle.

Let us suppose that a hole has been opened in the branch B, a little below *l b* the level of the water at ebb; the water will then flow with a velocity that may be represented by 1, but at high tide the water might be supported at the height *h*, if the opening in the tube did not permit it to flow out, and it then must flow with the same velocity as if pressed under a column of fluid of that elevation. The quantity of water so running may be as 3, 4, 5, &c. according to the height of the tide; and finally, it must continually and exactly follow its oscillations.

Such is our solution for the two problems proposed.

To these considerations several might be added, for example: Knowing the proportional densities of the fresh water and the sea water, and the difference of the two levels, to determine at what depth the subterranean stream empties itself in the ocean. If we calculate the particular case here given, we shall find, the density of fresh water being represented by 1000, that of sea water by 1029 (Dr. Murray,) the difference of the levels being fifteen feet, we shall find, I say that the depth at which they join under ground must be five hundred feet.

Thence it follows, that if the junction of the two different kinds of water should take place at five thousand feet, or one mile, below the surface, the fresh water should rise at one hundred and fifty feet; if at fifty thousand feet, or ten miles, as one thousand five hundred feet, &c. This I think may account for the springs on high ground, and even at the top of insulated mountains.

Proceeding on, and drawing conclusions from the above principle, if admitted, it explains why there are during winter, places in our rivers, and each year the same, called air holes, where the water is very transparent, and will never freeze.

It seems that streams, rivulets and rivers under ground, are as numerous as on the surface of the earth, that they join together to form main streams, and that they are all directed towards the sea, where they empty at various depths, we may suppose also that there are lakes various in extent, and then we shall be compelled to admit, that the tide must not have a more apparent effect on the springs that are opened at remote, or elevated points of the surface, than the tide of the Ocean has on the Mediterranean and Black sea, although in open communication with them.

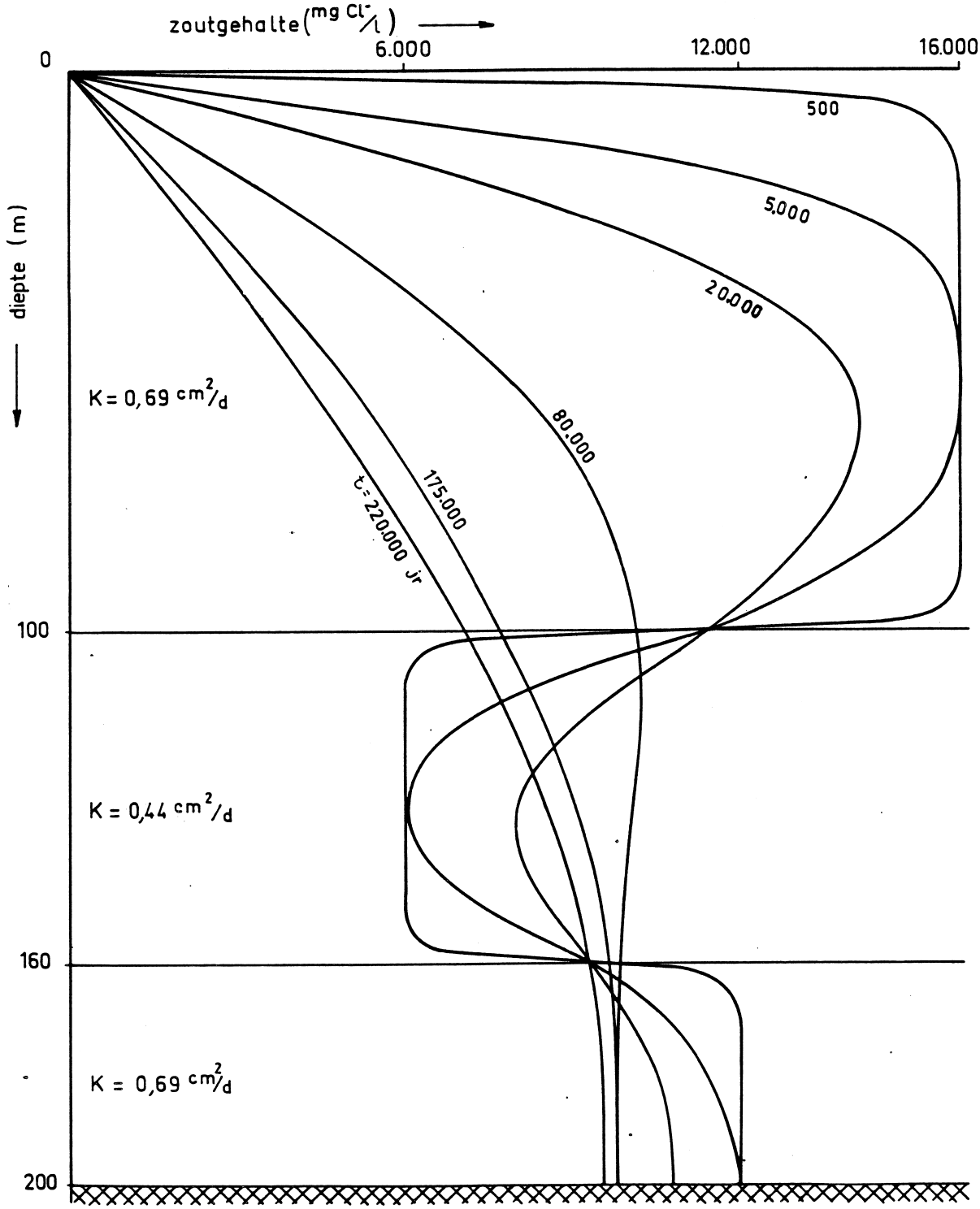
And to conclude, it might throw some light on that phenomenon related by voyagers, of spaces of several miles in extent, in the open sea, where they have met with water perfectly fresh and soft; supposing these places to be above the mouth of one of these immense and subterraneous rivers, the water of which, being lighter, would ascend to the surface and spread to a great distance, until tide, wind, wave and current have mixed it with the salt water of the sea.

West Point, Dec. 20th, 1827.

DIFFUSIE VAN Cl^--IONEN IN DE BODEM - I

UITGANGSPUNTEN: 3 lagen systeem op ondoorlatende basis, géén vertikaal watertransport, op t=0 alle lagen aanwezig.

laag	1	2	3	
dikte	40	60	100	(m)
zoutgehalte op t = 0	12000	6000	16000	($mg Cl^-/l$)
diffusiecoëfficiënt	0,69	0,44	0,69	(cm^2/d)



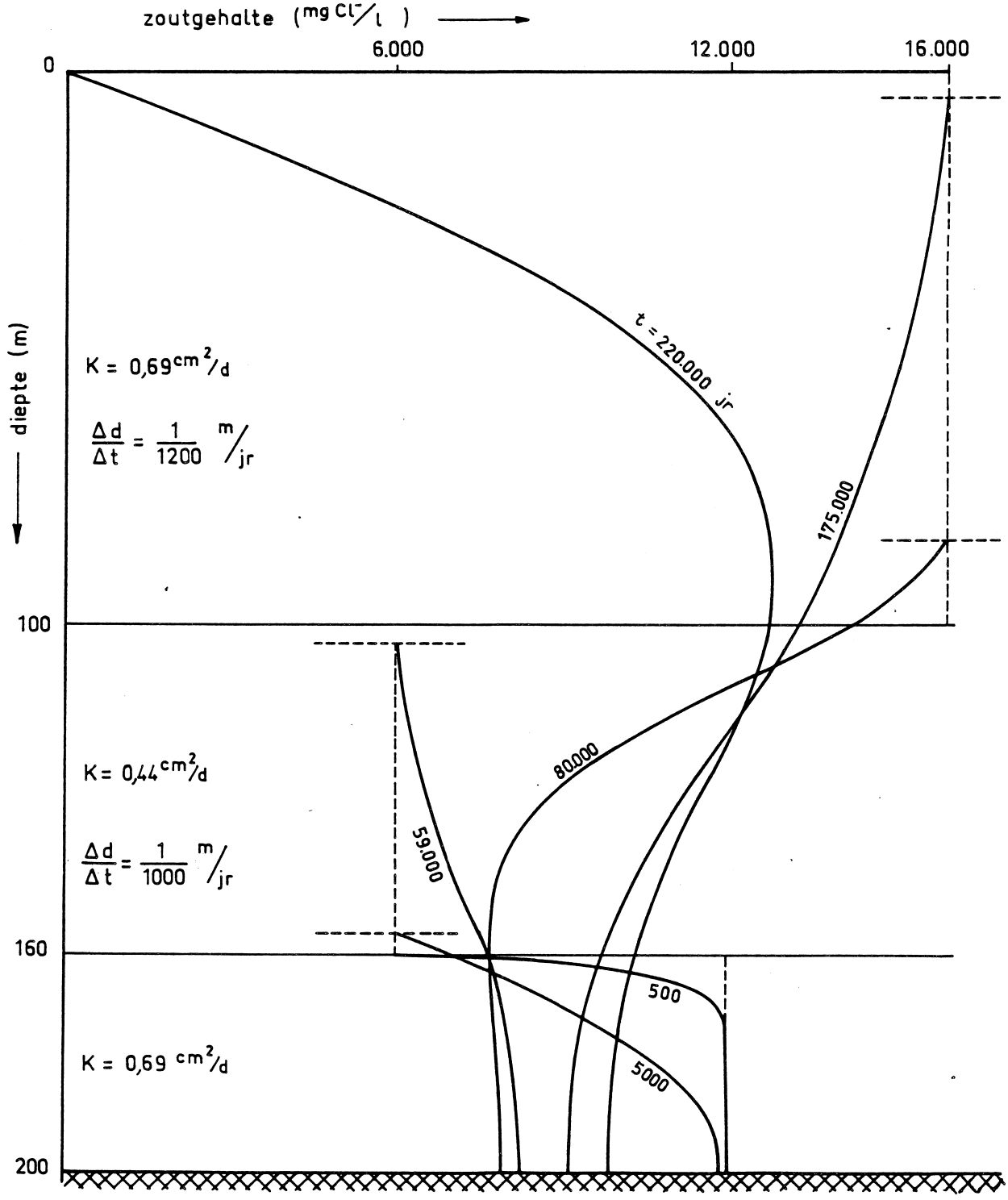
021320/8302

TOT HIER DIA 1 PG

DIFFUSIE VAN Cl^--IONEN IN DE BODEM - II

UITGANGSPUNTEN: 3 lagen-systeem op ondoorlatende basis, géén vertikaal watertransport, op t=0 alleen eerste laag aanwezig.

laag	1	2	3	
einddikte	40	60	100	(m)
zoutgehalte tijdens opbouw	12000	6000	16000	($mgCl^-/l$)
opbouwsnelheid	-	1/1000	1/1200	(m/jr)
diffusiecoëfficiënt	0,69	0,44	0,69	(cm^2/d)



Technische Hogeschool Delft
Civiele Techniek

SALINITY-CHLORINITY-DENSITY

I Salinity en chlorinity

De opgeloste stoffen in zeewater zijn te verdelen in :

a) hoofdbestanddelen

b) nevenbestanddelen

waarbij de concentratiegrens tussen de groepen ligt bij $\pm$ 1 mg/1. De concentraties van de nevenbestanddelen vertonen relatief grote variaties, voornamelijk ten gevolge van biologische processen. Van de hoofdbestanddelen is de concentratie-variatie klein en bovendien de concentratieverhoudingen onderling tamelijk constant.

Er zijn 11 hoofdbestanddelen: behalve de 8 genoemd in tabel 1 zijn er nog strontium ($\pm$ 8 mg/1), borium ($\pm$ 5 mg/1) en fluor ($\pm$ 1 mg/1).

Tabel 1. Chemische samenstelling van oceaanwater

	mg/1	%	molgew valentie	meq/1	
neg. ionen					
Cl^-	19.000	55,0	35,45	536	
SO_4^{--}	2.700	7,8	48,03	56	
HCO_3^-	140	0,4	61,02	2	
Br^-	65	0,2	79,91	1	
					595
pos. ionen					
Na^+	10.600	30,7	22,99	461	
Mg^{++}	1.270	3,7	12,16	104	
Ca^{++}	400	1,1	20.04	20	
K^+	380	1,1	39,10	10	
	34.555	100,0			595

Definities: salinity (S): "De totale hoeveelheid vaste materie, in grammen, per kilogram zeewater, nadat daarin de carbonaten geoxydeerd zijn, de bromiden en jodiden vervangen zijn door chloriden en alle organisch materiaal geoxydeerd is".(Knudsen, 1902)

chlorinity (Cl): "de hoeveelheid zilver, in grammen, nodig om juist alle halogenen in 328.5234 gram zeewater te doen neerslaan" (1940).

Er is een empirische relatie tussen salinity S en chlorinity Cl:

$S = 1.80655 \times Cl$ $\qquad$ $Cl = 0.554\ S$

II Dichtheid

Definities: Dichtheid (ρ): massa per volume. Soortelijk gewicht: verhouding van de dichtheid van een "standaard" water (b.v. puur water bij $4^{\circ}C$, grootste dichtheid van water). Soortelijk gewicht anomalie (σ): $= \sigma = (\rho-1)\ 1000$.

De dichtheid ρ van zeewater op een gegeven plaats en diepte (de in situ dichtheid), is afhankelijk van de temperatuur t, salinity S (of chlorinity Cl) en druk p, dus

$\rho = \rho_{S,t,p^{\circ}}$

Er bestaan reeds geruime tijd tabellen voor $\rho_{S,t,p}$ (Knudsen, 1902). Een eenvoudige formule voor de dichtheid van zout water bij een druk van 1 atm. is:

$$\rho_{S,t} = 1000 + 0.8054 \times S - 0.0065\ (t-4 + 0.2214 \times S)^2$$

De afwijkingen van deze formule ten opzichte van de tabellen worden groot voor het gebied ($t > 15^{\circ}C$, $S > 20^{\circ}/oo$).

Literatuur

1. M.G. Gross — "Oceanography" Prentice-Haal Inc. New Yersey, 1972.
2. J.D. Isdale en R. Morris — "Physical properties of seawater solutions. density", Desalintion, 10 (1972) p. 329.
3. R. Lange (ed.) — "Chemical Oceanography" Universitetsforlaget, Oslo, 1969.
4. D. F. Martin — "Marine Chemistry", Marcel Dekker Inc. New York, 1970.
5. J.P. Riley en R. Chester — "Introduction to Marine Chemistry", Academic Press London and New York, 1971.

4.2.1. Chemical composition of oceanwater

Main ions	molecular weight	molecular weight / valence	contents in mg/l	m eq/l
negative ions				
Cl^-	35.45	35.45	19,000*)	536
SO_4^{--}	96.06	48.03	2,700	56
HCO_3^-	61.02	61.02	140	2
Br^-	79.92	79.92	65	1
subtotal			21,905	595(-)
positive ions				
Na^+	23.00	23.00	10,600	461
Mg^{++}	24.32	12.16	1,270	104
Ca^{++}	40.08	20.04	400	20
K^+	39.10	39.10	380	10
subtotal			12,650	595 (+)
total			34,555o)	0

*) = Chlorinity (Cl)

o) = Salinity (S)

Thus for oceanwater and for diluted oceanwater:

$$\boxed{\frac{Cl}{S} = \frac{19{,}000}{34{,}555} \approx 0.55} \qquad (1)$$

4.2.2. Density of (saline) water

The density ρ (mass per unit of volume, $L^{-3}M$) of (saline) water is a function of:
S = salinity
t = temperature
p = pressure
The following simple formula holds for a pressure p of 1 atmosphere:

$$\boxed{\rho_{St} = 1000 + 0.8054\ S - 0.0065(t - 4 + 0.2214\ S)^2} \qquad (2)$$

where: ρ in kg/m^3
S in p.p.t. (parts per thousand, see 4.2.3.)
t in ^oC
The formula is reasonably accurate for
$t < 15^o$ C and S < 20 p.p.t.
Examples:

S (in p.p.t.)	t (in ^oC)	ρ(in kg/m^3)	
15	4	1012.0	
10	10	1007.6	
35	4	1027.8	less accurate
0	25	997.1	less accurate

4.2.3. mg/l, p.p.m. and p.p.t.

$$X\ mg/l = \frac{X mg}{l} = \frac{X.10^{-3}g}{\rho^*/1000 \times 10^3 g} = \frac{X}{\rho^*/1000} \cdot \frac{1}{10^6}$$

$$X\ mg/l = \frac{X}{\rho^*/1000}\ p.p.m. = \frac{X}{\rho^*}\ p.p.t.\ \text{or}$$

$$\frac{\rho^*}{1000} \cdot X\ mg/l = X\ p.p.m. = \frac{X}{1000}\ p.p.t.\ \text{or}$$

$$\rho^*\ X\ mg/l = 1000\ X\ p.p.m. = X\ p.p.t.$$

*) ρ in kg/m^3

4.2.4. Electrical Conductivity (EC).

The electrical conductivity EC is the reciprocal value of the specific electrical resistivity ρ (unfortunately the same symbol as for density). As the resistance R of a prismatic bloc of material (saline water) of length l and cross-sectional area A is:

$$R = \rho \cdot \frac{l}{A} \qquad \text{(definition of } \rho\text{!)}$$

$$(\Omega) \qquad \left(\frac{cm}{cm^2}\right)$$

the specific electrical resistivity ρ is expressed in Ω cm = ohm cm. Thus EC (= $1/\rho$) is expressed in:

$$\frac{1}{\text{ohm cm}} = \frac{\text{mho}}{\text{cm}} = \frac{\text{Siemens}}{\text{cm}} = \frac{S}{\text{cm}} \text{ or in } \frac{\text{millimho}}{\text{cm}} \left(\frac{mS}{cm}\right)$$

$$\text{or in } \frac{\text{micromho}}{\text{cm}} \left(\frac{\mu S}{cm}\right)$$

Rule of thumb $\boxed{S \simeq 0.66 \times EC}$ (3)

where S in p.p.m. or mg/l and EC in $\frac{\mu S}{cm}$ at 25 ^{o}C

Example: EC = 10,000 $\frac{\mu S}{cm}$ at 25 ^{o}C

with formula (3)

$S \simeq 0.66 \times EC = 0.66 \times 10{,}000 = 6{,}600$ p.p.m. or mg/l

with formula (1)

$Cl^{x} \simeq 0.55 \times S = 0.55 \times 6{,}600 = 3{,}600$ p.p.m. or mg/l

with formula (2)

$$\rho_{10\ ^{o}C} = 1000 + 0{,}8054 \times 6.6 - 0.0065\ (10 - 4 + 0.2214 \times 6.6)^2$$

$$= 1005.0 \text{ kg/m}^3$$

x) for diluted oceanwater

Determination of horizontal and vertical ground-water flow from piezometric levels observed in groundwater of varied densities.

by

prof.dr.ir. J.C. van Dam

Abstract

The theory of ground-water flow mostly deals with water of constant density. Problems of fresh and saline groundwater are often schematized to the case where a sharp interface separates the lighter fresh water from the heavier saline water. Observations in the field however learn that the distribution of salinity -and consequently the distribution of density- generally varies gradually both with depth and laterally.

The author experienced that there is much unacquaintedness and misunderstanding about the correct interpretation and use of such field data when calculating horizontal and vertical ground-water flow. Therefore an attempt is made to present the correct procedures as clear and simple as possible. This is no novelty, but simply a correct application of the fundamentals.

When dealing with this matter, it was surprising to see how many conclusions can be drawn from few data. This will be illustrated.

Contents

		page nr.
I.	Introduction	1
II.	Fundamentals	2
III.	Application to horizontal flow in an aquifer	5
IV.	Example 1 (horizontal flow)	7
V.	Example 2 (horizontal flow)	8
VI.	Application to vertical flow	8
VII.	Example 3 (vertical flow)	9
VIII.	Conclusions	11

11 figures and 1 table

I. Introduction.

When studying the flow of groundwater, it is necessary to know:

1. the system in which the ground-water flow takes place, i.e. the presence and extent of aquifers and semi-permeable layers, characterized by their thicknesses and permeabilities.
2. the contents of the system, viz.:
   a. the density distribution of the groundwater, which is a function of its salinity distribution.
   b. the elevation of the ground-water table.
3. the boundary conditions of the system, such as natural and artificial recharge and connections with surface waters.

In this paper it will be assumed that:

1. The system is sufficiently known through boreholes and geophysical prospecting.

2a. The density distribution of the groundwater is known from water samples taken from filters installed at different depths in observation wells and by geophysical prospecting. The density is a function of salinity and temperature, and the salinity can be derived from the electrical resistivity of the formations.

2b. Data are available on the elevation of the ground-water table and the piezometric levels in the filters at different depths in the observation wells mentioned under 2a.

3. The boundary conditions are known.

The practising geohydrologist working in coastal areas is often confronted with cases where the densities of the groundwater vary both in horizontal and in vertical direction. He needs a recipe to determine horizontal and vertical ground-water flow from the piezometric levels observed in filters in a number of observation wells and at different depths. These piezometric levels are expressed in heights of the water present in the near vicinities of the filters and consequently they are expressed in water of different densities.

The author experienced, that there is much unacquaintedness and misunderstanding of the theory to be applied here. Therefore an attempt is made to derive clearly a simple recipe based on the fundamentals.

II. Fundamentals.

A rectangular coordinate system x, y, z, is chosen; the z-axis being vertical, positive in upward direction. The coefficients of permeability are assumed to be k_v in vertical direction (z) and k_h in horizontal directions (x and y). In other words, the soil is anisotropic with horizontal stratification. An elementary volume of water dx dy dz with density $\rho = \rho(x, y, z)^{*}$ is subject to the following forces (see figure 1 on page 13):

1. due to the gradients of the pressure p:

   in x-direction: $- \frac{\partial p}{\partial x} .dx.dy.dz$ (1^a)

   in y-direction: $- \frac{\partial p}{\partial y} .dy.dx.dz$ (1^b)

   in z-direction: $- \frac{\partial p}{\partial z} .dz.dx.dy$ (1^c)

2. due to gravity:

   in z-direction: $- \rho g \, dx.dy.dz$ (2)

3. due to the resistance to the flow.

   According to Darcy these forces are proportional to the velocities.

   These forces are:

   in x-direction: $K_x = - \frac{\eta}{k_{ih}} v_x .dx.dy.dz$ (3^a)

   in y-direction: $K_y = - \frac{\eta}{k_{ih}} v_y .dx.dy.dz$ (3^b)

   in z-direction: $K_z = - \frac{\eta}{k_{iv}} v_z .dx.dy.dz$ (3^c)

---

*) The density ρ is a function of the salinity S and the temperature t. This function is given by the following formula:

$$\rho_{s,t} = 1000 + 0.8054\ S - 0.0065\ (t - 4 + 0.2214\ S)^2$$

, where $\rho_{s,t}$ in kg/m^3

S in p.p.t.($\approx$ gr/l)

and t in ^{o}C.

e.g. : S = 34.555 p.p.t., t = $4^{o}C$ ρ = 1027.4 kg/m^3

S = 0 t = $25^{o}C$ ρ = 997.1 kg/m^3

, where η = dynamic viscosity of the water (dimension $[ML^{-1}T^{-1}]$).

k_i = intrinsic permeability (dimension $[L^2]$); this is a property of the porous medium only.

The sum of all forces in each of the three directions equals zero because in ground-water flow the acceleration is negligible. So:

in x-direction:

$$-\frac{\partial p}{\partial x}\,dx.dy.dz - \frac{\eta}{k_{ih}} . v_x.dx.dy.dz = 0 \qquad (4^a)$$

in y-direction:

$$-\frac{\partial p}{\partial y}\,dy.dx.dz - \frac{\eta}{k_{ih}} . v_y.dx.dy.dz = 0 \qquad (4^b)$$

in z-direction:

$$-\frac{\partial p}{\partial z}\,dz.dx.dy - \rho g.dx.dy.dz - \frac{\eta}{k_{iv}} . v_z.dx.dy.dz = 0 \qquad (4^c)$$

From these equations one can derive:

$$v_x = -\frac{k_{ih}}{\eta}\frac{\partial p}{\partial x} \qquad (5^a)$$

$$v_y = -\frac{k_{ih}}{\eta}\frac{\partial p}{\partial y} \qquad (5^b)$$

$$v_z = -\frac{k_{iv}}{\eta}\left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g\right) \qquad (5^c)$$

, where both p and ρ are functions of x, y and z.

For practical application we will use the permeability-coefficients k:

$$k = \frac{k_i g}{\nu} \qquad \text{(dimension } [LT^{-1}]) \qquad (6)$$

where $\nu = \frac{\eta}{\rho}$; ν is the kinematic viscosity (dimension $[L^2T^{-1}]$)

so that:

$$k = \frac{k_i \rho g}{\eta} \qquad (7)$$

and thus

$$\frac{k_i}{\eta} = \frac{k}{\rho g} \qquad (8)$$

The equations 5^a, 5^b and 5^c then become:

$$v_x = -\frac{k_h}{\rho g}\frac{\partial p}{\partial x} \qquad (9^a)$$

$$v_y = -\frac{k_h}{\rho g}\frac{\partial p}{\partial y} \qquad (9^b)$$

$$v_z = -k_v\left(\frac{1}{\rho g}\frac{\partial p}{\partial z} + 1\right) \qquad (9^c)$$

So far the terms "pressure head" and "piezometric level" have not yet been used in this section.

The pressure head h is defined as:

$$h = \frac{p}{\rho g} \qquad \text{(dimension } [L]) \qquad (10)$$

, where $p = p(x,y,z)$ and $\rho = \rho(x,y,z)$, so that $h = h(x,y,z)$.

The piezometric level ϕ, measured in an observation well with its filter at an elevation z, is:

$$\phi = z + \frac{p}{\rho g} \qquad \text{(dimension } [L]\text{)} \quad (11)$$

See figure 2.

Here again $\phi = \phi(x,y,z)$

In case $v_z = 0$, the pressure distribution is so-called hydrostatic. Equation 9^c then becomes

$$0 = -k_v\left(\frac{1}{\rho g}\frac{\partial p}{\partial z} + 1\right) \qquad (12)$$

or, as $k_v \neq 0$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \qquad (13)$$

so that the pressure distribution in a vertical, where $\rho = \rho(z)$, is

$$p_2 = p_1 - \int_{z_1}^{z_2} \rho(z)g\,dz = p_1 - g\int_{z_1}^{z_2} \rho(z)\,dz \qquad (14)$$

or, when expressing p_1 in ϕ_1 and z_1:

$$p_2 = g\left\{\rho_1(\phi_1 - z_1) - \int_{z_1}^{z_2} \rho(z)\,dz\right\} \qquad (15)$$

See figure 3. For clarity the reference level was chosen such that $z > 0$. Furthermore $z_2 > z_1$ so that the integral is positive. Both these choices are not essential at all; they serve only for easier understanding.

It should be mentioned here already that later on in this paper z_1 represents the elevation of the ground-water table ($p = 0$) or that of a filter where ϕ has been measured.

In aquifers of large areal extent the flow is almost horizontal. Then one may assume that the pressure distribution in a vertical is hydrostatic. If, in such a case, the vertical density profile is known, e.g. as shown in figure 3, it is possible to calculate the piezometric level in any point 2 at elevation z_2 starting from the observed value ϕ_1 in point 1 at elevation z_1. This follows

from:

$$\phi_2 = z_2 + h_2 \tag{16}$$

$$\phi_2 = z_2 + \frac{p_2}{\rho_2 g} \tag{17}$$

$$\phi_2 = z_2 + \frac{g\{\rho_1(\phi_1 - z_1) - \int_{z_1}^{z_2}\rho(z)dz\}}{\rho_2 g} \tag{18}$$

$$\boxed{\phi_2 = z_2 + \frac{\rho_1}{\rho_2}(\phi_1 - z_1) - \frac{1}{\rho_2}\int_{z_1}^{z_2}\rho(z)dz} \tag{19}$$

In case of linear distribution of $\rho(z)$ between z_1 and z_2 the expressions (15) and (19) can easily be reworked to

$$\boxed{p_2 = g\{\rho_1(\phi_1 - z_1) - \frac{\rho_1 + \rho_2}{2}(z_2 - z_1)\}} \tag{20}$$

and

$$\boxed{\phi_2 = \frac{\rho_1}{\rho_2}\phi_1 + \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} \cdot \frac{z_1 + z_2}{2}} \tag{21}$$

The formulae 15 and 19 (or 20 and 21) will be used in the following sections.

III. Application to horizontal flow in an aquifer.

Figure 4 illustrates the problem of almost horizontal flow in a vertical cross-section of one and the same aquifer. The density distribution is indicated by lines of equal density. The problem is defined by the piezometric levels observed in water of varied densities at different depths in a number of observation wells. One wants to know the flow pattern.

After section II the proper method is obviously:

- to assume hydrostatic conditions in the observation wells and
- to calculate the pressure profiles at each of these observation wells using expressions 15 or 20, and then to map the pressure distributions at some chosen levels (i.e. in horizontal planes)
- to calculate the horizontal velocities from the pressure gradients in these planes, using expressions 9^a and 9^b.

However, there is an alternative method resulting in a more appropriate solution. In the second method the attention is focussed on the generally curved surfaces where the density ρ is constant.

Figure 5 shows a vertical cross-section through two observation wells, I and II, with one filter each. The piezometric levels $\phi_{2,I}$ and $\phi_{2,II}$ in the water of the chosen density ρ_2 in both wells are calculated using expression 19 or 21, starting from the piezometric levels $\phi_{1,I}$ and $\phi_{1,II}$ observed in water of different densities ρ_1 in both observation wells. Assuming linear variation of ϕ_2 between the points A and B in figure 5, one arrives at a constant velocity:

$$v_s = - k_s \frac{\Delta\phi}{\Delta s} \qquad (22)$$

, where $\Delta\phi$ = difference in piezometric level between the points A and B
Δs = distance between the points A and B (see figure 5)
k_s = permeability coefficient in the direction of Δs (almost horizontal)

The permeability coefficient k_s depends on the density ρ. ($k = \frac{k_i \rho g}{\eta}$). The densities of fresh, brackish and saline groundwater are within the narrow range from about 997 to 1027 kg/m^3 (see footnote in section II) which make no more then 3 % difference in ρ and in k. In practice it makes no sense to account for this small difference as the inaccuracy in the determination of the k-values exceeds this 3 % very much.

Of course there can be another velocity component perpendicular to the plane of drawing. This component will be taken zero for the sake of simplicity. In the plane of drawing another component v_n may occur, perpendicular to v_s. Instead of v_s and v_n, v_x and v_z can be introduced. See figure 6.

$$v_x = v_s \cos\alpha - v_n \sin\alpha \qquad (23)$$

$$v_z = v_s \sin\alpha + v_n \cos\alpha \qquad (24)$$

As, according to the assumption made,

$$v_z = 0: \qquad v_n = - v_s \operatorname{tg}\alpha \qquad (25)$$

so that:

$$v_x = \frac{v_s}{\cos\alpha} = v_s \frac{\Delta s}{\Delta x} = - k_s \frac{\Delta\phi}{\Delta x} \approx -k_h \frac{\Delta\phi}{\Delta x} \qquad (26)$$

, where Δx is the distance between both observation wells, see figure 5.

Horizontal displacement of non-horizontal planes of equal density implies changes in the original density distribution.

If $v_z \neq 0$, but small the approximation of hydrostatic conditions still holds by approximation and the original density distribution may or may not change.

IV. Example 1 (horizontal flow)

Figure 7 represents a vertical cross-section through two observation wells. The density distribution is given by lines of equal density. The lines have been drawn straight, but need not necessary to be so. The depths of the filters and the observed piezometric levels (one in each of the two wells) are indicated.

The density profiles of the water in both boreholes are shown in figure 8a. In order to solve the problem the piezometric levels ϕ and the pressures p have been calculated for different elevations z in the observation wells. The results have been plotted in the figures 8b and 8c. In order to visualize the differences in pressure at the same level in both wells, all pressures have been plotted minus values $(125{,}000 - 1000\ z)g\ N/m^2$.

Figure 8c indicates that according to the first method there is horizontal flow to the right above the level z = 77 m and to the left below that level. When applying the second method, the values calculated in figure 8b and transferred to figure 7 enable us to draw the arrows in figure 7, indicating V_s on the lines of equal density. This picture differs slightly from that according to the first method. The line of no flow, for ϕ = + 124,48 m is no longer horizontal. Above this line the flow is from left to right and below this line from right to left. For continuity there must be small vertical components of flow, upward above the no-flow line and downward below it. These small components will hardly lead to any noticeable deviation from the assumed hydrostatic conditions.

This flow pattern can be in steady state or in non-steady state. This cannot be decided without further information. Such further information might consist of the data from more observation wells and the knowledge that there is no escape or addition of water to or from above or perpendicular to the plane of drawing. So, for example, say another well III is located at equal distance as well I at the other side of well II (see figure 9) and well III has the same data as well I. Then, because of continuity there must be downward flow near well II. If small, the assumption of hydrostatic conditions holds still by approximation. This conclusion could also be drawn when applying the first method. It should be noted, that both due to the horizontal and to the vertical component of flow the density distribution will change.

V. Example 2 (horizontal flow).

Figure 10 presents another example. There is a sharp interface between water of densities ρ_u (u = upper) and ρ_l (l = lower) ($\rho_u < \rho_l$).

The data are:

ϕ_B = + 61,00 m
ϕ_A = + 60,00 m
z_c = + 40,00 m
z_d = + 20,00 m

ρ_u = 1000 kg/m^3
ρ_l = 1030 kg/m^3

The figures 10a, 10b and 10c give for both observation wells respectively:

- the observed density profiles s
- the calculated piezometric levels, using expression 19 and starting from the points A and B
- the calculated pressure profiles, using expression 15 and starting from the points A and B. In order to visualize the differences in pressure, all pressures have been plotted minus values (60,000 - 1,000 z)g N/m^2.

For the application of the first method one can directly read the differences in pressure in figure 10c and apply expressions 9a and 9b to conclude at the horizontal velocities at all depths. One finds flow from left to right below z = 27 m and from right to left above this level.

For the application of the second method in either the upper or the lower water layer, one can directly utilize the differences in piezometric level ϕ which are (from figure 10b) 0,20 m in the lower layer, causing flow from left to right and 0,40 m in the upper layer causing flow from right to left.

This example clearly illustrates the superiority of the second method. The second method yields the only correct picture of the groundwater flow, whereas the first method gives a partly false picture.

VI. Application to vertical flow.

Expression 19 enables us to calculate the piezometric level ϕ_2 in point 2 at an elevation z_2 starting from the observed piezometric level ϕ_1 in point 1 at an elevation z_1 in the same vertical and taking into account the density distribution between the points 1 and 2, under hydrostatic conditions. If the piezometric level ϕ_2 is measured also and it differs from the calculated value, then the difference Δh_{12} between the measured value and the calculated value, the so-called effective pressure head causes vertical flow.

$$\Delta h_{12} = \phi_2 - z_2 - \frac{\rho_1}{\rho_2}(\phi_1 - z_1) + \frac{1}{\rho_2}\int_{z_1}^{z_2}\rho(z)dz \qquad (27)$$

A positive value of Δh_{12} causes flow from point 2 to point 1.

Note that the figure 2 in the subscript of Δh_{12} is underlined. This is to stress that Δh_{12} is expressed in the density ρ_2. For mutual comparison it is better to reduce Δh_{12} to Δh_{12}, expressed in a chosen standard density ρ_o. Usually, ρ_o is the density of fresh water (1,000 kg/m^3)

$$\Delta h_{12} = \frac{\rho_2}{\rho_o}(\phi_2 - z_2) - \frac{\rho_1}{\rho_o}(\phi_1 - z_1) + \frac{1}{\rho_o}\int_{z_1}^{z_2}\rho(z)dz \qquad (28)$$

In case of linear distribution of $\rho(z)$ between z_1 and z_2:

$$\Delta h_{12} = \frac{\rho_2}{\rho_o}(\phi_2 - z_2) - \frac{\rho_1}{\rho_o}(\phi_1 - z_1) + \frac{\rho_1 + \rho_2}{2\rho_o}(z_2 - z_1) \qquad (29)$$

When calculating vertical velocities:

$$v_z = -k_v \frac{\Delta h_{12}}{z_2 - z_1} = \frac{-\Delta h_{12}}{c} \qquad (30)$$

VII. Example 3 (vertical flow).

The example is shown in figure 11. All data are given in the figure. The calculation is made in table I. For every two successive filters (including the ground-water table) the lower one has been taken at z_1; the upper one at z_2.

The water which escapes from the middle aquifer both in upward and in downward direction, is supplied by horizontal flow in that aquifer. Of course the vertical velocities through the upper and lower clay-layer continue in the upper and lower aquifer. Figure 11 shows different possibilities depending on the boundary conditions as the evaporation from the upper aquifer and the depth of the impermeable base underlying the lower aquifer.

Due to the relatively great permeability of the aquifers, the vertical gradient required to maintain these velocities is negligeable. If for instance v = 0,002 m/day and k_v = 20 m/day, then $\frac{\Delta\phi}{\Delta z} = -10^{-4} = -\frac{1\text{ mm}}{10\text{ m}}$. This is in agreement with the fact that the observations in the filters in the aquifer point to hydrostatic conditions.

Table I Calculation of vertical flow.

z (m)	ρ (kg/m^3)	ϕ (m)	$\phi - z$ (m)	$\frac{\rho}{\rho_o}(\phi - z)$ (m)	$\frac{1}{\rho_o}\int_{z_1}^{z_2}\rho(z)dz$ (m)	Δh_{12} (m)	c (days)	v (10^{-3} m/d)
+ 1.00	1,015	+ 1.00	0	0				
					+ 11.16^5	0	small	0
- 10.00	1,015	+ 1.00	11.00	11.16^5				
					+ 10.09	- 2.00	500	4
- 20.00	1,005	+ 3.14	23.14	23.25^5				
					+ 10.05	0	small	0
- 30.00	1,005	+ 3.14	33.14	33.30^5				
					+ 10.06^5	+ 3,00	2000	1.5
- 40.00	1,020	- 0.42	39.58	40.37				
					+ 20.40	0	small	0
- 60.00	1,020	- 0.42	59.58	60.77				

VIII. Conclusions.

In conclusion one may say that, in the case of groundwater of varied densities, there are two methods to determine the horizontal flow, viz.:

1. by comparing the observed and/or calculated pressures p in horizontal planes. The proper expressions are 15 or 20;
2. by comparing the observed and/or calculated piezometric levels ϕ in groundwater of the same density, occurring at different depths. The proper expressions are 19 or 21.

Due to these different starting points the methods yield slightly different results. The second method proved to be superior.

For the determination of vertical flow there is only one method. The proper expressions are 28 or 29, followed by 30.

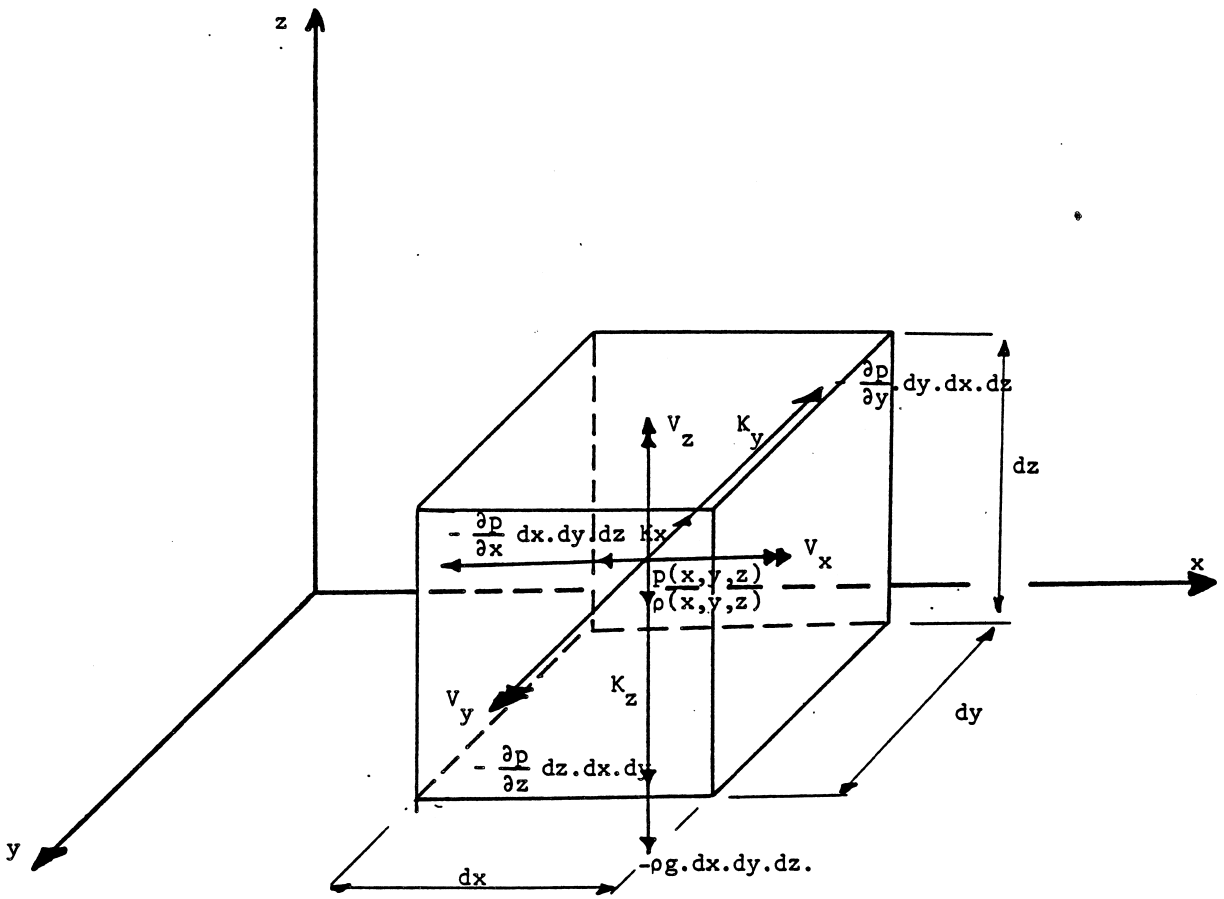


Figure 1. Elementary volume of groundwater with velocities (double arrow) and forces (single arrow).

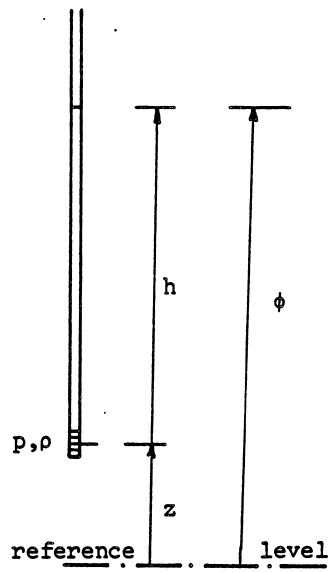


Figure 2. Elevation (z), pressure head (h) and piezometric level (ϕ).

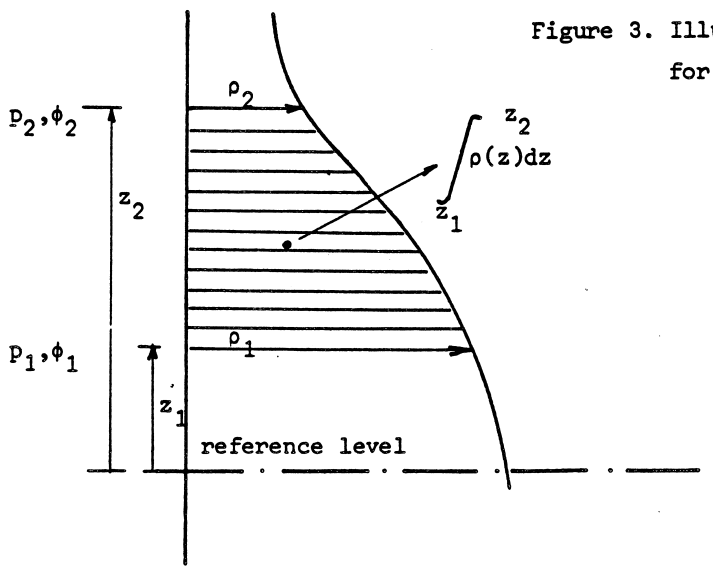


Figure 3. Illustration of expression 15 for hydrostatic conditions.

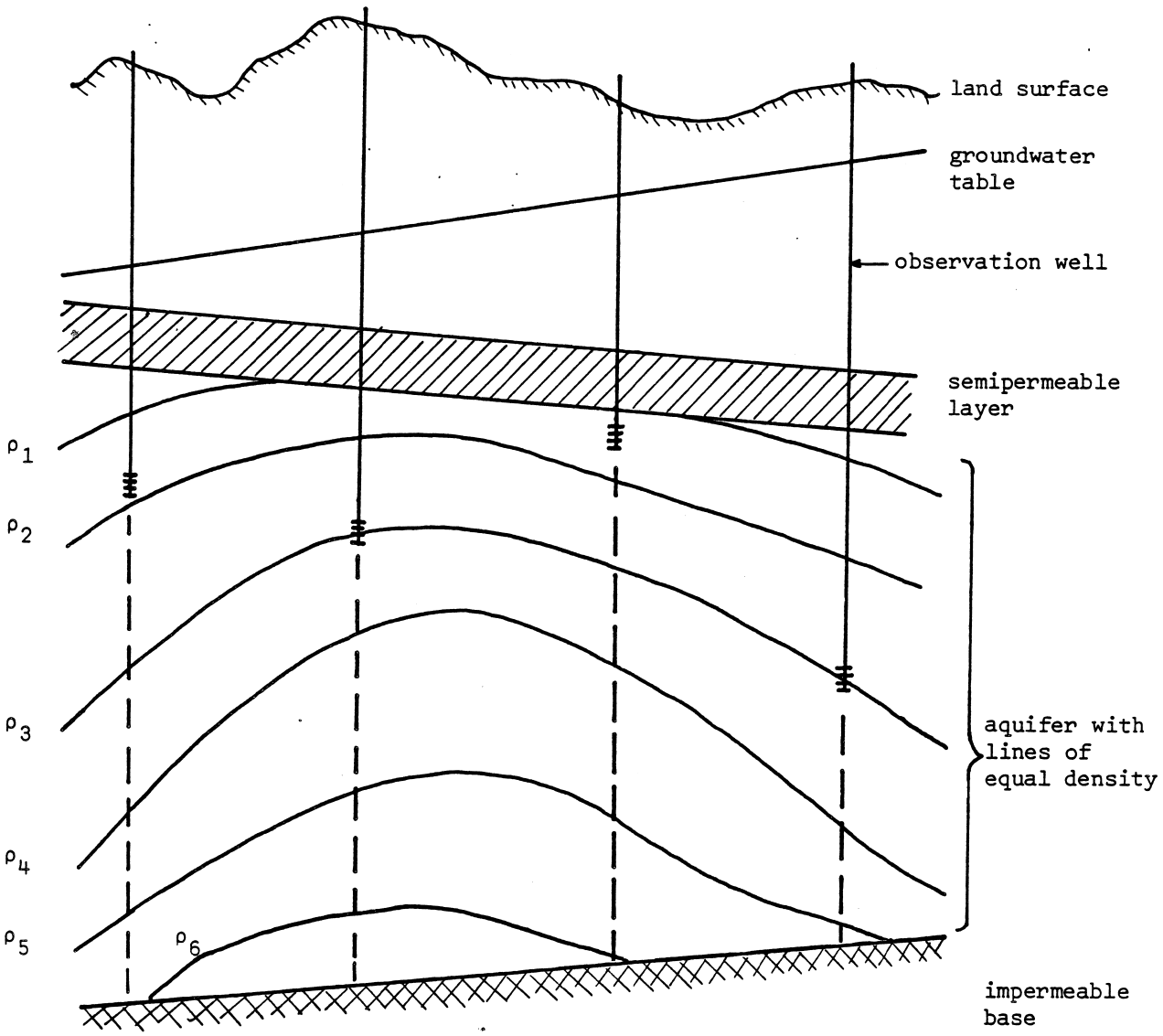


Figure 4. Geohydrologic profile with observation wells and lines of equal density.

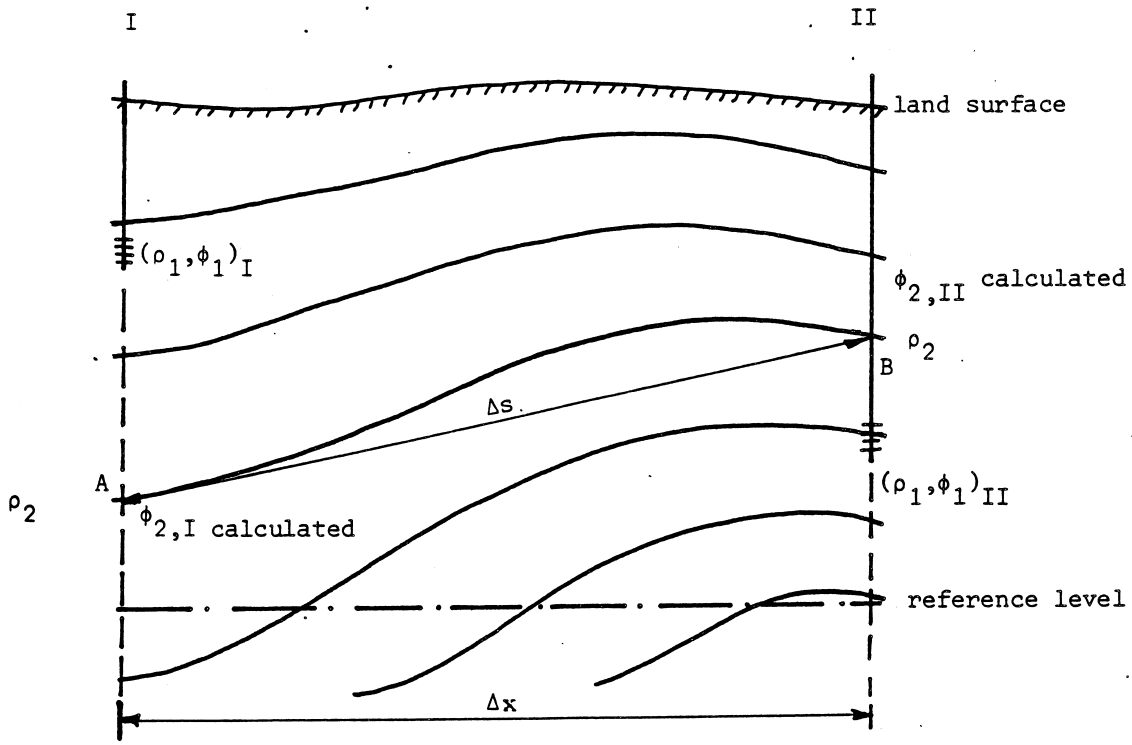


Figure 5. Illustration of the second method; ϕ_2 calculated in A and B (in ρ_2).

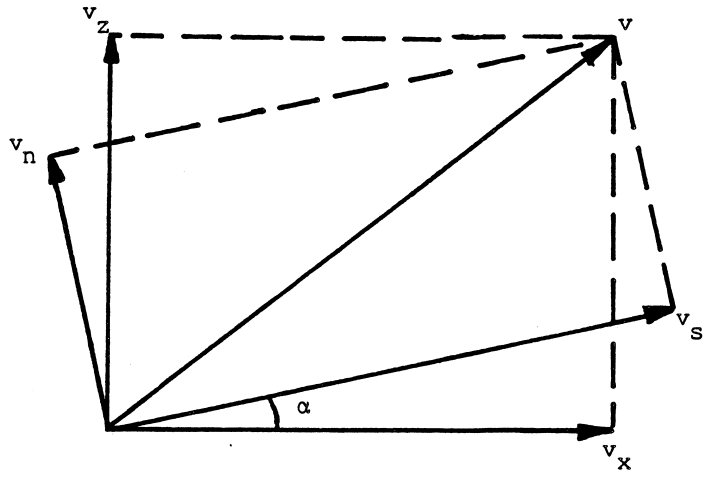


Figure 6. Velocity components.

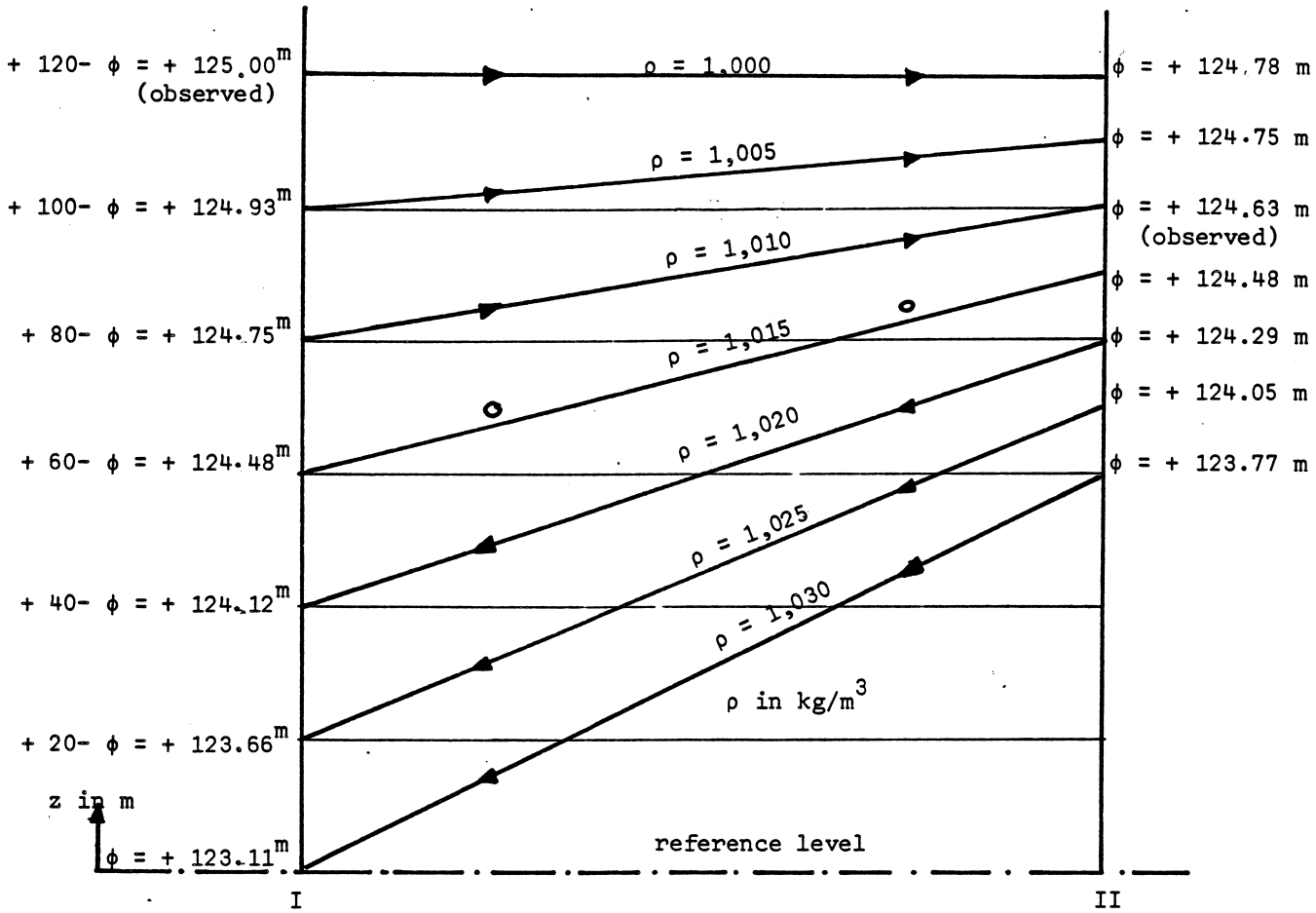


Figure 7. Vertical profile of an aquifer with lines of equal density, between two observation wells.

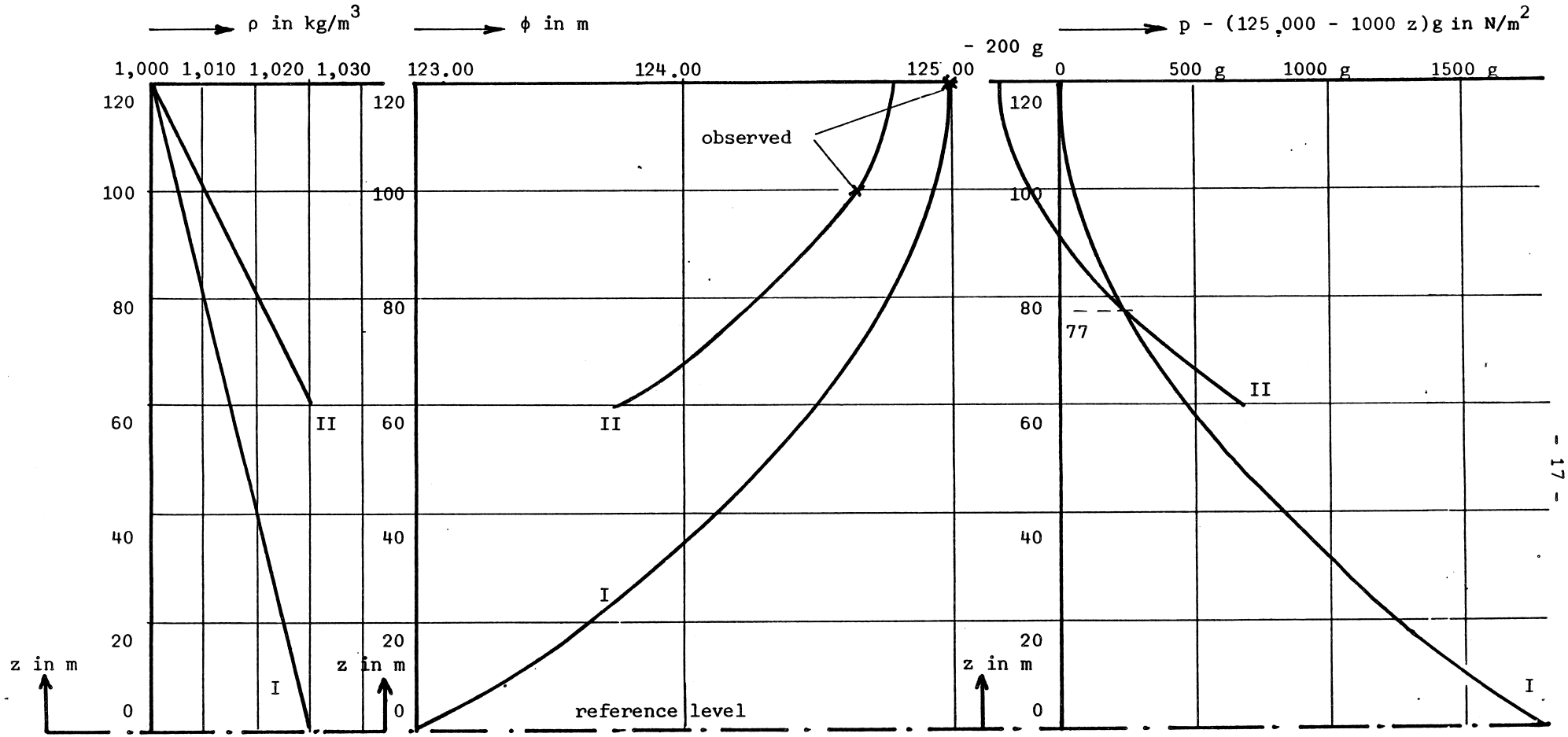


Figure 8a. Density profiles.

Figure 8b. Profiles of piezometric levels.

Figure 8c. Pressure profiles.

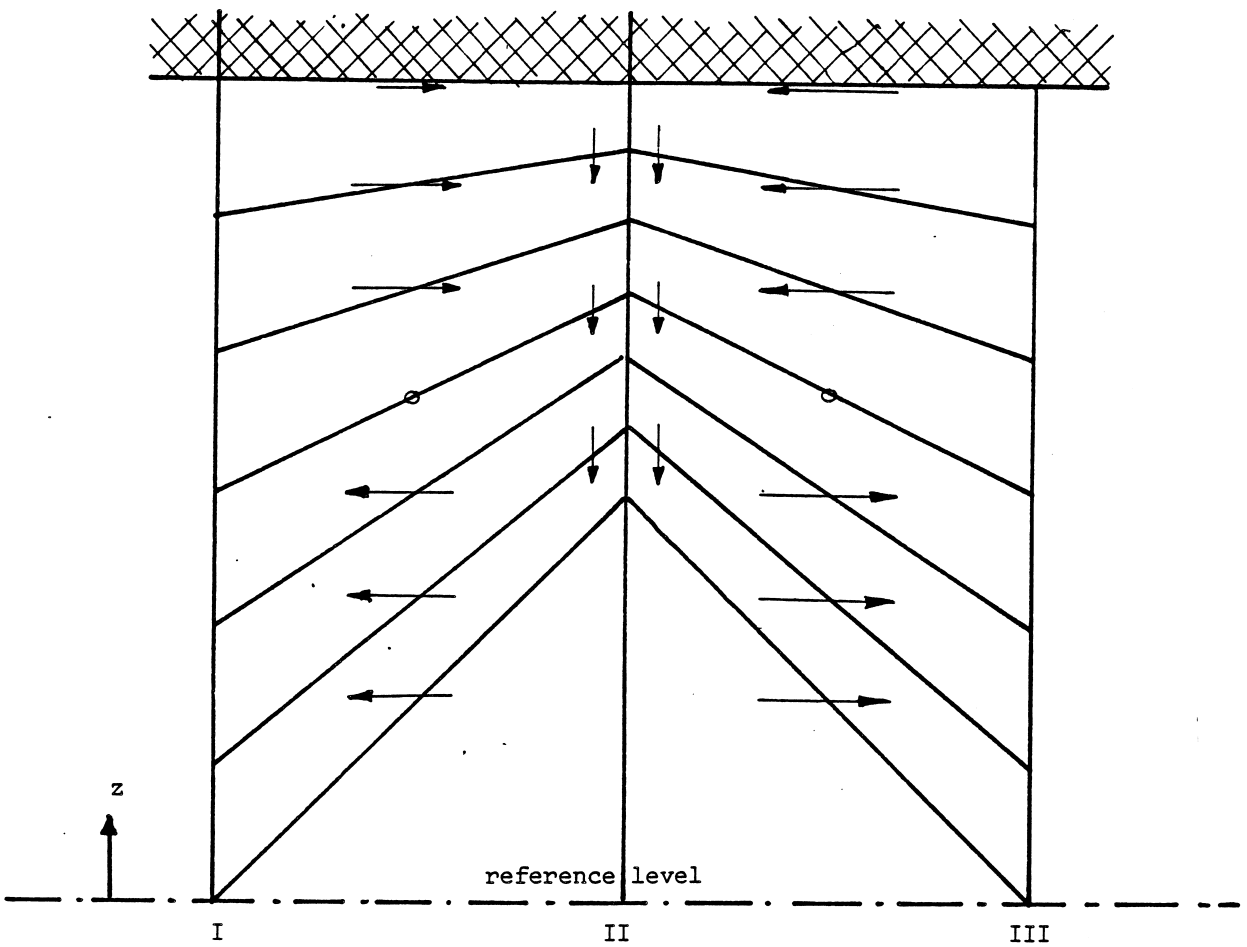


Figure 9. Vertical profile of an aquifer with three observation wells (I, II and III) and directions of flow.

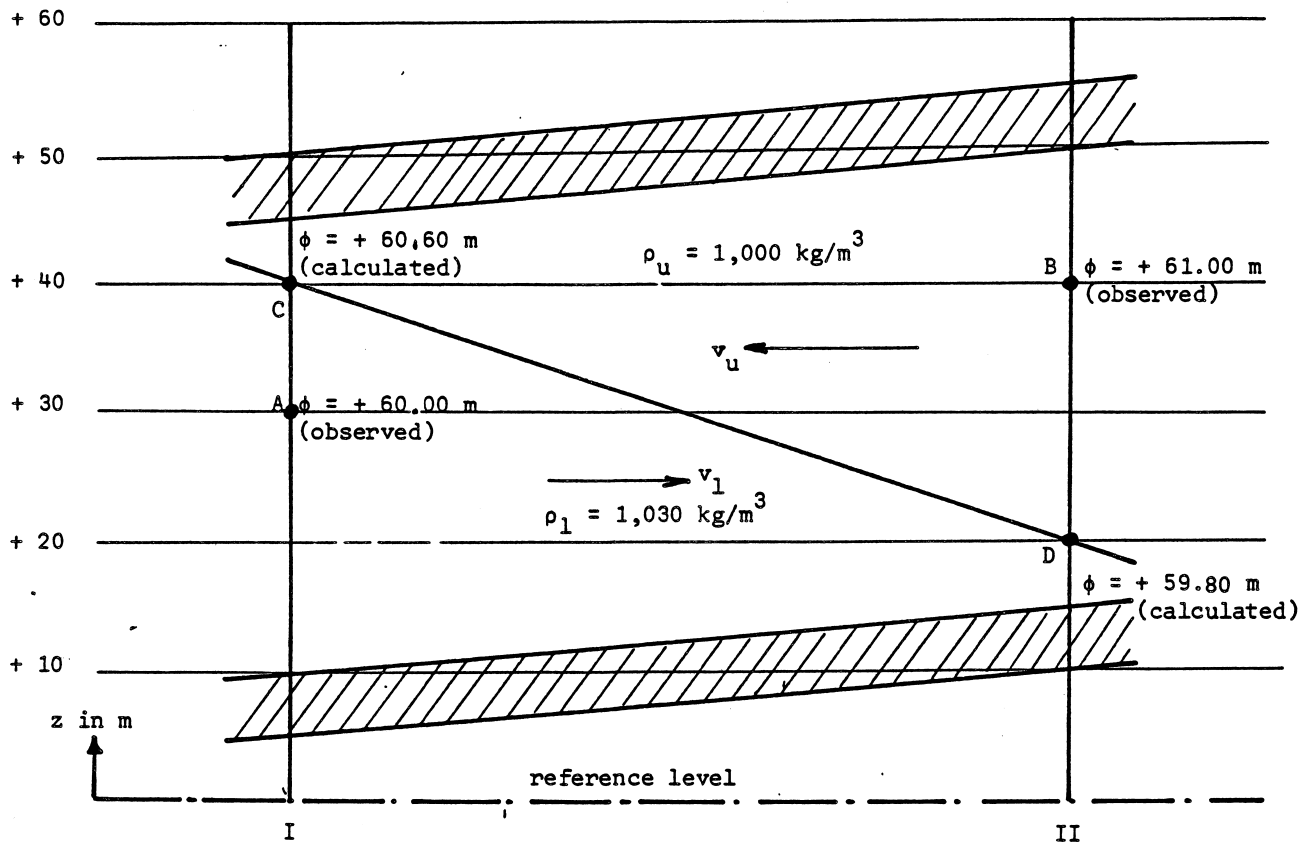


Figure 10. Vertical profile of an aquifer, with groundwater of different densities, between two observation wells.

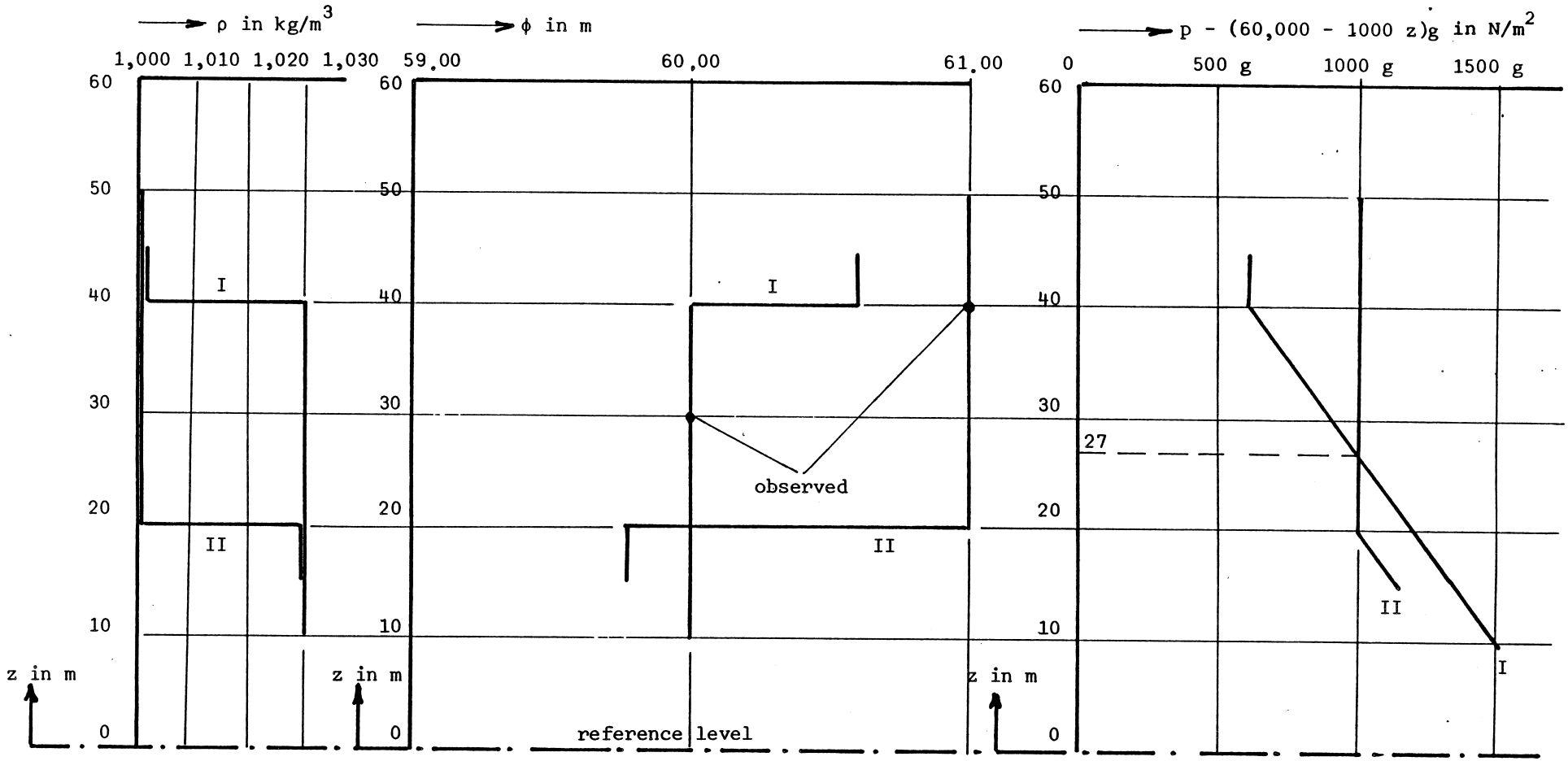


Figure 10a. Density profiles. Figure 10b. Profiles of piezometric levels. Figure 10c. Pressure profiles.

021320/8302

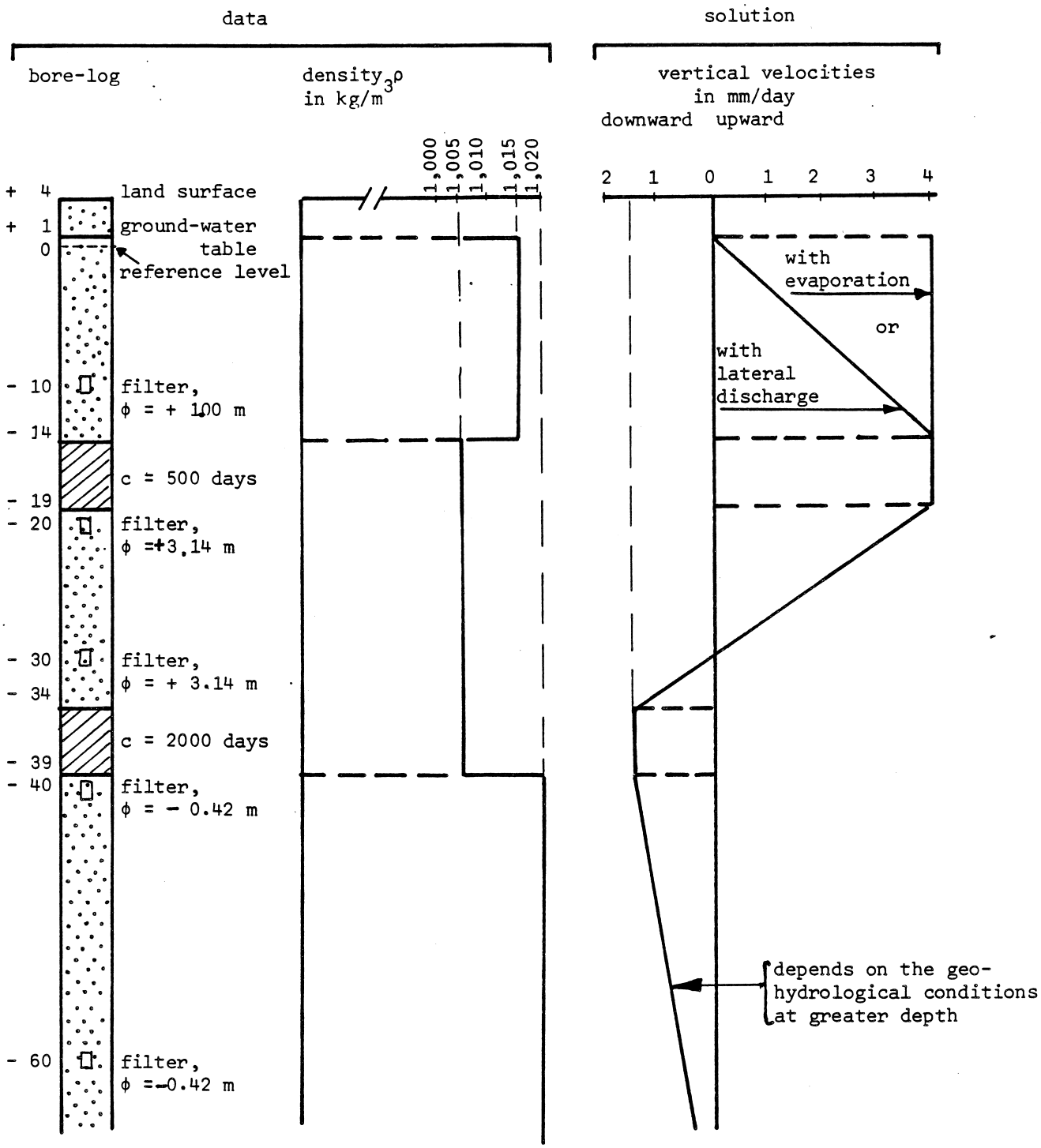


Figure 11. Data and solution of example 3 for determination of vertical ground-water flow.

Korrectie van stijghoogten i.v.m. de dichtheden, voorbeeld

gegevens		uitwerking				
diepte in $m^{x)}$	waargenomen stijghoogte in $m^{x)}$	waargenomen stijghoogte omgerekend naar zoetwater in $m^{x)}$	zoetwaterstijghoogte in het statische geval in $m^{x)}$		stijghoogte-anomalie in m	effektdrukhoogte in $m^{o)}$	kwel in $\frac{mm}{dag}$
+ 1	+1,00	+ 1,00	+1,00=	+1,00	0	0	
0			+1,00+(0+1)x0,015=	+1,015			
-10	+1,00	+ 1,00+(10,00+1,00)x0,015=+1,165	+1,00+(10+1)x0,015=	+1,165	0		
-14			+1,00+(14+1)x0,015=	+1,225		2,00↑	4↑
-19			+1,00+(14+1)x0,015+(19-14)x0,005=	+1,25			
-20	+3,14	+ 3,14+(20,00+3,14)x0,005=+3,255	+1,00+(14+1)x0,015+(20-14)x0,005=	+1,255	+2,00		
-30	+3,14	+3,14 +(30,00+3,14)x0,005=+3,305	+1,00+(14+1)x0,015+(30-14)x0,005=	+1,305	+2,00	0	
-34			+1,00+(14+1)x0,015+(34-14)x0,005=	+1,325			
-39			+1,00+(14+1)x0,015+(39-14)x0,005=	+1,35		3,00↓	1,5↓
-40	-0,42	-0,42+(40,00-0,42)x0,02=+0,37	+1,00+(14+1)x0,015+(39-14)x0,005+(40-39)x0,02=+1,37		-1,00	0	
-60	-0,42	-0,42+(60,00-0,42)x0,02=+0,77	+1,00+(14+1)x0,015+(39-14)x0,005+(60-39)x0,02=+1,77		-1,00		

$^{x)}$ t.o.v. het referentievlak (b.v. N.A.P.)
$^{o)}$ zoetwater

1e kolom: z

2e kolom: ϕ

3e kolom: $z + \frac{\rho}{\rho_o}(\phi - z)$

4e kolom: $z + \frac{1}{\rho_o}\int_z^{gws} \rho(z)dz$

5e kolom: $\frac{\rho}{\rho_o}(\phi - z) - \frac{1}{\rho_o}\int_z^{gws} \rho(z)\,dz \qquad (3^e - 4^e)$

6e kolom: $\frac{\rho_2}{\rho_o}(\phi_2 - z_2) - \frac{1}{\rho_o}\int_{z_2}^{gws} \rho(z)dz - \frac{\rho_1}{\rho_o}(\phi_1 - z_1) + \frac{1}{\rho_o}\int_{z_1}^{gws} \rho(z)dz = \frac{\rho_2}{\rho_o}(\phi_2 - z_2) - \frac{\rho_1}{\rho_o}(\phi_1 - z_1) + \frac{1}{\rho_o}\int_{z_1}^{z_2} \rho(z)dz = \Delta h_{12}$

7e kolom: $v_z = \frac{-\Delta h_{12}}{c}$

Vraagstuk B4-1 zoet en zout grondwater

Uit boringen is gebleken dat in een gebied de volgende lagen aanwezig zijn:

0 tot 8 m	-M.V.	kleilaag	($k' = 10^{-3}$ m/dag)
8 tot 21 m	"	zandlaag	
21 tot 26 m	"	kleilaag	($k' = 10^{-3}$ m/dag)
26 tot 42 m	"	grindlaag	
42 tot 52 m	"	keileemlaag	($k' = 10^{-4}$ m/dag)
52 tot 70 m	"	zandlagen	

Op 70 m diepte begint een volkomen ondoorlatende laag.
De dichtheidsverdeling van het grondwater bleek bij bemonstering als volgt te zijn:

0 tot 26 m	-M.V.	= 1,005 kg/dm^3
26 tot 42 m	"	= 1,020 kg/dm^3
dieper dan 42 m	"	= 1,000 kg/dm^3

In een waarnemingsput zijn filters aangebracht op diepten van 10, 20, 30, 40 en 60 m beneden het maaiveld, die t.o.v. het maaiveld de volgende stijghoogten te zien geven, resp. + 0,25 m, + 0,25 m, - 1,00 m, - 1,00 m en + 0,80 m.
De grondwaterstand is gelijk met het maaiveld.

Gevraagd: a) Druk de waargenomen potentialen uit in zoetwaterpotentialen
b) Bereken de zoetwaterpotentialen die bij de gegeven grondwaterstand zouden optreden als het water in de watervoerende lagen niet onder overdruk of onderdruk zou staan.
c) Door welke lagen treedt kwel op en in welke richting?
Hoe groot is deze kwel? Schets het verloop van de kwel.

Antwoorden: c) Door de bovenste kleilaag 0,03 mm/dag omhoog (afgerond)
Door de tweede kleilaag 0,18 mm/dag omlaag (afgerond)
Door de keileemlaag 0,01 mm/dag omhoog (afgerond)

WATERHUISHOUDING NOVEMBER 1968 B. de J.

Vraagstuk B4-2 zoet en zout grondwater

Een waarnemingsput heeft filters op de diepten 16, 26, 36 en 51 m beneden het maaiveld. De grondwaterspiegel is 1 m beneden het maaiveld. De dichtheidsverdeling van het brakke en zoute grondwater is als volgt:

1 tot 21 m -M.V. = 1,010 kg/dm^3
21 tot 41 m -M.V. = 1,020 "
beneden 41 m -M.V. = 1,025 "

De waargenomen piezometrische niveaux, t.o.v. het maaiveld zijn de volgende:

filter op 16 m diepte: - 0,26 m
" " 26 m " : + 1,75 m
" " 36 m " : + 1,75 m
" " 51 m " : + 1,54 m

Alle waarnemingsputten in de omgeving vertonen hetzelfde beeld.

Gevraagd:

a) Druk de waargenomen stijghoogten uit in zoetwater-potentialen.
b) Bereken de zoetwater-potentialen die waargenomen zouden worden in het geval van vrij grondwater met dezelfde grondwaterspiegel (het statische geval).
c) Welke conclusies kunt U trekken t.a.v. het geohydrologische profiel?
d) Bereken de hydraulische weerstand(en) (in dagen) van de semi-permeabele la(a)g(en) voor het geval dat de kwel 1 mm/dag bedraagt.

Antwoorden: c) Er zijn twee semi-permeabele lagen aanwezig, resp. tussen 1m en 16 m beneden het maaiveld en tussen 16 m en 26 beneden het maaiveld.
d) 750 dagen en 2255 dagen

WATERHUISHOUDING 1968 B. de J.

Vraagstuk B4-3 zoet en zout grondwater

Uit een proefboring t.b.v. de voorgenomen winning van zoet grondwater door een zuivelfabriek blijkt dat op een diepte van ± 30 m een zoetwater-voerende laag aanwezig is. Monsters van de boring wijzen verder uit dat boven en onder deze laag brak, resp. zout water-voerende lagen aanwezig zijn.
In de boorput zijn filters aangebracht op diepten van resp. 10, 15, 25, 30 en 25 m. Alle filters geven dezelfde stijghoogte te zien, n.l. gelijk met de grondwaterspiegel 2 m -M.V. De boor- en monster resultaten zijn:

0 tot 5 m	-M.V.	zandlaag
5 tot 9 m	-M.V.	kleilaag (c = 450 dagen)
9 tot 16 m	-M.V.	grindlaag
16 tot 24 m	-M.V.	leemlaag (c = 2200 dagen)
24 tot 32 m	-M.V.	zandlaag
32 tot 34 m	-M.V.	kleilaag (c = 750 dagen)
dieper dan 34 m	-M.V.	zandlagen

Dichtheid van het grondwater:

2 tot 5 m	-M.V.	ρ = 1,005 kg/dm^3
5 tot 24 m	-M.V.	ρ = 1,020 kg/dm^3
24 tot 34 m	-M.V.	ρ = 1,000 kg/dm^3
34 m en dieper		ρ = 1,025 kg/dm^3

Gevraagd: a) Is er kwel door de semi-permeabele lagen? Zo ja, bereken deze kwel.

b) Na een nacht van overvloedige regenval blijkt de grondwaterspiegel 20 cm gestegen te zijn, terwijl de stijghoogten in de filters onveranderd zijn. Aangenomen mag worden, dat de dichtheid van het water in de bovenste laag niet verandert. Bereken de kwel door de semi-permeabele lagen.

c) Ondanks het steeds toevoeren van water naar de watervoerende lagen (resp. het steeds afvoeren van water uit de watervoerende lagen) treedt in deze lagen geen verhoging (resp. verlaging) op van de stijghoogte. Verklaar dit. (Beschouw de stromingstoestand in de tijd).

d) Verklaar waarom de vertikale stroming door de watervoerende lagen geen merkbare stijghoogte verschillen teweeg brengt in die lagen, (de stromingstoestand op één moment beschouwen).

B. de J., 1968

Antwoorden: a) Door bovenste kleilaag 0,1 mm/dag omhoog
Door leemlaag 0,2 mm/dag omlaag
Door onderste kleilaag 1 mm/dag omhoog

b) Door bovenste kleilaag 0,34 mm/dag omlaag
Door leemlaag 0,2 mm/dag omlaag
Door kleilaag 1 mm/dag omhoog

FRESH WATER - SALT WATER RELATIONSHIPS

by prof.dr.ir. J.C. van Dam

The following cases are dealt with:

1. confined groundwater
2. phreatic groundwater with natural recharge
3. semi-confined groundwater with invariable groundwater table above the semi-pervious toplayer

Each of these cases is dealt with in:

A. one-dimensional situation
B. axial-symmetric situation

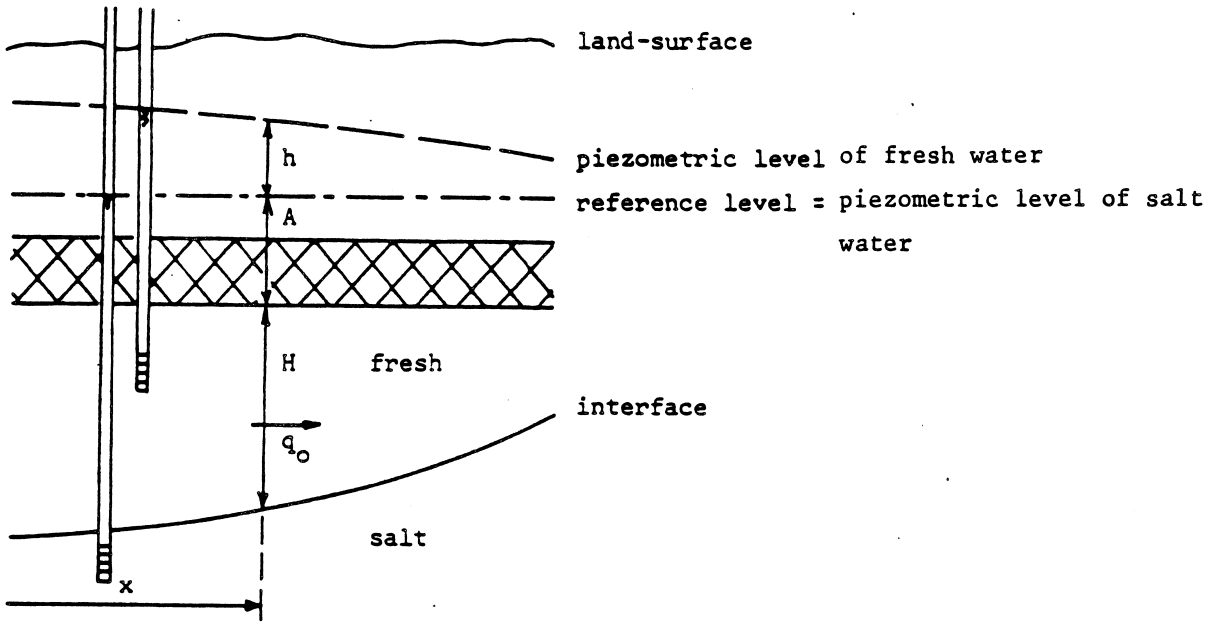
The following conditions hold for all cases:

a. the aquifers and the semi-pervious layers are homogeneous
b. the interface is sharp,(i.e. diffusion and dispersion are neglected)
c. the saline groundwater is stagnant
d. the vertical velocity component in the aquifer is neglected
e. the horizontal velocity component in the semi-pervious layer is neglected

021320/8302

1. Confined groundwater

A. one-dimensional situation.



Darcy: $q = -kH \frac{dh}{dx}$

continuity: $q = q_o$

$$-kH \frac{dh}{dx} = q_o$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta(H + A) \rightarrow \frac{dh}{dx} = \Delta \frac{dH}{dx}$

$$-k \Delta H \frac{dH}{dx} = q_o$$

differential equation: $H \frac{dH}{dx} = \frac{-q_o}{k\Delta}$

solution: $H = \sqrt{\frac{-2q_o x}{k \Delta} + C}$

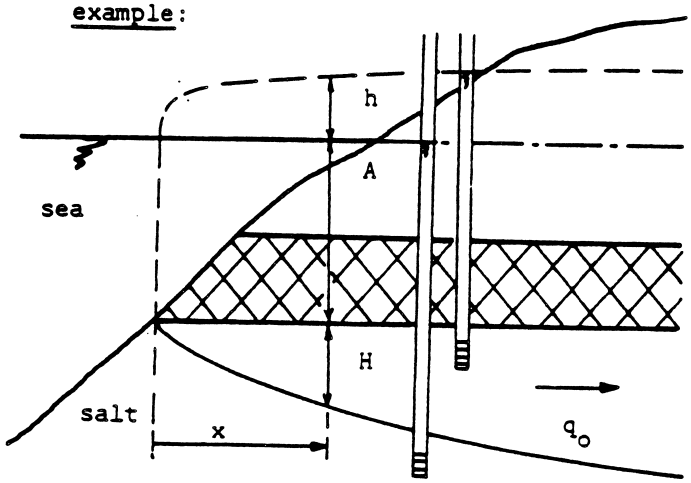
$$h = \Delta \sqrt{\frac{-2q_o x}{k \Delta} + C} + \Delta A$$

$$q = q_o$$

1. Confined groundwater.

A. one-dimensional situation.

example:



land surface

piezometric level of fresh water

reference level = piezometric level of salt water

fresh water

data:

$q_o = -6.85\ m^3/m.day$

$k = 50\ m/day$

$\Delta = 0.02$

$A = 20\ m$

boundary condition: $x = 0,\ H = 0 \rightarrow C = 0$

thus: $H = \sqrt{\frac{-2q_o x}{k\,\Delta}}$

$$H = \sqrt{\frac{2\ .\ 6.85\ .\ x}{50\ x\ 0.02}} = \sqrt{13,7x}$$

$$h = \Delta(H + A) = 0.02\ (H + 20) = 0.02\ H + 0.4$$

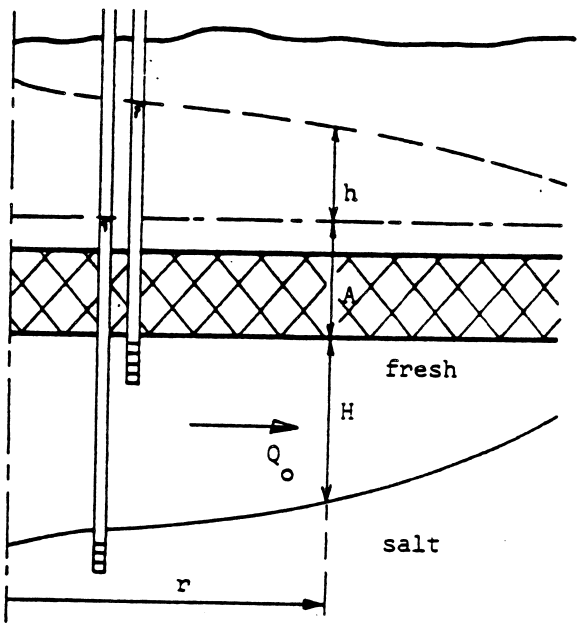
$$q = q_o = -6.85\ m^3/m.day$$

x (m)	H (m)	h (m)	q (m^3/m.day)
0	0	0.40	-6.85
1	3.7	0.47	-6.85
3	6.4	0.53	-6.85
10	11.7	0.63	-6.85
30	20.3	0.81	-6.85
100	37.0	1.14	-6.85
300	64.0	1.68	-6.85

x (m)	H (m)	h (m)	q (m^3/m.day)
1,000	117	2.74	-6.85
3,000	203	4.46	-6.85
10,000	370	7.80	-6.85

1. Confined groundwater

B. axial-symmetric situation.



Darcy: $Q = -2\pi r.H.k \frac{dh}{dr}$

continuity: $Q = Q_o$

$$-2\pi r\, H\, k \frac{dh}{dr} = Q_o$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta(H + A)$ $\qquad \frac{dh}{dr} = \Delta \frac{dH}{dr}$

$$-2\pi r\, H\, k\, \Delta \frac{dH}{dr} = Q_o$$

differential equation: $H \frac{dH}{dr} = \frac{-Q_o}{2\pi k \Delta r}$

solution: $H = \sqrt{\frac{C - Q_o \ln r}{\pi k \Delta}}$

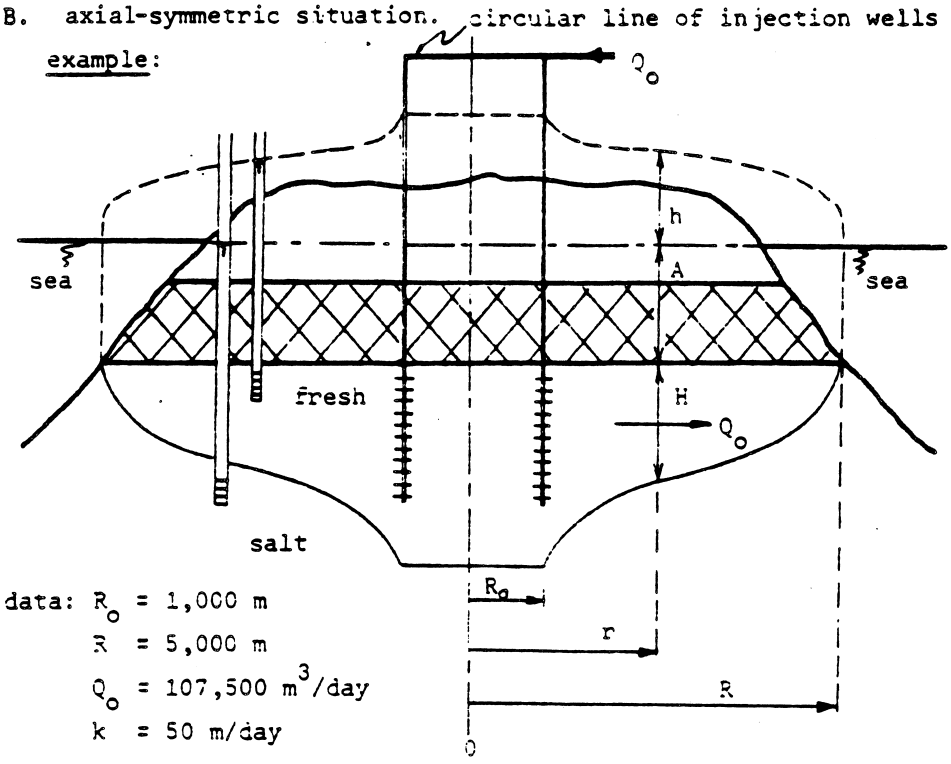
$$h = \sqrt{\frac{\Delta(C - Q_o \ln r)}{\pi k}} + \Delta A$$

$$Q = Q_o$$

1. Confined groundwater.

B. axial-symmetric situation. circular line of injection wells

example:



data: R_o = 1,000 m
R = 5,000 m
Q_o = 107,500 m^3/day
k = 50 m/day
Δ = 0.02
A = 10 m

Boundary condition: $r = R \quad H = 0 \rightarrow C = Q_o \ln R$

thus: $$H = \sqrt{\frac{Q_o \ln R/r}{\pi k \Delta}}$$

$$H = \sqrt{\frac{107{,}500 \ln 5{,}000/r}{3{,}14 \times 50 \times 0.02}} = \sqrt{34{,}218 \ln 5{,}000/r}$$

$$h = \Delta(H + A) = 0.02\,(H + 10) = 0.02\,H + 0.2$$

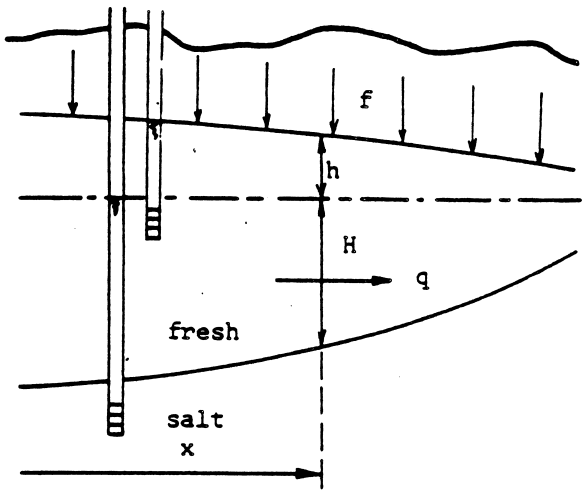
$$Q = Q_o$$

} for $R_o \leq r \leq R$

r (m)	H (m)	h (m)	Q (m^3/day)
0	235	4.90	0
1000	235	4.90	107,500
2000	177	3.74	107,500
3000	132	2.84	107,500
4000	87.4	1.95	107,500
4500	60.0	1.40	107,500
4800	37.4	0.95	107,500
5000	0	0.20	107,500

2. Phreatic groundwater

A. one-dimensional situation.



land surface
recharge f

groundwater table
reference level = piezometric level of salt water

interface

Darcy: $q = -k(H + h)\frac{dh}{dx}$

continuity: $dq = fdx \rightarrow q = fx + C_1$

$$-k(H + h)\frac{dh}{dx} = fx + C_1$$

Badon-Ghyben - Herzberg: $h = \Delta H \rightarrow \frac{dh}{dx} = \Delta \frac{dH}{dx}$

$$-k(H + \Delta H)\,\Delta \frac{dH}{dx} = fx + C_1$$

differential equation: $H \frac{dH}{dx} = -\frac{fx + C1}{k(1 + \Delta)\Delta}$

solution: $H = \sqrt{\frac{-fx^2 - 2C_1x + C_2}{k(1 + \Delta)\,\Delta}}$

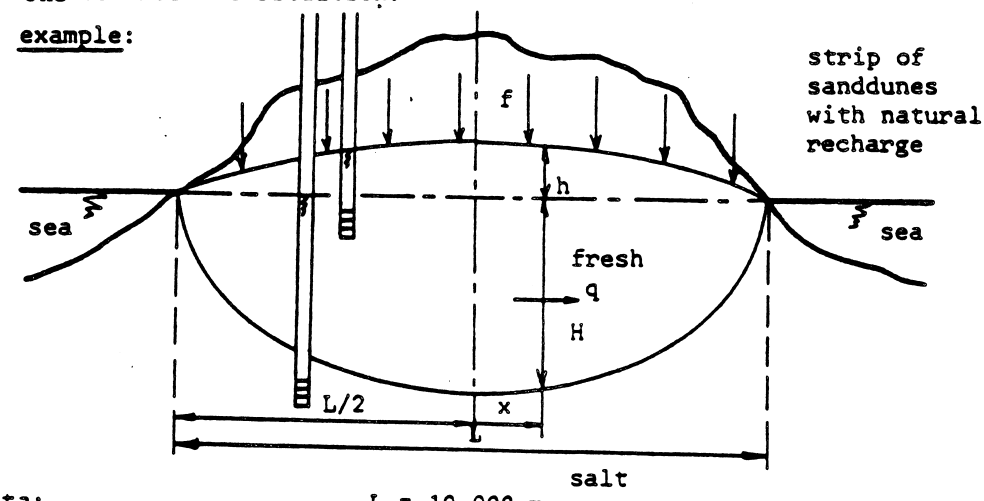
$$h = \sqrt{\frac{\Delta(-fx^2 - 2C_1x + C_2)}{k(1 + \Delta)}}$$

$$q = fx + C_1$$

2. Phreatic groundwater

A. one-dimensional situation.

example:



data:

L = 10,000 m

f = 500 mm/year = 0.00137 m/day

k = 50 m/day

Δ = 0.02

boundary conditions:

$x = 0 \quad q = 0 \rightarrow C_1 = 0$

$x = \frac{1}{2} L \quad H = 0 \rightarrow C_2 = f.(\frac{1}{2}L)^2$

thus: $H = \sqrt{\frac{f\{(\frac{1}{2}L)^2 - x^2\}}{k(1 + \Delta)\,\Delta}}$

$$H = \sqrt{\frac{0.00137(5000^2 - x^2)}{50 \times 1.02 \times 0.02}} = \sqrt{0.001343(5{,}000^2 - x^2)}$$

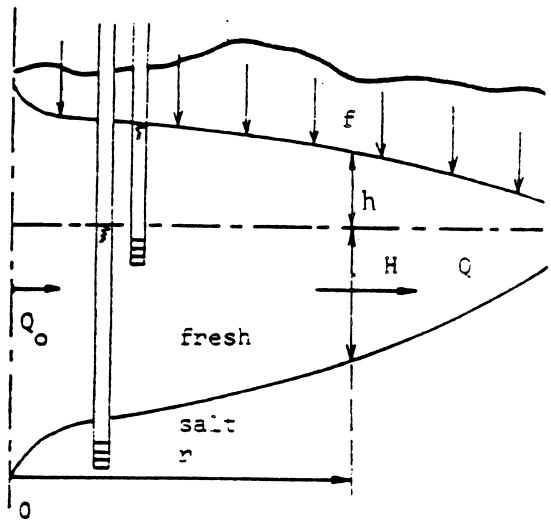
$h = \Delta H = 0.02\ H$

$q = fx = 0.00137\ x$

x (m)	H (m)	h (m)	q m^3/m.day)
0	183.5	3.67	0
1000	180	3.60	1.37
2000	168	3.36	2.74
3000	147	2.94	4.11
4000	110	2.20	5.48
4500	80	1.60	6.17
4800	51	1.02	6.58
5000	0	0	6.85

2. Phreatic groundwater.

B. axial-symmetric situation.



land surface recnarge f

groundwater table
reference level = piezometric level of salt interface water

Darcy: $Q = -2\pi r\,(H + h)k \frac{dh}{dr}$

continuity: $dQ = f.2\pi r\,dr$

$Q = f.\,\pi r^2 + Q_o$

$$-2\pi r(H + h)k \frac{dh}{dr} = f\pi r^2 + Q_o$$

$$-2k(H + h) \frac{dh}{dr} = fr + \frac{Q_o}{\pi r}$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta H \rightarrow \frac{dh}{dr} = \Delta \frac{dH}{dr}$

$$-2k\,(H + \Delta H)\,.\,\Delta \frac{dH}{dr} = fr + \frac{Q_o}{\pi r}$$

differential equation:

$$H \frac{dH}{dr} = \frac{-fr - \frac{Q_o}{\pi r}}{2k(1+\Delta)\Delta}$$

solution:

$$H = \sqrt{\frac{C - fr^2 - \frac{2Q_o}{\pi} \ln r}{2k(1+\Delta)\Delta}}$$

$$h = \sqrt{\frac{\Delta(C - fr^2 - \frac{2Q_o}{\pi} \ln r)}{2k(1+\Delta)}}$$

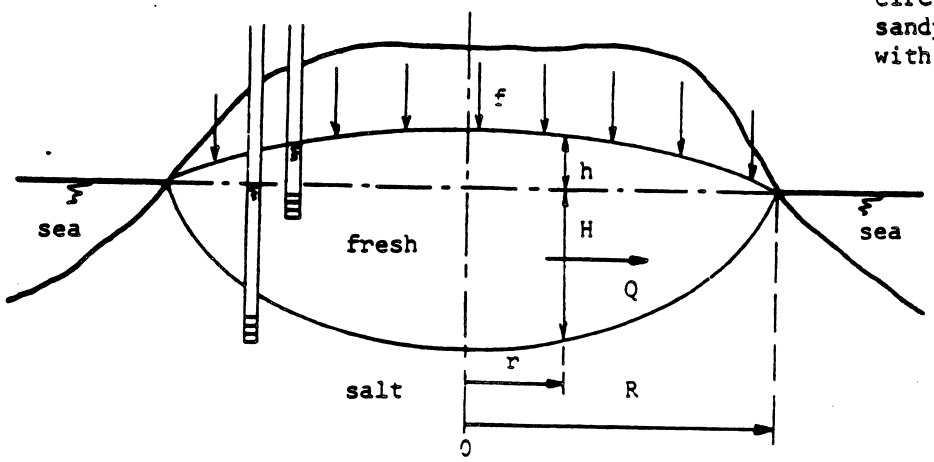
$$Q = f\,\pi r^2 + Q_o$$

2. Phreatic groundwater

B. axial-symmetric situation.

example:

circular sandy island with recharge



data: R = 5,000 m

f = 500 mm/year = 0.00137 m/day

k = 50 m/day

$\Delta = 0.02$

$Q_o = 0$

boundary conditions: $r = R,\ H = 0 \rightarrow C = fR^2$

thus: $H = \sqrt{\frac{f(R^2 - r^2)}{2k(1+\Delta)\Delta}}$

$$H = \sqrt{\frac{0.00137(5{,}000^2 - r^2)}{2 \times 50 \times 1.02 \times 0.02}} = \sqrt{0.000672(5{,}000^2 - r^2)}$$

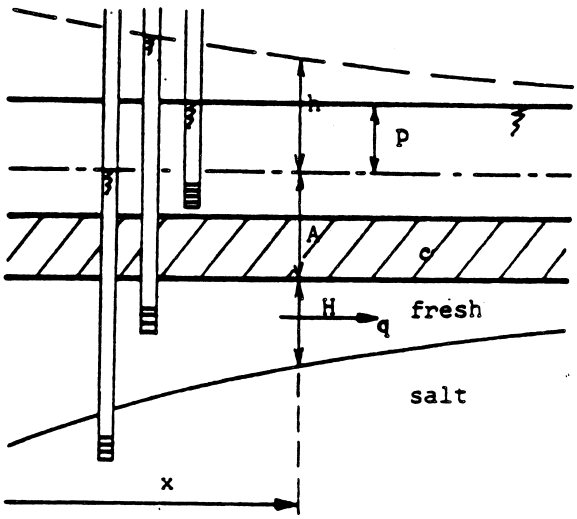
$h = \Delta H = 0.02H$

$Q = f \pi r^2 = 0.00137 \times 3.14 \times r^2 = 0.00430\ r^2$

r (m)	H (m)	h (m)	Q (m^3/day)
0	130	2.60	0
1000	127	2.54	4,300
2000	119	2.38	17,200
3000	104	2.08	38,700
4000	77.9	1.56	68,800
4500	56.6	1.13	87,100
4800	36.3	0.73	99,100
5000	0	0	107,500

3. Semi-confined groundwater

A. one-dimensional situation.



piezometric level of fresh water
phreatic fresh water table

reference level = piezometric level of salt water

semi-pervious layer

interface

Darcy: $q = -kH \frac{dh}{dx} \rightarrow \frac{dq}{dx} = -k(H \frac{d^2h}{dx^2} + \frac{dH}{dx} \cdot \frac{dh}{dx})$

continuity: $dq = -\frac{h - p}{c} dx \quad \frac{dq}{dx} = -\frac{h - p}{c}$

$$-k(H \frac{d^2h}{dx^2} + \frac{dH}{dx} \cdot \frac{dh}{dx}) = -\frac{h - p}{c}$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta(H + A) \rightarrow \frac{dh}{dx} = \Delta \frac{dH}{dx} \rightarrow \frac{d^2h}{dx^2} = \Delta \frac{d^2H}{dx^2}$

$$-k\Delta \{H \cdot \frac{d^2H}{dx^2} + (\frac{dH}{dx})^2\} = -\frac{\Delta(H + A) - p}{c}$$

differential equation: $H \frac{d^2H}{dx^2} + (\frac{dH}{dx})^2 - \frac{H-E}{kc} = 0$

, where $E = \frac{p}{\Delta} - A$ is the equilibrium depth.

There exist 13 different solutions to this differential equation. Three of them are the particular solutions:

1 $H = E$ (equilibriumdepth)

$h = \Delta(E+A) = p$

$q = 0$

2 $H = \frac{3}{2} E + \frac{(x-x_o)^2}{6kc}$ (parabola)

$h = \Delta\{\frac{3}{2} E + \frac{(x-x_o)^2}{6kc} + A\}$

$q = \frac{-\Delta(x-x_o)^3}{18kc^2} - \frac{\Delta(x-x_o)E}{2c}$

3 $x = \pm \sqrt{kcE}\ \{\sqrt{3(1+\frac{2H}{E})} + \ln \left|\frac{3-\sqrt{3(1+\frac{2H}{E})}}{3+\sqrt{3(1+\frac{2H}{E})}}\right| + C\}$

note that for $H \to E$ $x \to \pm \infty$

$H = -\frac{1}{2}E$ $x = \pm C\sqrt{kcE}$

3. Semi-confined groundwater.

A. one-dimensional situation (continued)

approximative solution.

figure as on page 11 , with H_{av} instead of H (H_{av} over a certain reach).

Darcy: $q = - kH \frac{dh}{dx}$

continuity: $dq = - \frac{h_{av} - p}{c} dx$ (approximation) $\rightarrow q = - \frac{h_{av} - p}{c} x + C$

$$-kH \frac{dh}{dx} = - \frac{h_{av} - p}{c} x + C$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta(H + A) \rightarrow \frac{dh}{dx} = \Delta \frac{dH}{dx}$

$$-k \Delta H \frac{dH}{dx} = \frac{-\Delta(H_{av} + A) - p}{c} x + C$$

differential equation: $kc\Delta H \frac{dH}{dx} - \{\Delta(H_{av} + A) - p\} x + C^1 = 0$

$$H \frac{dH}{dx} - \frac{H_{av} - E}{kc} x + C'' = 0$$

solution: $H = \sqrt{\frac{H_{av} - E}{kc} \cdot x^2 + C_1 x + C_2}$

$$h = \Delta \sqrt{\frac{H_{av} - E}{kc} \cdot x^2 + C_1 x + C_2} + \Delta A$$

$$q = - \frac{\Delta(H_{av} - E)}{c} x - \frac{k\Delta C_1}{2}$$

boundary conditions: $x = 0 \quad H = H_o \rightarrow C_2 = H_o^2$

$$q = q_o \rightarrow C_1 = \frac{-2q_o}{k.\Delta}$$

, thus: $H = \sqrt{\frac{H_{av} - E}{kc} \cdot x^2 - \frac{2q_o x}{k\Delta} + H_o^2}$

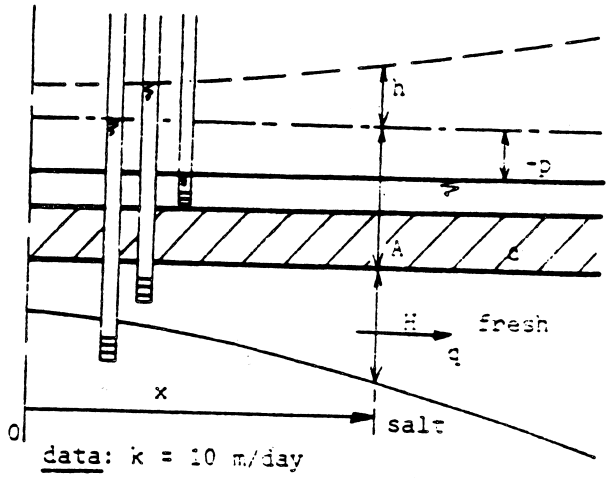
$$h = \Delta \sqrt{\frac{H_{av} - E}{kc} \cdot x^2 - \frac{2q_o x}{k\Delta} + H_o^2} + \Delta A$$

$$q = - \frac{\Delta(H_{av} - E)}{c} \cdot x + q_o$$

3. Semi-confined groundwater.

A. one-dimensional situation.

example:



piezometric level of fresh water

reference level = piezometric level of salt water

phreatic fresh water table

semi-pervious layer

interface

data: k = 10 m/day

c = 1000 days

$\Delta = 0.025$

A = 20 m

p = - 1 m

$$E = \frac{p}{\Delta} - A = \frac{-1}{0{,}025} - 20 = -40 - 20 = -60 \text{ m}$$

solution in steps of 100 m . (x from 0 to 100).

$$H_{100} = \sqrt{\frac{H_{av} + 60}{10 \times 1000} \cdot (100)^2 - \frac{2q_o}{10 \times 0.025} \cdot 100 + H_o^2} = \sqrt{H_{av} + 60 - 800\, q_o + H_o^2}$$

$$h = 0.025\,(H + 20)$$

$$q_{100} = -\frac{0.025(H_{av} + 60)}{1000} \cdot 100 + q_o = -0.0025\, H_{av} - 0.150 + q_o$$

3. Semi-confined groundwater.

A. one-dimensional situation.

example (continued):

Reach 1 (0 - 100 m): $H_o = 20$ m, $q_o = 0$ } boundary conditions

$H_{av} = 21$ m (estimated)] !

$H_{100} = \sqrt{21 + 60 + 400} = 21.95$ m

$h_{100} = 0.025\ (21.95 + 20) = 1.05$ m

$q_{100} = - 0.0525 - 0.150 = - 0.2025$ m^3/m.day

Reach 2 (100 - 200 m): $H_o = 21.95$ m, $q_o = - 0.2025$ m^3/m.day } (at 100 m)

$H_{av} = 24.5$ m (estimated)] !

$H_{100} = \sqrt{24.5 + 60 + 162 + 481} = 27.0$ m

$h_{100} = 0.025\ (27.0 + 20) = 1.17$ m } (at 200 m)

$q_{100} = -0.061 - 0.150 - 0.2025 = - 0.413$ m^3/m.day

Reach 3 (200 - 300 m): $H_o = 27.0$ m, $q_o = - 0.413$ m^3/m.day } (at 200 m)

$H_{av} = 30.0$ m (estimated)] !

$H_{100} = \sqrt{30.0 + 60 + 330 + 727.5} = 33.95$ m

$h_{100} = 0.025\ (33.95 + 20) = 1.35$ m } (at 300 m)

$q_{100} = - 0.075 - 0.150 - 0.413 = -0.638$ m^3/m.day

Reach 4 (300 - 400 m): $H_o = 33.95$ m, $q_o = - 0.638$ m^3/m.day } (at 300 m)

$H_{av} = 38.0$ m (estimated)] !

$H_{100} = \sqrt{38.0 + 60 + 510 + 1147.5} = 41.9$ m

$h_{100} = 0.025\ (41.9 + 20) = 1.55$ m } (at 400 m)

$q_{100} = - 0.095 - 0.150 - 0.638 = - 0.883$ m^3/m.day

3. Semi-confined groundwater.

A. one-dimensional situation (continued)

approximative solution (alternative method)

Solution of page 13

with boundary conditions $x = 0$ $H = H_o$ and $q = q_o$ gives $C_2 = H_o^2$ and $C_1 = \frac{-2qo}{k\Delta}$

and thus: $H = \sqrt{\frac{H_{av} - E}{kc} \cdot x^2 - \frac{2q_o x}{k\Delta} + H_o^2}$

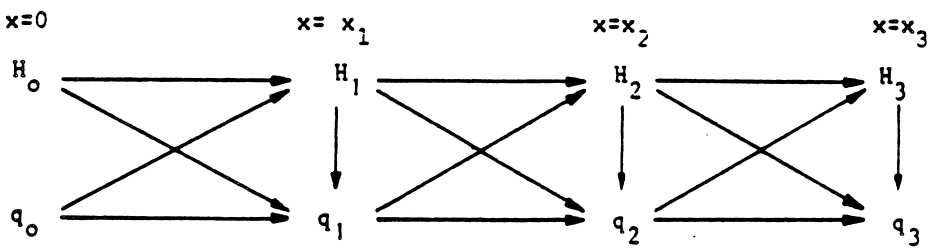
and $q = -\frac{\Delta(H_{av} - E)}{c} \cdot x + q_o$

After substituting $H_{av} = \frac{H + H_o}{2}$ and reworking:

$$H = \frac{x^2}{4kc} + \sqrt{\frac{x^4}{16k^2c^2} + \frac{x^2}{kc}\left(\frac{H_o}{2} - E\right) - \frac{2q_o x}{k\Delta} + H_o^2}$$

$$q = q_o - \frac{\Delta x}{2c}(H_o + H) + \frac{\Delta E x}{c} = q_o - \left(\frac{H_o + H}{2} - E\right)\frac{\Delta x}{c}$$

Calculation scheme:



Example of pages 14 and 15

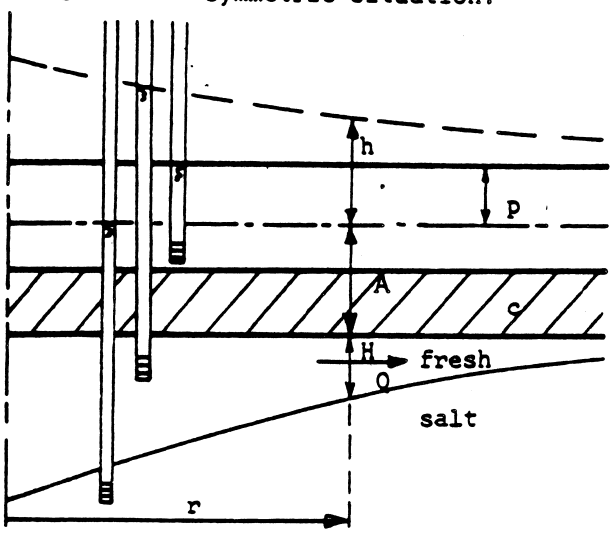
$$H = 0.25 + \sqrt{H_o^2 + 0.5H_o - 800\,q_o + 60.06}$$

$$q = q_o - 0.00125\,(H_o + H) - 0.15$$

Same numerical results.

3. Semi-confined groundwater

B. axial-symmetric situation.



piezometric level of fresh water

phreatic fresh water table

reference level = piezometric level of salt water

semi- pervious layer

interface

Darcy: $Q = -2\pi r\, Hk \frac{dh}{dr}$

$$\frac{dQ}{dr} = -2\pi k \left(rH \frac{d^2h}{dr^2} + r \frac{dH}{dr} \cdot \frac{dh}{dr} + H \frac{dh}{dr}\right)$$

continuity: $dQ = -2\pi r\, dr \frac{h-p}{c} \rightarrow \frac{dQ}{dr} = -2\pi r \frac{h-p}{c}$

$$-2\pi k \left(rH \frac{d^2h}{dr^2} + r \frac{dH}{dr} \cdot \frac{dh}{dr} + H \frac{dh}{dr}\right) = -2\pi r \frac{h-p}{c}$$

$$kc \left(r H \frac{d^2h}{dr^2} + r \cdot \frac{dH}{dr} \cdot \frac{dh}{dr} + H \frac{dh}{dr}\right) - r(h-p) = 0$$

Badon Ghyben - Herzberg: $h = \Delta(A+H) \rightarrow \frac{dh}{dr} = \Delta \frac{dH}{dr} \rightarrow \frac{d^2h}{dr^2} = \Delta \frac{d^2H}{dr^2}$

differential equation: $\Delta\, kc \left\{rH \frac{d^2H}{dr^2} + r \left(\frac{dH}{dr}\right)^2 + H \frac{dH}{dr}\right\} - r(\Delta H + \Delta A - p) = 0$

$$rH \frac{d^2H}{dr^2} + r \left(\frac{dH}{dr}\right)^2 + H \frac{dH}{dr} - \frac{r(H-E)}{kc} = 0$$

particular solutions: 1 $H = E$ (equilibrium depth)

$h = \Delta(A+E) = p$

$Q = 0$

2 $H = 2E + \frac{r^2}{8kc}$

$h = \Delta\left(A+2E+\frac{r^2}{8kc}\right)$, $Q = -\pi r^2 \Delta \left(\frac{E}{c} + \frac{r^2}{16kc^2}\right)$

other solutions: ?

3. Semi-confined groundwater

B. axial-symmetric situation (continued)

approximative solution

figure as on page 17, with H_{av} instead of H (H_{av} over a certain reach).

Darcy: $Q = - 2\pi r H k \frac{dh}{dr}$

continuity: $dQ = - 2\pi r \frac{h_{av} - p}{c} dr$ (approximation)

$$Q = - \pi r^2 \frac{h_{av} - p}{c} + C$$

$$Q = - \pi (r^2 - r_o^2) \frac{h_{av} - p}{c} + Q_o$$

$$2Hkr \frac{dh}{dr} - (r^2 - r_o^2) \frac{h_{av} - p}{c} + \frac{Q_o}{\pi} = 0$$

BadonGhyben-Herzberg: $h = \Delta(A+H) \rightarrow \frac{dh}{dr} = \Delta \frac{dH}{dr}$

differential equation: $Hr \frac{dH}{dr} - \frac{H_{av} - E}{2kc} (r^2 - r_o^2) + \frac{Q_o}{2\pi k\Delta}$

solution (after van der Molen):

$$H = \sqrt{\tfrac{1}{2} \frac{H_{av} - E}{kc} \cdot r^2 - C_1 \ln r + C_2}$$

$$h = \Delta \left(A + \sqrt{\tfrac{1}{2} \frac{H_{av} - E}{c} \cdot r^2 - C_1 \ln r + C_2}\right)$$

$$Q = - \frac{\Delta(H_{av} - E)}{c} \pi r^2 + \pi \Delta k C_1$$

As for $r = r_o$: $Q = Q_o$: $C_1 = \frac{Q_o}{\pi \Delta k} + \frac{H_{av} - E}{kc} r_o^2$

and $H = H_o$: $C_2 = H_o^2 - \tfrac{1}{2} \frac{H_{av} - E}{kc} r_o^2 + \frac{Q_o}{\pi \Delta k} \ln r_o + \frac{H_{av} - E}{kc} r_o^2 \ln r_o$

so that: $H = \sqrt{H_o^2 + \frac{H_{av} - E}{kc} \left(\frac{r^2 - r_o^2}{2} + r_o^2 \ln \frac{r_o}{r}\right) + \frac{Q_o}{\pi \Delta k} \ln \frac{r_o}{r}}$

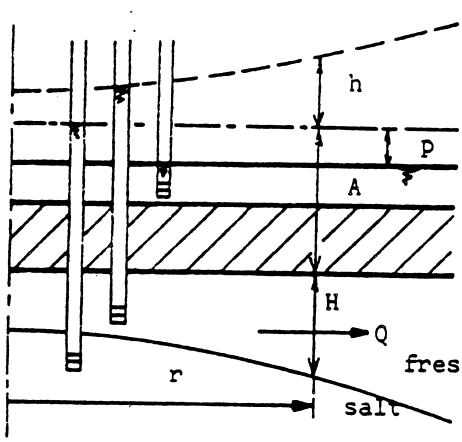
$$h = \Delta(A+H)$$

$$Q = Q_o + \frac{\Delta(H_{av} - E)}{c} \pi (r_o^2 - r^2)$$

3. Semi-confined groundwater.

B. axial-symmetric situation.

example:



piezometric level of fresh water

reference level = piezometric level of salt water

phreatic fresh water table

semi-pervious layer

$R_o = 0$

data: k = 10 m/day

c = 1000 days

$\Delta = 0.025$

A = 20 m

p = -1 m

$E = \frac{p}{\Delta} - A = \frac{-1}{0{,}025} - 20 = -40 - 20 = -60$ m

boundary conditions: R = 0: $H_o = 20$ m, $Q_o = 0$

result of the calculations:

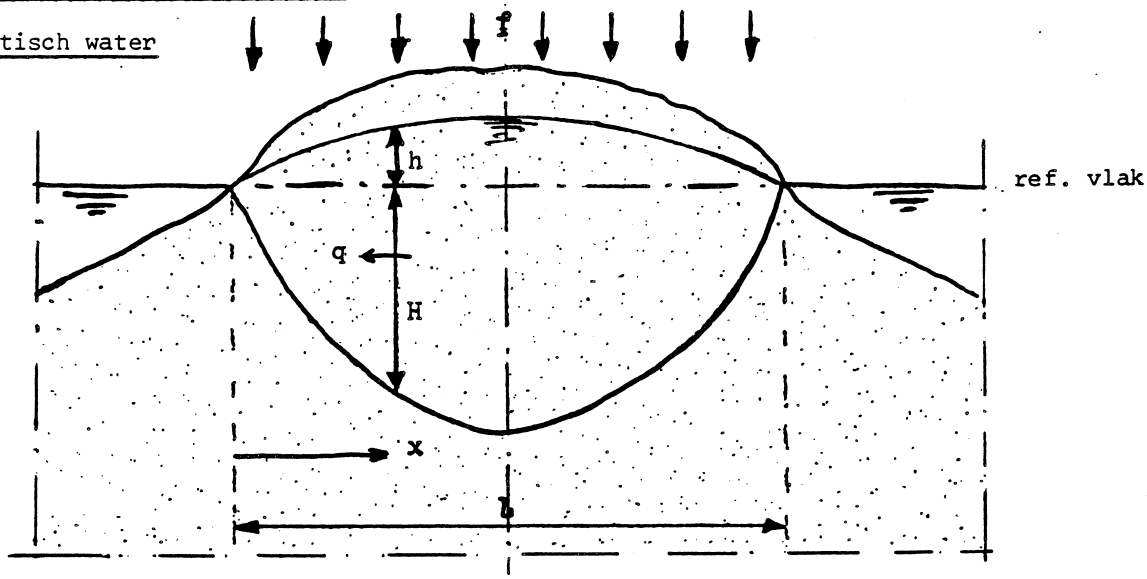
r (m)	H (m)	h (m)	Q (m^3/day)
0	20.00	1.00	0
100	20.98	1.02	-63
200	23.71	1.09	-257
300	27.75	1.19	-593
400	32.70	1.32	-1089
500	38.31	1.46	-1764
600	44.41	1.61	-2639
700	50.92	1.77	-3738
800	57.77	1.94	-5084
900	64.94	2.12	-6704
1000	72.39	2.31	-8623

Waterhuishouding F15B

Vraagstuk: B4-4

Relatie zoet-zout grondwater

Freatisch water

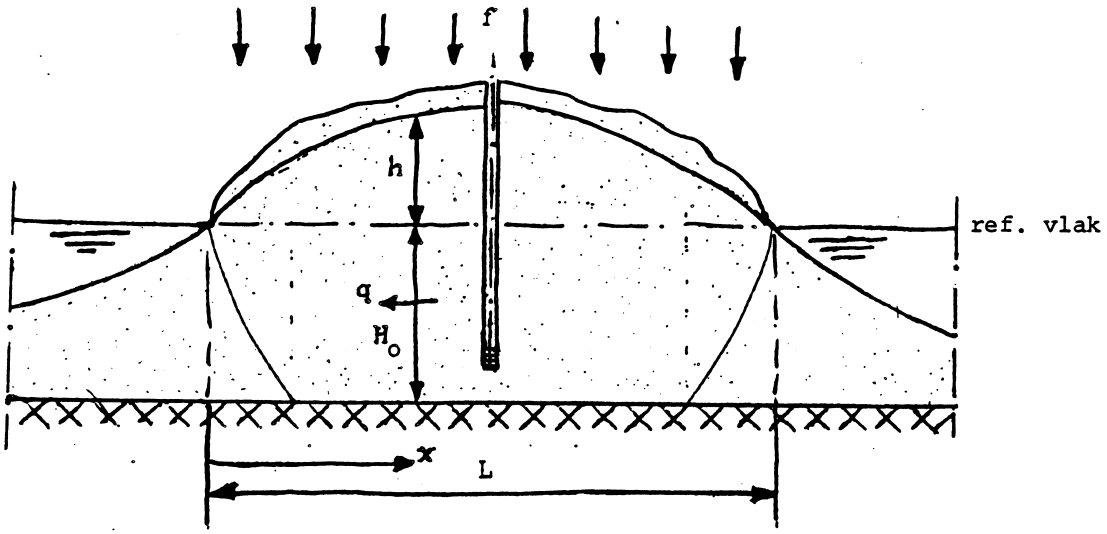


Gegeven: Een oneindig lange duinstrook, breed L = 16000 m, wordt aan weerszijden ingesloten door water waarvan gegeven is: ρ_s = 1020 kg/m^3.
Het waterpeil aan weerszijden is gelijk en wordt constant gehouden.
Het duingebied bestaat uit zandgrond met k = 50 m/d.
De ondoorlatende basis ligt zodanig diep, dat deze de vorming van de zoetwaterlens niet beinvloedt.
De nuttige neerslag op het duingebied is
f = 365 mm/jaar.
Voor neerslag geldt: ρ_f = 1000 kg/m^3.

a1: Bepaal met bovenstaande gegevens de vorm van de zoetwaterlens (d.w.z. h en H als functie van x).

a2: Bepaal H en h in het midden van de duinstrook.

a3: Wanneer er gedurende lange tijd geen neerslag valt, wat zal dan de uiteindelijke vorm van de zoetwaterlens zijn?



Onder overigens gelijkblijvende omstandigheden wordt nu gesteld, dat zich op H_o = 146 m diepte (gementen vanaf het referentievlak) een ondoorlatende basis bevindt.

b1: Waar zal de zoetwaterlens de ondoorlatende basis bereiken?

b2: Wanneer in het hart van het duingebied een peilbuis geplaatst wordt welke stijghoogte ten opzichte van het referentievlak zal hierin dan worden waargenomen?

Antwoorden:

a1: $H = \sqrt{\frac{x(16000 - x)}{1020}}$ (H in m)

$h = \sqrt{\frac{x(16000 - x)}{255 \times 10^4}}$ (h in m)

a2: H = 250 m

h = 5 m

b1: x_1 = 1500 m

x_2 = 14500 m

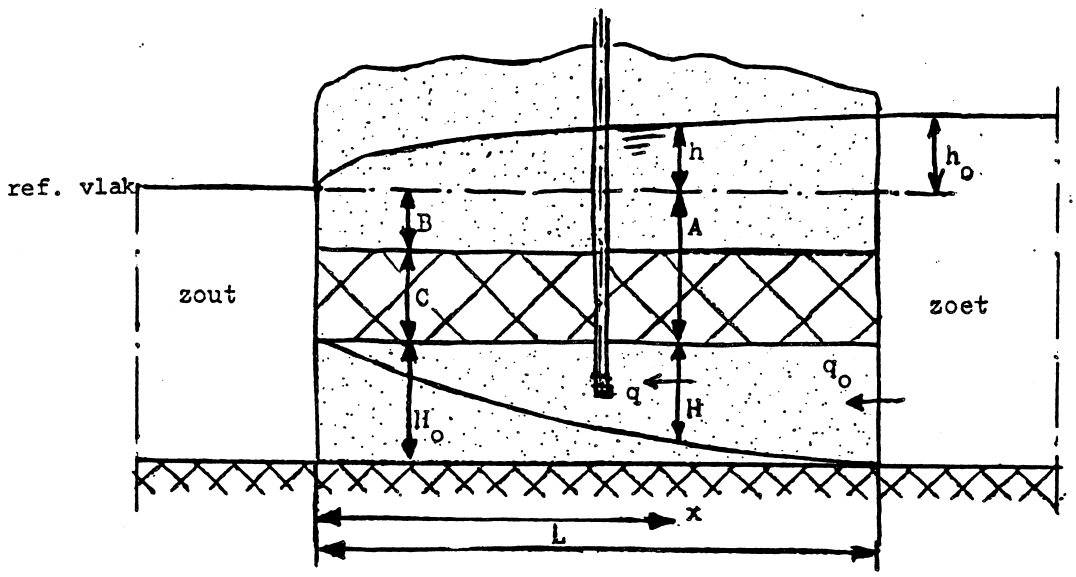
b2: h = 5,76 m

Waterhuishouding F15B

Vraagstuk: B4-5

Relatie zoet-zout grondwater

Spannings- en Freatisch grondwater



Een 3000 m brede landstrook wordt aan weerszijden begrensd door water, waarvan de peilen constant worden gehouden. Het water aan de rechterzijde is zoet, ρ_f = 1000 kg/m^3. Aan de linkerzijde is het water zout ρ_s = 1025 kg/m^3. De landstrook is opgebouwd volgens bovenstaande figuur t.w. zand, k = 30 m/d, een ondoorlatende laag (b.v. klei), zand, k = 30 m/d, en de ondoorlatende basis. De verschillende laagdikten zijn als volgt:
dikte ondoorlatende laag C = 20 m, diepe zandlaag H_o = 20 m, terwijl het ref. vlak B = 10 m boven de ondoorlatende laag ligt.

Gevraagd: a) Hoe groot zal het peilverschil tussen het zoete en het zoute water moeten zijn, wil de zouttong in de diepe doorlatende laag het zoete water niet bereiken?

b) Hoeveel zoet water zal er dan per etmaal door de diepe doorlatende laag stromen?

c) Hoever zal de zouttong in de bovenste doorlatende laag doordringen bij handhaving van het onder a) berekende peilverschil?

d) Er worden in het midden van de landstrook twee peilbuizen geplaatst. De ene peilbuis heeft het filter juist boven, de andere juist onder de ondoorlatende laag.
Welk peilverschil zal tussen de standen in de beide buizen worden waargenomen?

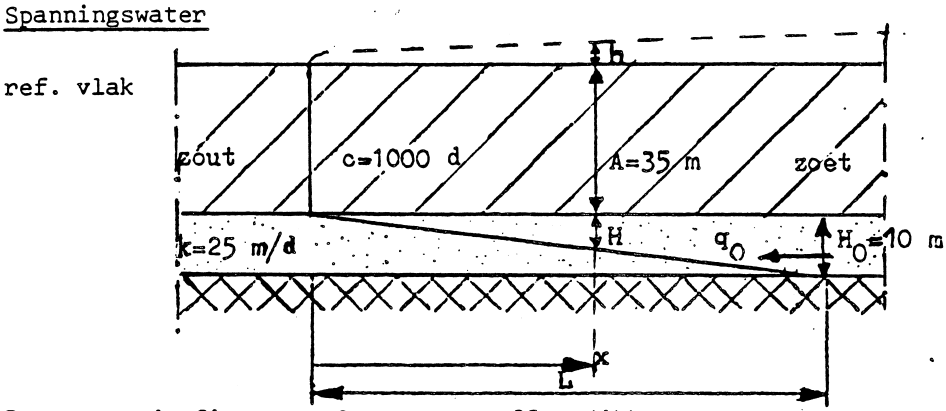
Antwoorden: a: h_o = 1,25 m
b: q_o = 0,05 m^3/m'd
c: 320,31 m
d: 40 cm

Waterhuishouding f15B

Vraagstuk: B4-6

Relatie zoet-zout grondwater

Spanningswater



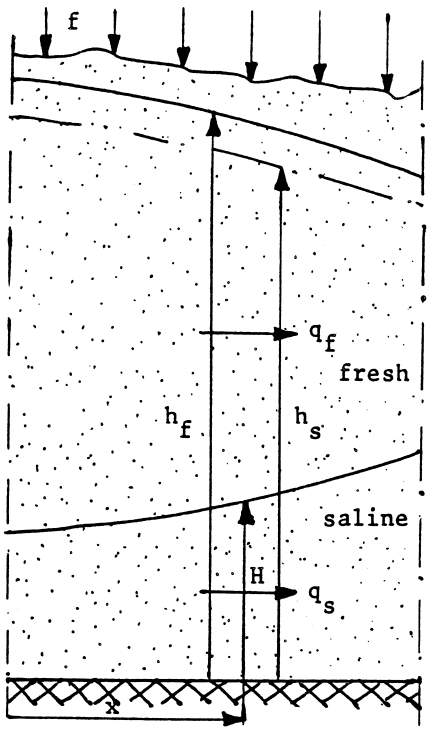
Bovenstaande figuur stelt voor een 35 m dikke semi-permeabele laag, c = 1000 d, met daaronder een doorlatende laag van 10 m dikte met k = 25 m/d op een ondoorlatende basis. Alle lagen zijn van oneindige uitgestrektheid. De bovenzijde van de semi-permeabele laag ligt op gemiddeld zee-niveau evenals de grondwaterstand. In de doorlatende laag stroomt zoet water, ρ_f = 1000 kg/m^3, in zeewaartse richting. De zoutwatertong dringt in de doorlatende laag door tot punt x = L.
De grootte van de zoetwaterstroom t.p.v. x = L is q_o.
De dikte van de doorlatende laag is klein t.o.v. de dikte van de semi-permeabele laag. Daarom mag bij de berekening de variabele hoogte A + H vervangen worden door de constante gemiddelde hoogte A + $\frac{1}{2}$ H_o.
De dichtheid van het zoute water ρ_s = 1025 kg/m^3.

Gevraagd: a) Bepaal H als functie van x
b) Bepaal de lengte L van het overgangsgebied van zoet naar zout grondwater
c) Bepaal de grootte van de zoetwaterstroom q_o t.p.v. x = L
d) Hoever zal de zouttong worden teruggedrongen als de zoetwaterstroom t.p.v. x = L $2q_o$ is i.p.v. q_o?

Antwoorden: a: H = 0,04 x
b: L = 250 m
c: q_o = 0,25 m^3/m'd
d: 199,5 m

FRESH WATER - SALT WATER RELATIONSHIPS WITH FLOWING FRESH AND SALINE GROUNDWATER

1. Phreatic groundwater with recharge f



Fresh g.w.:

Darcy: $q_f = - k_f(h_f-H) \frac{dh_f}{dx}$

continuity: $\frac{dq_f}{dx} = f$

Saline g.w.:

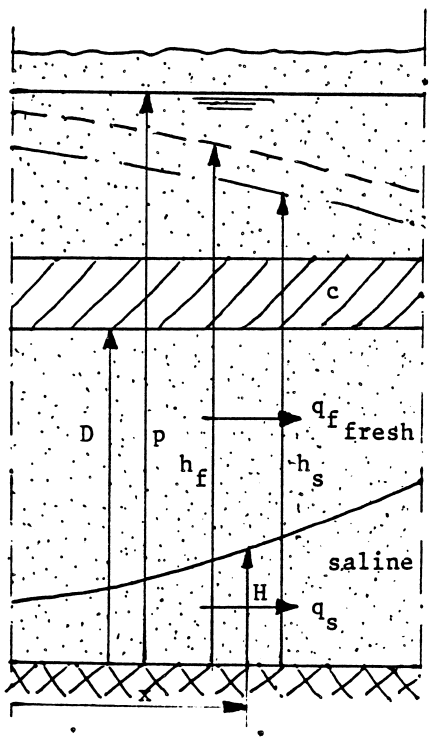
Darcy: $q_s = - k_s H \frac{dh_s}{dx}$

continuity: $\frac{dq_s}{dx} = 0$

B-G/H-principle: $h_f - h_s = \Delta(h_s-H)$

5 equations
5 unknowns
h_f, h_s
q_f, q_s
H

2. Semi-confined groundwater with horizontal polderlevel



Fresh g.w.:

Darcy: $q_f = - k_f(D-H) \frac{dh_f}{dx}$

continuity: $\frac{dq_f}{dx} = \frac{p-h_f}{c}$

Saline g.w.:

Darcy: $q_s = - k_s H \frac{dh_s}{dx}$

continuity: $\frac{dq_s}{dx} = 0$

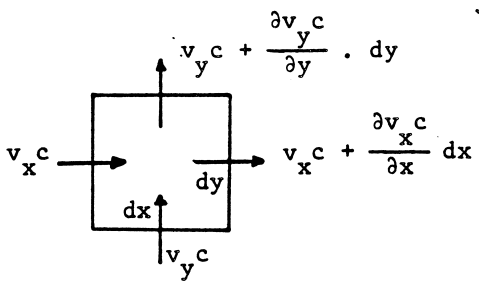
B-G/H-principle: $h_f - h_s = \Delta(h_s-H)$

5 equations
5 unknowns
h_f, h_s
q_f, q_s
H

Dispersie (en diffusie)

Zoutbalans van een elementair blokje dx dy (2 dim.)

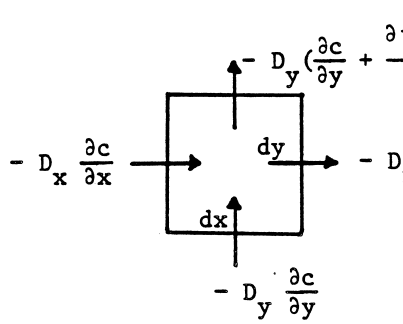
Transport door stroming



resulterend uitgaand transport:

$$\left(\frac{\partial v_x c}{\partial x} \cdot dxdy + \frac{\partial v_y c}{\partial y} dydx\right)dt$$

Transport door dispersie (en diffusie) met (aangenomen) lineaire relatie tussen transport en concentratiegradiënt (evenredigheids-constante D = dispersie-coëfficiënt).



resulterend uitgaand transport:

$$-\left(D_x \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} dx\, dy + D_y \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} dy\, dx\right) dt$$

Berging $p \frac{\partial c}{\partial t} dt.dx.dy$

Zoutbalans: in = uit + berging

0 = resulterende uitstroming (door stroming en door dispersie) + berging

$$\frac{\partial v_x c}{\partial x} + \frac{\partial v_y c}{\partial y} - \left(D_x \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 c}{\partial y^2}\right) + p \frac{\partial c}{\partial t} = 0 \qquad (1)$$

Opmerkingen:

1. De dispersie-coëfficiënt D is verschillend voor de stroomrichting (longitudionaal) en loodrecht daarop (transversaal). Deze richtingen variëren over het stroomveld en verschillen derhalve in het algemeen van de x- en y-richting. Bovendien zijn de D's nog afhankelijk van de snelheid v, dus: D(v).

2a. De snelheden v_x en v_y volgen uit de oplossing van de vergelijkingen die de stroming beschrijven (Darcy en continuïteit).

2b. In geval van dichtheidsstroming is de stroming mede bepaald door de dichtheidsverdeling (zoutconcentratieverdeling) uit (1). Derhalve wisselwerking.

VERGELIJKEND OVERZICHT VAN EEN AANTAL DIFFERENTIAALVERGELIJKINGEN TER BESCHRIJVING VAN TRANSPORTVERSCHIJNSELEN IN DE BODEM

Algemene opmerkingen vooraf

1. De betekenis van de meeste in dit overzicht voorkomende symbolen wordt bekend verondersteld omdat ze ook regelmatig zijn gebezigd in de colleges f 15 B, f 15 C en f 15 D. Alleen van de niet daarin gebezigde symbolen worden de definities hier vermeld.
2. De lezer onderscheide afgeleiden naar de tijd en naar de plaats en lette bij de afgeleiden naar de plaats in het bijzonder op het voorkomen van de 2^e, 1^e (en 0^e) afgeleiden in de onderscheidene differentiaalvergelijkingen, die daartoe op overeenkomstige wijze zijn gerangschikt.
3. Achtereenvolgens worden beschreven:
   A. Niet-stationaire grondwaterstroming;
   B. Diffusie van in het grondwater opgeloste stoffen;
   C. Dispersie;
   D. Warmtetransport;

   en wel alle in slechts één lengtedimensie.
   Zie ook de slotopmerking 2.

A. Niet-stationaire grondwaterstroming

1. In volkomen spanningsgrondwater of in freatisch grondwater met constante kD.
   Zie (1), (2) en (3)*.

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{kD}{S} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}$$

   Voor freatisch grondwater: μ in plaats van S.
2. In semi-spanningswater, zoals beschreven door Bosch met betrekking tot de voortplanting van getijden in grondwater. Zie (3)

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{kD}{S} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \frac{\phi - \phi_p}{S c}$$

B. Diffusie in een vertikale kolom grond

$$\frac{\partial c}{\partial t} = k \frac{\partial^2 c}{\partial z^2}$$

K = diffusiecoëfficiënt, afhankelijk van de opgeloste stof en van de bodem. Zie (4)

C. Dispersie

Zie (5). Vergelijking (1) uit (5) luidt:

$$\frac{\partial v_x c}{\partial x} + \frac{\partial v_y c}{\partial y} - \left(D_x \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 c}{\partial y^2}\right) + p \frac{\partial c}{\partial t} = 0$$

1. Als $v_x = v$ = constant en $v_y = 0$ gaat deze vergelijking over in:

$$p \frac{\partial c}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - v \frac{\partial c}{\partial x}$$

dispersie-term — stromings-term

*Deze nummers verwijzen naar de bronnen (collegestencils en artikelen)

2. Als de opgeloste stof met concentratie c bovendien onderhevig is aan een afbraakproces waarvan de snelheid op elk moment evenredig is met de concentratie c (evenredigheidsconstante C) dan moet aan de vergelijking onder C1 nog een term worden toegevoegd.

$$p\frac{\partial c}{\partial t} = D_x\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - v\frac{\partial c}{\partial x} - Cc$$

dispersieterm — stromingsterm — afbraakterm

D. Warmtetransport

1. Uitsluitend door geleiding. Zie (6)

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = \frac{\lambda_s}{\rho_s c_s}\frac{\partial^2 \tau}{\partial x^2}$$

waarin:
τ = temperatuur
ρ_s = soortelijke dichtheid van de grond
c_s = soortelijke warmte van de grond
$\rho_s c_s = p\rho_w c_w + (1 - p)\rho_q c_q$
w = water, q = korrelmateriaal, P = porositeit
λ_s = warmtegeleidingscoëfficiënt van de grond

2. Uitsluitend door een constante waterstroom q in een pakket, dik H. Zie (6)

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = \frac{-q}{H}\frac{\rho_w c_w}{\rho_s c_s}\cdot\frac{\partial \tau}{\partial x}$$

3. Door geleiding en door waterstroming tezamen (combinatie van D1 en D2). Zie ook (7)

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = \frac{\lambda_s}{\rho_s c_s}\frac{\partial^2 \tau}{\partial x^2} - \frac{q}{H}\frac{\rho_w c_w}{\rho_s c_s}\frac{\partial \tau}{\partial x}$$

geleidingsterm — stromingsterm

4. Als D3 met bovendien zijdelingse warmteafgifte evenredig met het temperatuurverschil $\tau - \tau_a$, waarin τ_a de omgevingstemperatuur is (evenredigheidsconstante K).

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = \frac{\lambda_s}{\rho_s c_s}\frac{\partial^2 \tau}{\partial x^2} - \frac{q}{H}\frac{\rho_w c_w}{\rho_s c_s}\frac{\partial \tau}{\partial x} - K(\tau - \tau_a)$$

geleidingsterm — stromingsterm — afgifteterm

Slotopmerkingen

1. De lezer merke de overeenkomst op die bestaat tussen de differentiaalvergelijkingen vermeld bij de volgende gevallen:
   - A1, B en D1
   - C1 en D3
   - C2 en D4

2. Het voorgaande is -als illustratie- tot één dimensie beperkt. Praktijkproblemen doen zich veelal in twee of zelfs drie dimensies voor. De differentiaalvergelijkingen worden dan omvangrijker. Analytische oplossingen zijn dan vrijwel niet meer mogelijk en alleen numerieke methoden kunnen dan tot oplossingen leiden.

Bronnen

1. Grondwaterstandsverlaging ten gevolge van kanaalpeilverlaging volgens dr.ir. J.H. Edelman (proefschrift Delft 1947). Stencil bij het kollege f 15 B.
2. Ground-water hydrographs. Stencil bij het kollege f 15 D.
3. De voortplanting van getijden in watervoerende lagen, een methode voor de bepaling van geohydrologische constanten. Stencil bij het kollege f 15 C.
4. Kollege f 15 A van prof.ir. A. Volker.
5. Dispersie (en diffusie). Stencil bij het kollege f 15 B.
6. L. Huisman. Temperatuurverandering bij kunstmatige infiltratie. H_2O, 1973 nr. 24, blz. 653-656.
7. S.J. de Jong en W. Geirnaert. The groundwater thermal regime in the Flevo polders and Gelderse Vallei (Southern IJsselmeer area, the Netherlands).
Geologie en Mijnbouw, Volume 58 (3), 1979, blz. 295-304.

References on salt water intrusion and relevant calculation methods

1. Badon Ghijben, W. and Drabbe, J.
Nota in verband met de voorgenomen putboring nabij Amsterdam.
Tijdschrift van het Koninklijk Instituut voor Ingenieurs, 1889, pp 8-22

2. Bear, J.
The transition zone between fresh and salt waters in coastal aquifers.
Ph.D.-thesis University of California, Berkeley (California), 1960

3. Bear, J. and Dagan, G.
Moving interface in coastal aquifers.
Proceedings ASCE, Hydraulics Division, No. HY 4, vol. 90, 1964, pp 193 - 215

4. Bear, J.
Two-liquid flows in porous media.
Advances in Hydroscience, vol. 6, Academic Press, New York, 1970,
pp 141 - 252

5. Bear, J.
On the flow of two inmiscible fluids in fractured porous media
Fundamentals of transport phenomena in porous media, Elsevier, Amsterdam,
1972, pp 177 - 202

6. Bear, J. and Kapuler, I.
A numerical solution for the movement of an interface in a layered
coastal aquifer.
Journal of Hydrology, Vol. 50, 1981, pp 273 - 298

7. Bear, J. and Mualem, Y.
The shape of the interface in steady flow in a stratified aquifer.
Water Resources Research, vol. 10, 1974, pp 1207 - 1215

8. Bear, J. and Dagan, G.
Some exact solutions of interface problems by means of the hodograph
method.
Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No. 8, 1964, pp 1563 - 1572

9. Boekelman, R.H.
Geo-electrical survey in the polder "Groot Mijdrecht".
Geologisches Jahrbuch, Reihe C, Heft 29, Hannover 1981, pp 241 - 253

10. Bonnet, M. and Sauty, J.P.
Un modèle simplifié pour la simulation des nappes avec intrusion saline.
Proceedings of the Bratislava Symposium, September 1975, IAHS
Publication No. 115, 1975

11. Collins, M.A.
The extended Boussinesq Problem.
Water Resources Research, Vol. 12, 1976, No. 1, pp 54 - 56

12. Committee for Hydrological Research TNO
Research on possible changes in the distribution of saline seepage in
the Netherlands.
Proceedings Technical Meeting 36 (March 1979)
Proceedings and Infromations No. 26, TNO The Hague, 1980

13. Cooper, H.H. Jr., Kohout, F.A. Henry, H.R. and Glover, R.E.
Sea water in coastal aquifers.
U.S. Geological Survey, Water Supply Paper 1613 C, Washington DC,
1964, pp 84

14. Costa, A.A.G.S. da and Wilson, J.L.
A numerical model of seawater intrusion in aquifers.
Ralph M. Parsons Laboratory for Water Resources and Hydrodynamics,
Report no. 247
MIT, Department of Civil Engineering, 1979, 245 pages

15. Dam, J.C. van
Partial depletion of saline groundwater by seepage.
Journal of Hydrology, Vol. 29, 1976, No. 3/4, pp 315 - 339

16. Dam, J.C. van
Possibilities and limitations of the resistivity method of geoelectrical prospecting in the solution of geohydrological problems.
Geoexploration, 14 (1976), pp 179 - 193

17. Dam, J.C. van
Determination of horizontal and vertical groundwater flow from piezometric levels observed in groundwater of varied densities.
Delft Progress Report, Vol. 3, 1977, pp 19 - 34

18. Dam, J.C. van
The shape of the fresh-water/salt-water interface in a semi-confined aquifer.
Geologisches Jahrbuch, Reihe C, Heft 29, Hannover 1981, pp 149 - 147

19. Dam, J.C. van
Analysis of the possible shapes of the fresh water - salt water interface in a semi-confined aquifer with axial-symmetric boundary conditions.
Proceedings of the Seventh Salt Water Intrusion Meeting, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala 1981

20. Dam, J.C. van and Hoorn, W.H.C. ten
Effects of Urbanization on the distribution of fresh and saline groundwater in the Netherlands.
Proceedings of the Amsterdam Symposium, October 1977, IAHS Publication No. 123, 1977

21. Dam, J.C. van and Meulenkamp. J.J.
Some results of the geo-electrical resistivity method in ground water investigations in the Netherlands.
Geophysical Prospecting, Vol. XV, No. 1, 1967

22. Dam, J.C. van and Sikkema, P.C.
Approximate solution of the problem of the shape of the interface in a semi-confined aquifer.
Journal of Hydrology, Vol. 56, 1982, pp 221 - 237

23. Duyn, C.J. van
Some fundamental properties of the simultaneous flow of fresh and salt groundwater in horizontally extended aquifers.
Proceedings of Euromech 143/Delft/ 2-4 September 1981

24. Glasbergen, P.
Extreme salt concentrations in deep aquifers in the Netherlands.
Proceedings of the International Symposium on Quality of Groundwater, Noordwijkerhout 1981
Studies in Environmental Science, Vol. 17
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam 1981

25. Glover, R.E.
The pattern of fresh-water flow in a coastal aquifer.
Journal of Geophysical Research, Vol. 64, No. 4, 1959, pp 457 - 459

26. Haitjema, H.M.
Numerical application of vortices to multiple fluid flow in porous media.
Delft Progress Report, Vol. 2, 1977, pp 237 - 248

27. Hantush, M.S.
Unsteady movement of fresh water in thick unconfined saline aquifers.
Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology, XIII, No. 1, 1968, pp 40 - 60

28. Hashish, M.A., Rasmy, M.E. and Amer, A.M.
One-dimensional steady state seawater intrusion in leaky aquifers.
Advances in Water Resources, Vol. 4, No. 1, 1981, pp 34 - 42

29. Henry, H.R.
Salt intrusion into fresh-water aquifers.
Journal of Geophysical Research, Vol. 64, no. 11, 1959, pp 1911 - 1919

30. Herzberg
Die Wasserverzorgung einiger Nordseebäder.
Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, XLIV Jahrgang, No. 44, 1901, pp 815 - 819 and no. 45, 1901, pp 842 - 844

31. Hoorn, W.H.C. ten
Some calculations concerning the fresh-water/salt-water interface in the subsoil.
Geologisches Jahrbuch, Reihe C, Heft 29, Hannover 1981, pp 177 - 204

32. Hoorn, W.H.C. ten
The shape of a fresh water lens in the case of two aquifers separated by a semi-pervious layer.
Proceedings of the Seventh Salt Water Intrusion Meeting, Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala 1981

33. Hunt, B.
An analysis of the groundwater resources of Tongatapu Island, Kingdom of Tonga.
Journal of Hydrology, Vol. 40, 1979, pp 185 - 196

34. Josselin de Jong, G. de
Singularity distributions for the analysis of multiple-fluid flow through porous media.
Journal of Geophysical Research, Vol. 65, No. 11, 1960, pp 3739 - 3758

35. Josselin de Jong, G. de
A many-valued hodograph in an interface problem
Water Resources Research, Vol. 1, 1965, No. 4, pp 543 - 555

36. Josselin de Jong, G. de
Review of vortex theory for multiple fluid flow.
Delft Progress Report, Vol. 2, 1977, pp 225 - 236

37. Josselin de Jong, G. de
Vortex theory for multiple fluid in three dimensions.
Delft Progress Report, Vol. 4, No. 2, 1979, pp 87 - 102

38. Kamp, G. van der
Salt-water intrusion in a layered coastal aquifer at York Point, Prince Edward Island.
National Hydrology Research Institute, Inland Waters Directorate, Ottawa, Canada 1981 (11 pages)

39. Kishi, Y. and Fukuo, Y.
Theories on salinization of groundwater, I.
Theoretical consideration of the three-dimensional movement of the salt water interface caused by the pompage of confined groundwater in fan-shaped alluvium.
Journal of Hydrology, Vol. 35, 1977, pp 1 - 30

40. Kohout, F.A. and Klein, H.
Effect of pulse recharge on the zone of diffusion in the Biscayne aquifer.
Extract of publication no. 72, Symposium of Haifa, 1967, International Association of Scientific Hydrology

41. Konikow, L.F.
Modelling chloride movement in the alluvial aquifer at the Rocky Mountain Arsenal Colorado.
U.S. Geological Survey, Water Supply Paper 2044, Wahington DC, 1977

42. Lee, Chun-Hian and Cheng, Ralph Ta-Shun
On seawater encroachment in coastal aquifers.
Water Resources Research, Vol. 10, 1974, no. 5, pp 1039 - 1043

43. Meinardi, C.R.
Het zoutvoorkomen in de ondergrond van de lage gedeelten van Nederland.
H_2O, jaargang 6, 1973, no. 18, pp 454 - 460

44. Pinder, G.F. and Cooper, jr. H.H.
A numerical technique for calculating the transient position of the saltwater front.
Water Resources Research, Vol. 6, 1970, pp 875 - 882

45. Pinder, G.F. and Gray, W.G.
Finite element simulation in surface and subsurface hydrology.
(in particular pp 169 - 183)
Academic Press, New York, 1977

46. Proceedings of the Salt Water Intrusion Meetings (SWIM)
2nd meeting Vogelenzang 1970 (Dutch National I.H.P. Committee)
3rd " Copenhagen 1972 (Danish " " ")
4th " Ghent 1974 (Belgian " " ")
5th " Medmenham 1977 (H.M.S.O.)
6th " Hannover 1979 (Geologisches Jahrbuch, Bundesrepublik Deutschland)
7th " Uppsala 1981 (Sveriges Geologiska Undersökning, Uppsala)

47. Proceedings of a seminar organized by the Committee on Water Problems of the United Nations Economic Commission for Europe,
San Anton, Malta, 5-10 June 1978.
Published for the United Nations
Pergamon Press, Oxford 1979

48. Rapport 1940, De watervoorziening van Amsterdam.
Stadsdrukkerij van Amsterdam, 1940

49. Rubin, H. and Roth, C.
On the growth of instabilities in groundwater due to temperature and salinity gradients.
Advances in Water Resources, Vol. 2, 1979, pp 69 - 76

50. Segol, G. and Pinder, G.F.
Transient simulation of saltwater intrusion in southeastern Florida.
Water Resources Research, Vol. 12, 1976, no. 1, pp 65 - 70

51. Sikkema, P.C. and Dam, J.C. van
Analytical formulae for the shape of the interface in a semi-confined aquifer.
Journal of Hydrology, Vol. 56, 1982, pp 201 - 220

52. Stichting Postakademiale Vorming Gezondheidstechniek
Cursus zout grondwater in Nederland
deel I, Vol. A and B, 1970/1971

53. Strack, O.D.L.
Some cases of interface flow towards drains.
Journal of Engineering Mathematics, Vol. 6, 1972, pp 175 - 191

54. Strack, O.D.L.
Many-valuedness encountered in groundwater flow.
Ph.D.-thesis, Delft University of Technology, 1973

55. Strack, O.D.L.
A single-potential solution for regional interface problems in coastal aquifers.
Water Resources Research, Vol. 12, 1976, no. 6, pp 1165 - 1174

56. Thiem, H.
Untersuchungen zur Salz-Süsswasservermischung in Grundwasserleiter mit einem gekoppelten Transport und Strömungsmodell.
Mitteilungen Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Heft 50, 1981, pp 151 - 246

57. Todd, D.K.
Salt-water intrusion and its control.
Journal A.W.W.A., Vol. 66, 1973, no. 3, pp 180 - 187

58. Vappicha, V.N. and Nagaraja, S.H.
An appropriate solution for the transient interface in a coastal aquifer.
Journal of Hydrology, 31, 1976, pp 161 - 173

59. Veer, P. van der
The pattern of fresh and salt water flow in a coastal aquifer.
Delft Progress Report, Vol. 2, 1977, pp 137 - 142

60. Veer, P. van der
Analytical solution for steady interface flow in a coastal aquifer involving a phreatic surface with precipitation.
Journal of Hydrology, Vol. 34, 1977, no. 1/2, pp 1 - 11

61. Veer, P. van der
Analytical solution for a two-fluid flow in a coastal aquifer involving a phreatic surface with precipitation.
Journal of Hydrology, Vol. 35, 1977, pp 271 - 278

62. Veer, P. van der
Calculation methods for two-dimensional groundwater flow.
Ph.D.-thesis, Delft University of Technology, 1978; also as:
Rijkswaterstaat Communications no. 28, The Hague 1978

63. Verruyt, A.
A note on the Ghijben-Herzberg formula.
Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology, XIII, 4-12/1968 pp 43 - 46

64. Verruyt, A.
An interface problem with a source and a sink in the heavy fluid.
Journal of Hydrology, Vol. 8, 1969, pp 197 - 206

65. Volker, A.
Source of brackish groundwater in pleistocene formations beneath the Dutch polderland.
Economic Geology, Vol. 56, 1961, pp 1045 - 1057

66. Vries, J.J. de
Fresh and salt groundwater in the Dutch coastal area in relation to geomorphological evolution.
Geologie en Mijnbouw, 1981, pp 363 - 368

DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
HYDROLOGY GROUP

Some problems on fresh and salt groundwater

1. An observation well has filter strainers at depths of 15, 25, 35, 45 and 55 m below surface. The ground water table is at 5 m below surface. The density distribution of the ground water is as follows:

   5 - 10 m below surface $\rho = 1000$ kg/m^3
   10 - 30 m below surface $\rho = 1010$ kg/m^3
   30 - 50 m below surface $\rho = 1020$ kg/m^3
   below 50 m below surface $\rho = 1030$ kg/m^3

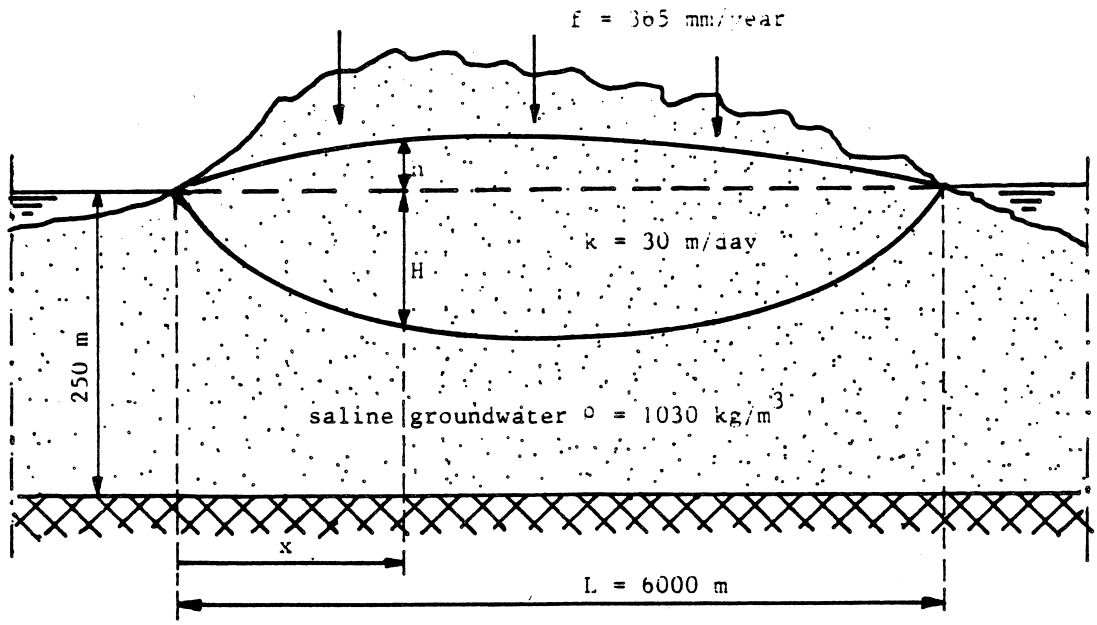
   The observed piezometric levels, with respect to land surface, are as follows:

   filter at 15 m depth: - 4,00 m
   filter at 25 m depth: - 4,00 m
   filter at 35 m depth: - 3,50 m
   filter at 45 m depth: - 3,50 m
   filter at 55 m depth: - 3,00 m

   All surrounding observation wells show a very similar picture.

   a) Convert the observed piezometric levels into fresh water piezometric levels.
   b) Calculate the fresh water piezometric levels which should be observed in case the ground water is unconfined and in hydrostatic condition.
   c) What conclusions can be drawn with respect to the geohydrological profile?
   d) Calculate the resistance(s) c (in days) of the semi-pervious layer(s) in case the seepage amounts to 3 mm/day throughout the depth.

2. An elongated island of 6 km width is surrounded by sea water. The island consists of sand dunes and is underlain by a sandy aquifer of 250 m thickness. The permeability of the aquifer is k = 30 m/day. The annual recharge of the ground water amounts to f = 365 mm/year. The ground water at greater depth in the aquifer is as saline as the seawater. The density of the seawater is f = 1,030 kg/m^3.

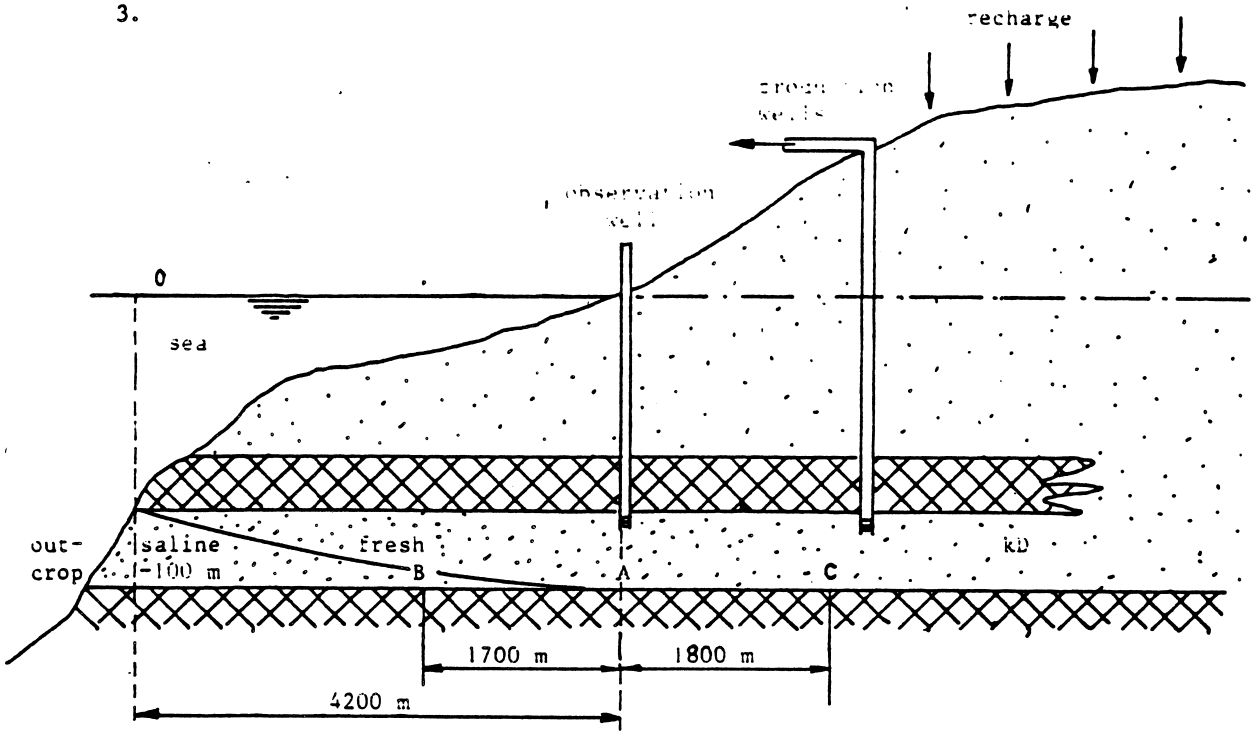


Questions:

a. Calculate the depths H (see figure) of the interface between fresh and saline ground water at distances x_1 = 1 km, x_2 = 2 km and x_3 = 3 km from the coastline on the left, when assuming that the thickness of the fresh water lens equals zero on the coastlines.

b. Calculate the elevations h (see figure) of the ground-water table at distances x_1 = 1 km, x_2 = 2 km and x_3 = 3 km from the coastline on the left, when assuming that the thickness of the fresh water lens equals zero on the coastlines.

3.

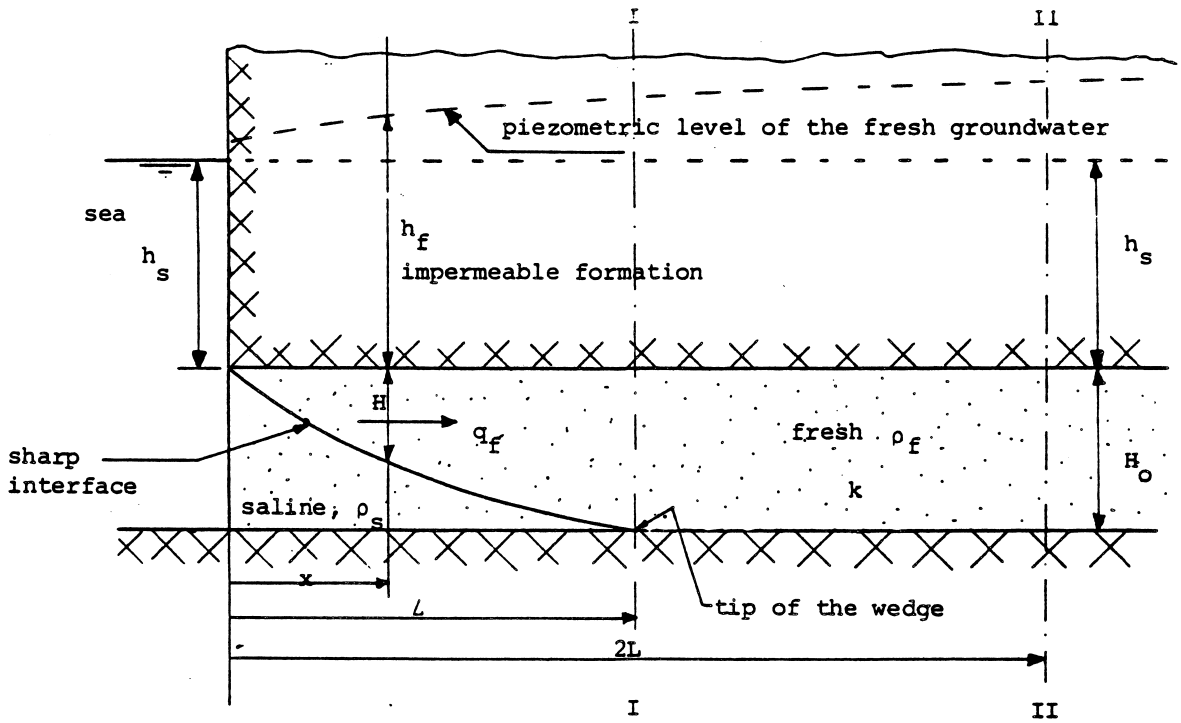


The above scheme represents an aquifer from 80-100 m depth bounded by two impervious layers. There is natural recharge in the uplands, there is withdrawal of deep ground water by means of wells in the confined section. In order to check whether the withdrawal of ground water entails inadmissible intrusion of saline ground water a number of observation wells has been installed along the coastline. The filters are at a depth of 81 m.

a. What should be the minimum piezometric head to assure that the salt water tongue does not penetrate further inland than point A?
b. What should be the piezometric head in the observation wells in order to assure that the salt water tongue ends in point B, 1700 m off the shoreline?
c. What piezometric head will be observed in the observation wells in case the salt water tongue penetrates as far as point C i.e. 1800 m landward of the shore line (A).

The salinity of the ocean water is 18,000 mgCl^-/l; the density of this water is 1025 kg/m^3. The transmissibility kD of the confined aquifer is 600 m^2/day. The outcrop of the aquifer on the bottom of the ocean is at a distance of 4 200 m off the shoreline.

4. The following figure shows a profile of a confined aquifer which is of infinite extent in the direction perpendicular to the paper and which is in open connection with the sea on the left-hand side. There is a flow of fresh ground water in seaward direction. All relevant geohydrologic constants and the variables are indicated with symbols in the figure.



The top of the aquifer is the reference level for h_f and h_s. The flow of fresh ground water q_f is positive in positive direction of x.

a. Write the three basic equations for the description of the flow of the fresh ground water above the stagnant saline ground water. The vertical component of the flow is ignored.

b. The solution for H is:

$$H = \sqrt{-\frac{2\, q_f . x}{k\Delta} + C}$$

Determine the value of the constant C in case the thickness of the fresh water equals o for x = o.

c. Give your comment on the boundary condition of question b.

d. Express the length L of the salt water wedge as a function of all relevant geohydrologic data.

e. Give an expression for the piezometric level of the fresh water h_f as a function of x.

e1. for $x < L$

e2. for $x = L$

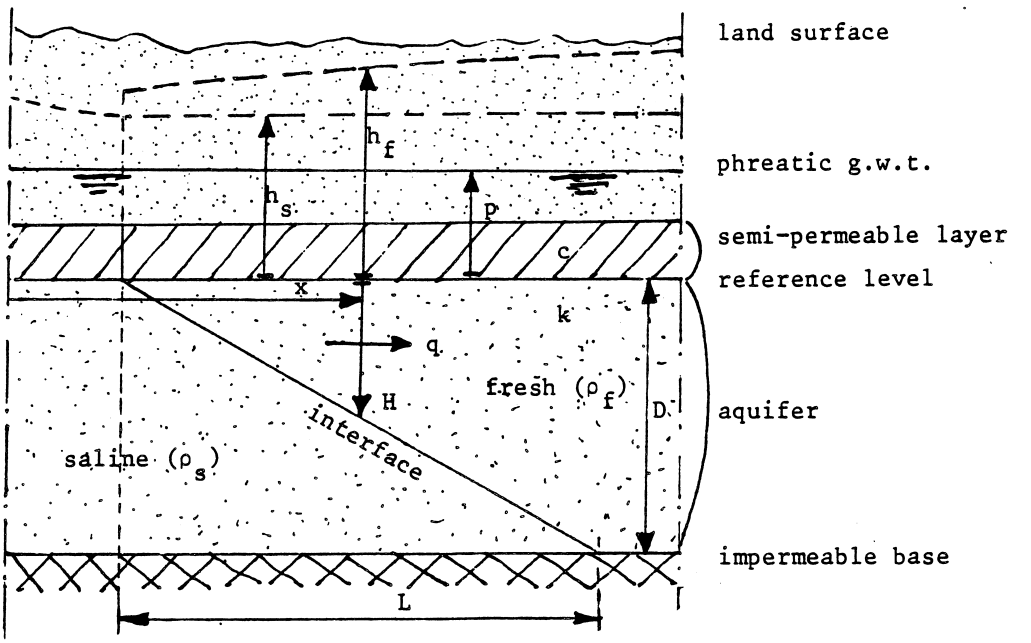
e3. for $x > L$

f. Which fraction of q_o can be withdrawn in section II (at $x = 2\ L$) if we admit the tip of the salt water wedge to section II instead of to section I?

g. Give an expression for the piezometric level of the fresh water h_f in section II if the tip of the salt water wedge is admitted to section II (the case of question f).

h. Compare the answer to question g with the answer to question e2 and give your comment.

5. a Write the basic equations to describe the shape of the interface between fresh and saline groundwater in the aquifer shown in the figure below. The saline groundwater below the interface is stagnant. The vertical component of the flow of the fresh groundwater in the aquifer may be ignored.



Note that the reference level is different from that in the lecture notes!

p = phreatic groundwater table above reference level

h_f = piezometric level of the fresh groundwater in the aquifer

h_s = piezometric level of the saline groundwater in the aquifer

H = depth to the interface

q = groundwater flow per unit of length perpendicular to the plane of drawing

ρ_f = density of the fresh groundwater

ρ_s = density of the saline groundwater

k = permeability of the aquifer

c = hydraulic resistance of the semi-permeable layer

D = thickness of the aquifer

x = distance

L = length of the salt water tongue

b The differential equation for H as a function of x is:

$$H \frac{d^2H}{dx^2} + \left(\frac{dH}{dx}\right)^2 - \frac{H-E}{kc} = 0$$

One particular solution of this differential equation is:

$H = E$ (E = constant)

b 1 What is the physical meaning of E?

b 2 Express E in p and h_s

c Another particular solution of the differential equation is:

$$H = \frac{3}{2} E + \frac{(x-x_o)^2}{6kc}$$

Give an expression for the piezometric level of the fresh water h_f as a function of x in the case of this particular solution.

d d 1 Sketch the interface in case the particular solution of question c applies and moreover E = 0.

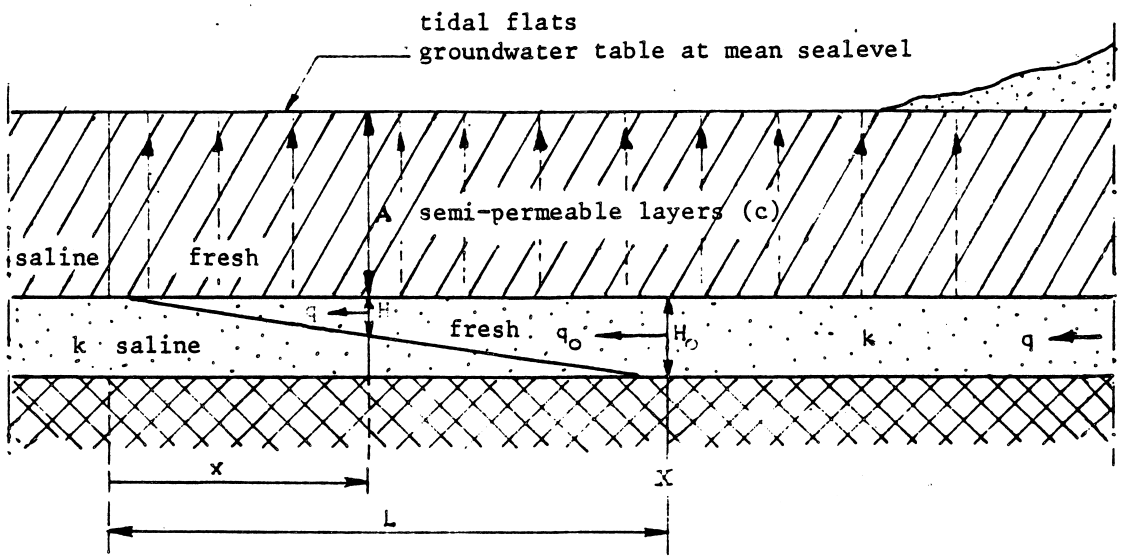
d 2 Calculate the length L of the salt water tongue below the fresh water in the particular case of question d 1 and express it in the characteristic length λ.

d 3 Calculate the slopes of the interface there where H = 0 and H = D in the particular case of question d 1.

d 4 Make now an improved version of the sketch made in question d 1 and indicate the values calculated in the questions d 2 and d 3.

e Give your comment on the justification of the fact that the vertical component of the flow of the fresh groundwater is ignored in the particular case of question d 1 if k = 10 m/day, D = 100 m and c = 1000 days.

6.



The profile above represents a semi-confined aquifer under tidal flats. The ground-water table in the tidal flats is at mean sealevel. In the aquifer there is a seaward flow of fresh water. A tongue of salt water penetrates into the aquifer as far as point X, where the seaward flow of fresh water amounts to q_o.

The figure shows the symbols to be used. The aquifer thickness H_o is small in comparison to the depth A of the aquifer. Furthermore:

$$\frac{\rho \text{ salt water} - \rho \text{ fresh water}}{\rho \text{ fresh water}} = \Delta$$

Questions:

a. Derive expressions for:
   1) the discharge q and
   2) the height H,
   as functions of the distance x (see figure) and the geohydrological data A, H_o, k, c and Δ.
   (Note: The variable height A + H may be replaced by the constant average height A + ½ H_o).

b. Express:
   1) the distance x = L, where H = H_o and
   2) the flow q = q_o at x = L
   in the geohydrological data A, H_o, k, c and Δ.

7) An observation well has filter strainers at depths of 25 and 45 m below surface. The ground-water table is at 5 m below surface. The density distribution of the groundwater is as follows:

5 - 30 m below surface $\rho = 1000$ kg/m^3
30 - 50 m below surface $\rho = 1020$ kg/m^3
below 50 m below surface $\rho = 1030$ kg/m^3

The observed piezometric levels with respect to land surface are as follows:

filter at 25 m depth: - 3.00 m
filter at 45 m depth: - 3.53 m

Questions:

a Convert the observed piezometric levels into fresh water piezometric levels.

b Calculate the fresh water piezometric levels which should be observed in case the groundwater is unconfined and in hydrostatic conditions.

c What conclusions can and cannot be drawn with respect to:
- the geohydrologic profile (i.e. presence or absence of semi-pervious layers and/or impervious layers)
- the vertical flow v at different depths at the location of this observation well?

Exploitation of groundwater resources.

A. Introduction

In order to investigate the possibility of groundwater extraction one should first draw up a groundwater balance for the existing situation. Under stationary conditions the sum of all incoming terms equals the sum of all outgoing terms. This sum is called the groundwater budget. From the groundwater budget one can have a rough idea of the possibility of (increase of) groundwater extraction. Then another balance must be drawn up for the envisaged future situation. The groundwater budget of this new balance is at least equal to but mostly greater than that of the present situation. In general all terms in the new balance have values different from those of the corresponding terms in the balance for the present situation. The hydrologist is able to calculate or to estimate these values and one can judge whether the new situation is acceptable or not, both in view of the rate of groundwater extraction and in view of the consequences thereof.

B. Groundwater-balance

The groundwater-balance should be drawn up for an area with clearly defined geographical boundaries and for a definite period of time of say one year. When choosing one year seasonal variations are excluded. The groundwater balance, in general form, reads as follows:

incoming = outgoing + increment in storage

$f + i + r + a = o + q + p + s$

where:

f = natural recharge, which is: precipitation minus evapotranspiration and minus surface runoff (passage of water over the earth surface) or also: percolation minus capillary ascent (passage of water through the groundwater table).

i = inflow of groundwater across the boundary of the area under consideration.

r = groundwater accretion due to influent surface waters as rivers, canals, polder ditches. This occurs when the groundwater table or piezometric level is below the level of the surface water table.

a = artificial recharge either by recharge works (spreading grounds, ponds, canals, injection wells) or as a result of irrigation losses (return flow).

o = outflow of groundwater across the boundary of the area.

q = outflow of groundwater into the surface waters in the area considered.

p = production or groundwater extraction c.g. by means of wells or drainage canals.

s = increase in storage.

When taking one year as balance period all terms, which are volumes, can be read as annual average rates (volumes per year). All terms can be determined from hydrologic measurements. The groundwater balance opens a possibility for checking. A discrepancy between the sum of incoming terms and the sum of outgoing terms points to error(s) in the magnitude of one or several terms.

C. Present and future situation

The above balance for the present situation is now denoted with the suffix 1; the suffix 2 refers to the envisaged future situation. For the purpose of studying the consequences of increased groundwater extraction p the rates p_1 and p_2 can be expressed explicitely:

$$p_1 = f_1 + i_1 - o_1 + r_1 - q_1 + a_1 - s_1$$
$$p_2 = f_2 + i_2 - o_2 + r_2 - q_2 + a_2 - s_2$$

and when subtracting, one gets:

$$p_2 - p_1 = (f_2 - f_1) + (i_2 - i_1) + (o_1 - o_2) + (r_2 - r_1) + (q_1 - q_2) + (a_2 - a_1) + (s_1 - s_2)$$

This expression shows clearly where the increased extraction can come from, namely:

$f_2 - f_1$: increase of natural recharge. Of course precipitation cannot be influenced by extraction. The evapotranspiration can decrease when lowering the groundwater table from shallow depths to great depths. This of course has repercussions for the vegetation, which may or may not be accepted. The surface runoff can be reduced by certain measures, promoting infiltration and subsequent recharge of the groundwater.

$i_2 - i_1$: increase of inflow of groundwater across the boundary of the area. Groundwater extraction leads to lowering of the groundwater table or the piezometric level in the area of extraction, and thus to steeper gradients across the boundary and to increased inflow.

$o_1 - o_2$: decrease of outflow of groundwater across the boundary of the area. The orginal outflow of groundwater may even change into inflow in case of great extraction or extraction close to the boundary of the area.

$r_2 - r_1$: increase of inflow from surface waters. Increased extraction leads to steeper gradients of the groundwater table or the piezometric level and thus to increased inflow.

$q_1 - q_2$: decrease of groundwater discharge into surface waters. The original outflow of groundwater decreases due to lowered groundwater tables or piezometric levels. Whit great extraction or extraction in the near vicinity of surface waters the outflow may even turn into inflow

(induced recharge).

$a_2 - a_1$: increase in artificial recharge. This depends on the construction and operation of recharge works and is under human control. Though not unlimited this increase can be considerable. It is much different from all other increases and decreases, both in its nature and in order of magnitude. The order of magnitude can be a multiple of the natural recharge.

$s_1 - s_2$: decrease in rates of increase in storage. The present situation is mostly stationary, so that $s_1 = 0$. The future situation will also become stationary after some time. This time will be in the order of months or years. So in the future situation s_2 is also equal to 0. In the period of transition, i.e. during the first period after increasing the groundwater extraction, the amount of groundwater in storage will, decrease, so s_2 is negative and $- s_2$ is positive which means a gain.

Another presentation is given in the figures 1 and 2. The horizontal axes represent time, in years. Figure 1 shows the several different incoming components; figure 2 the outgoing components, both expressed as anual average rates. The total of all incoming terms in figure 1 is equal to the total of all outgoing terms in figure 2. This total was termed groundwater budget. Both figures begin with the present situation which is assumed to be stationary. At the instant T the groundwater extraction is suddenly increased from p_1 to p_2. See figure 2. At the very instant all other outgoing terms are still unchanged. From that instant on these terms decrease gradually until they have reached their new equilibrium rate. The groundwater budget, suddenly increased at the instant T, decreases gradually from that instant on to its new value which is generally greater than its original value. This becomes clear from figure 1, where all incoming terms are constant with time until the instant T. From that instant on they increase gradually to their new equilibrium rate. The sudden change in the groundwater budget at the instant T is reflected in the storage terms - s, which is now on the incoming side as the water becoming available from the decrease in storage is to be considered as a gain. The rate - s is decreasing until the new equilibrium state has been reached. The total volume of water derived from storage ΔS equals

$$\Delta S = \int_T^\infty - s \, dt$$

The values of s and ΔS depend greatly on the location of the groundwater extraction works in the area and in particular on the distance to the surface waters in that area.

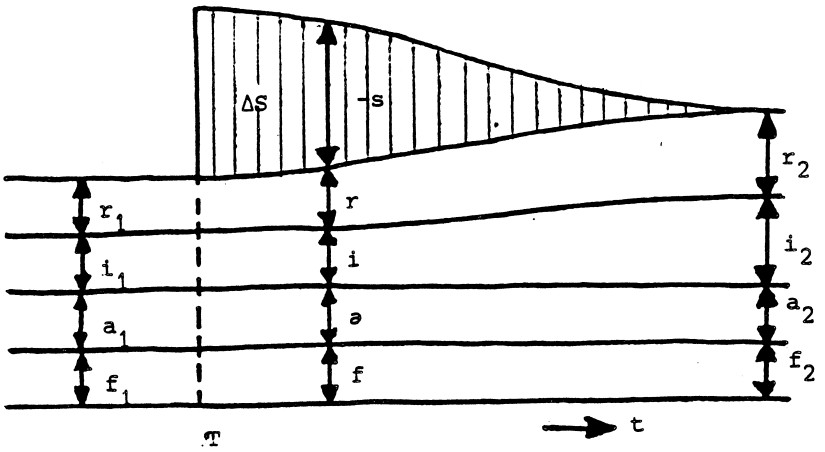


figure 1

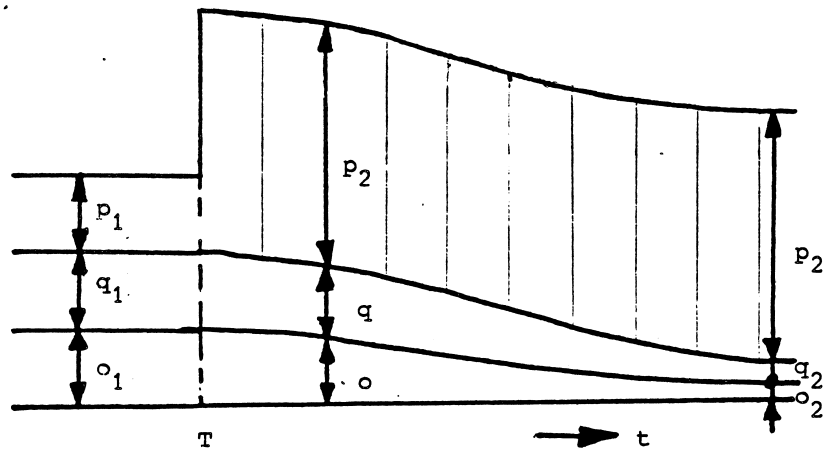


figure 2

In the following considerations the changes $f_2 - f_1$ and $a_2 - a_1$ are assumed to be zero in order to be able to give a clear picture of the other changes. For prediction of the changes $i_2 - i_1$, $o_1 - o_2$, $r_2 - r_1$ and $q_1 - q_2$ the theory of groundwater flow can be applied, provided that sufficient data is available on the geometry of the aquifer and the geohydrologic constants. These changes in rate are related to the decrease ΔS in the stored volume of groundwater. One could also state that the rates i, o, r and q are related to the total volume S of groundwater stored above some reference level or, as a measure for it, the groundwater table in a key well. This principle is schematically illustrated in figure 3. Artificial recharge is left out of consideration here.

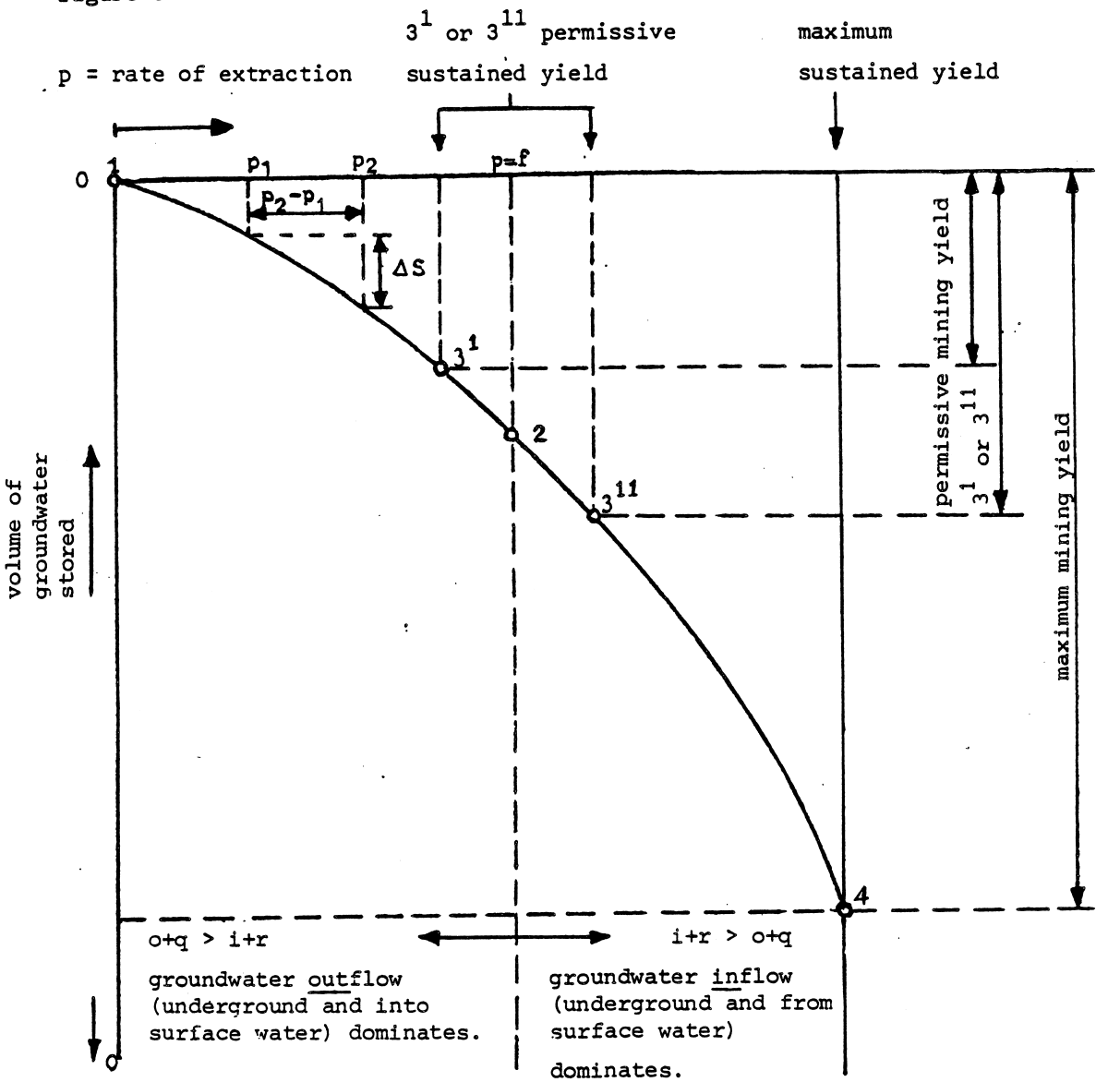
D.Limitations

The ultimate situation described in figure 3 can often not be reached for other reasons imposing other limits. For example:

1. sometimes inflow of surface water must be avoided in view of its quality.
2. inflow of saline or brackish groundwater (lateral inflow or upconing) must be avoided.
3. the permissible drawdown of the groundwater table or piezometric level is limited in view of vegetation or agriculture, existing extractions with well screens at shallow depths, land subsidence, stability of foundations of existing buildings and structures.
4. the base flow of a stream may not drop below a certain rate in view of the interests of downstream users. These interests can be in terms of quantity as well as in terms of quality, which in turn requires a certain quantity or flow rate for dilution. Of course, it makes difference whether the groundwater, after extraction and use, is disposed in the stream in the area or exported.
5. established water rights may not allow the inflow of water across the boundary or drawdown of the groundwater table or piezometric level outside the area considered.

This makes that the maximum permissible rate of groundwater extraction is not only limited by the natural conditions and the location of extraction works, but also by other factors as water quality (items 1 and 2) and other interests (items 3 -5). The permissible rate of groundwater extraction then depends on the weights given to the extraction of (good quality) groundwater and to the other interests. This is a matter of policy or of economy.
Sometimes the harmful effects can be prevented by applying artificial recharge.. When applying artificial recharge the maximum permissible rate of groundwater

figure 3



Conditions for the validity of this diagram:

a = 0 (no artificial recharge)

s = 0 (stationary conditions, dynamic equilibrium)

Legend:

1 = natural state

2 = rates of groundwater inflow and outflow (both underground and from and into surface waters) compensate each other.

3^1 or 3^{11} = permissible situation

4 = ultimate situation, dictated by the geometry of the aquifer and the geohydrological constants, determining the transporting capacity.

extraction can be increased to multiples of the maximum permissible rate without artificial recharge.

E. Definitions

In this context the following definitions, borrowed from:
American Society of Civil Engineers
"Groundwater basin management"
Manuals of Engineering Practice No. 40.
Prepared by the Committee on Groundwater of the Irrigation and Drainage Division of the A.S.C.E., New York. 1961, reprinted 1963.
are instructive:

a. "Maximum sustained yield" is the maximum rate at which water can be withdrawn perennially from a particular source (situation 4 in figure 3).

b. "Permissive sustained yield" (= safe yield) is the maximum rate at which water can economically and legally be withdrawn perennially from a particular source for beneficial purposes, without bringing about some undesired result (situation 3^{1} or 3^{11} in figure 3).

c. "Maximum mining yield" is the total volume of water in storage in a particular source that can be extracted and utilized (situation 4 in figure 3).

d. "Permissive mining yield" is the maximum volume of water in storage in a particular source that can economically and legally be extracted and utilized for beneficial purposes, without bringing about some undesired result (situation 3^{1} or 3^{11} in figure 3).

The definitions a and b refer to the rate of extraction p as introduced in this lecture; the definitions c and d refer to the volume ΔS introduced in this lecture. The definitions clearly distinguish between natural limits (definitions a and c) and other limits imposed by men (definitions b and d).

Ad 2

Isolatie is mogelijk door

a het aanbrengen van ondoorlatende verticale schermen (bijvoorbeeld damwanden of chemische injectie = grouting) tot op eventueel van nature aanwezige horizontale ondoorlatende lagen; al of niet in combinatie met het aanbrengen van horizontale folies boven of onder de verontreinigingen. Plaatsing erboven voorkomt verplaatsing van de verontreiniging door afstromende nuttige neerslag. Plaatsing eronder is kostbaar en is alleen vooraf realiseerbaar (op stortplaatsen).

b immobilisatie van de verontreiniging in de grond met behulp van chemische en fysische technieken.

Literatuur

- J. van Kasteren
  Bodemsanering.
  De Ingenieur 3 maart 1983: blz. 19 t/m 24.

- J. van Kasteren
  Bodemsanering stokt op wettelijke bepalingen.
  De Ingenieur 9 september 1984: blz. 38 t/m 41.

- Ministerie van Volksgezondheid en Milieuhygiëne
  Monografieën Bodembescherming
  o.a. nr. 1 Grondonderzoekmethoden (fysische veldmethoden), 1981
  nr. 2 Inventarisatie Bodemsaneringstechnieken, 1981
  nr. 8 Natuurlijke afdichtingsmaterialen, 1982
  nr. 10 Vermindering van de infiltratie van regenwater in afvalstortterreinen, 1982
  nr. 13 Preventie van bodemverontreiniging bij de opslag van steenkool, 1983
  nr. 14 Onderzoek naar de invloed van inhomogeniteiten op de verblijftijden van het grondwater, 1983
  nr. 16 De invloed van grondwerken op de kwaliteit van bodem en en grondwater, 1983
  nr. 17 Inventariserend onderzoek naar maatregelen ter bestrijding van bodem- en grondwaterverontreiniging in verband met de uitvoering van de EG-grondwaterrichtlijn, 1983

nr. 19 Inventarisatie van de problematiek van lekkende voorraadtanks voor huisbrandolie, 1983

nr. 22 Fysische bodemonderzoekmethoden voor de onverzadigde zone, 1983

nr. 23 Invloed van mechanische ingrepen in beschermende geologische lagen, 1983

nr. 24 Bodembeschermende voorzieningen tegen de warmteafgifte van ondergrondse kabels en leidingen, 1983

nr. 27 Effecten van droge en natte depositie op de bodem, 1983

nr. 28 Risico's op bodemverontreiniging ten gevolge van transportactiviteiten per spoor, weg en pijptransport, 1983

nr. 31 Bodemverontreiniging door vuilstortplaatsen, 1984

verder: Leidraad bodemsanering

Handboek bodemsaneringstechnieken

de Leidraad bodemsanering en het Handboek bodemsaneringstechnieken zijn geïntegreerd in één ringband. Dat maakt het mogelijk om wijzigingen en aanvullingen snel in deze uitgave op te nemen.

Staatsuitgeverij Den Haag, sinds 1981

- Dr. F.H. Mischgofsky
Bodemverontreiniging en saneringsproblematiek.
De Ingenieur 10 december 1981: blz. 7 t/m 10.

- Dr. F.H. Mischgofsky
Bodemsaneringstechnieken: mogelijkheden en problemen.
De Ingenieur 10 december 1984: blz. 11 t/m 14.

- E.F. Wood
Groundwater Contamination from Hazardous Wastes.
Prentice/Hall International, 1984.

De navolgende bladzijden 12 t/m 21 zijn ontleend aan het Rapport van de Commissie van Deskundigen Old Ruitenborgh, Hengelo (O), d.d. oktober 1984.
Ze dienen als illustratie bij par. 5.5. Bodemverontreiniging en bodemsanering.

III. Verspreiding van stoffen in en uit de bodem

III.1 Verspreidingsmechanismen van stoffen uit de vuilstortplaats

III.1.1 Inleiding

Ter beoordeling van het eventuele risico van de aanwezigheid van schadelijke stoffen voor de volksgezondheid of het milieu is het noodzakelijk allereerst na te gaan waar deze stoffen thans aanwezig zijn, de hoeveelheden en vorm van de stoffen en waar ze in de toekomst terecht kunnen komen door transport.
Gevaar zou eerst kunnen ontstaan door transport van schadelijke stoffen naar plaatsen waar mensen of andere levende wezens daarmee uiteindelijk op enigerlei wijze in contact kunnen komen, dan wel dat ze worden opgenomen door planten die mogelijk geconsumeerd worden. Met andere woorden, de kans op blootstelling aan de stoffen en de mate van deze blootstelling is bepalend voor de evaluatie van risico voor de volksgezondheid. Blootstelling is pas mogelijk indien de stoffen zich via transport uit de stortplaats verspreiden of reeds verspreid hebben. Transport van stoffen is mogelijk in de gasvormige, in de vloeibare en in de vaste fase.

III.1.2 Verspreiding door transport in de gasfase

Transport in de gasfase betreft de dampen van vluchtige verbindingen, bijvoorbeeld wanneer deze aanwezig zijn in vloeistoffen die op het grondwater drijven en van gas, zoals methaan, dat kan ontstaan bij processen in de vuilstort en vervolgens ontwijkt. Het transport in de gasfase verloopt, behalve bij eventuele massale methaanproductie, voornamelijk via diffusie. De mate waarin vluchtige verbindingen kunnen verdampen zal des te groter zijn naarmate de grondwaterspiegel op geringere diepte beneden het maaiveld ligt. Eventuele gasontwikkeling zal in de loop der tijd afnemen.

III.1.3 Verspreiding door transport in de vloeibare fase

Transport in de vloeibare fase betreft zowel de opname van vloeistoffen en het oplossen van stoffen uit de vuilstortplaats in de ter plaatse overwegend horizontaal gerichte grondwaterstroming, als het vertikale transport door capillaire opstijging. Tevens kan vertikaal transport in neerwaartse

richting optreden in het boven de grondwaterspiegel gelegen deel van de bodem. De in de horizontale grondwaterstroming opgenomen vloeistoffen (c.q. oplossingen) kunnen ten aanzien van hun soortelijke dichtheid worden onderscheiden in:

1. vloeistoffen met een soortelijke dichtheid kleiner dan 1; deze drijven op het grondwater (bijvoorbeeld olie-producten),
2. vloeistoffen met een soortelijke dichtheid gelijk aan 1; deze gedragen zich als het grondwater,
3. vloeistoffen met een soortelijke dichtheid groter dan 1; deze percoleren naar grotere diepte (bijvoorbeeld zout water).

Het vertikale transport door capillaire opstijging wordt, op jaarbasis in het Nederlandse klimaat, overheerst door de natuurlijke aanvulling (neerslag minus verdamping) van het grondwater. Gedurende de zomermaanden kan het capillair transport domineren en is opname van de daarin opgeloste stoffen door de planten mogelijk.

Onder bebouwing, waar de natuurlijke aanvulling geheel ontbreekt, kan door capillaire opstijging op den duur een zekere accumulatie van schadelijke stoffen, zoals bijvoorbeeld zware metalen, plaatsvinden. De blootstelling van de mens aan deze zware metalen is daar echter nihil. Anders is dit met eventuele vluchtige verbindingen. De verdamping van vluchtige verbindingen wordt door de capillaire opstijging tevens bevorderd. De grootte van de capillaire opstijging als volumestroom is des te groter naarmate de grondwaterstand hoger is.

Ook door stijging van de grondwaterstanden, zoals ter plaatse in de wintermaanden het geval is, kan opwaarts transport van stoffen plaats vinden.

III.1.4 Verspreiding door transport in de vaste fase

Transport van stoffen in de vaste fase is mogelijk door menselijk ingrijpen en activiteiten van (bodem)dieren. Menselijk ingrijpen kan variëren van kinderspel met zand aan de oppervlakte tot grootschalige ontgraving. Het eerste is niet te voorkomen, voor het laatste zijn verboden of regels op te stellen, waarbij het overigens niet zeker is dat die tot in lengte van dagen gerespecteerd zullen worden.

III.2 Huidige en toekomstige verspreiding van stoffen afkomstig uit de vuilstort in Old Ruitenborgh

Op basis van boor- en analyseresultaten kan worden geconcludeerd dat in Old Ruitenborgh slechts in incidentele gevallen sprake is van verhoogde concentraties van bepaalde stoffen. Hieruit valt vast te stellen dat het een "normale vuilstortplaats" betreft waar hoogstens op beperkte schaal chemische afvalstoffen zijn gestort.
Radio-actieve straling is in het onderhavige geval niet in het geding. De aanwezigheid van eventueel schadelijke stoffen in de vuilstortplaats, die is afgedekt met een 1 à 2 m. dikke laag grond is op zichzelf van elk gevaar ontbloot.

III.2.1 Verspreiding door transport in de gasfase

Ten aanzien van het gasvormig transport is uit de rapportage (nr.2) gebleken dat in de lucht van enkele kruipruimten zekere concentraties van vluchtige stoffen zijn gemeten, overigens met onvoldoende contrôlewoningen ter vergelijking. Toen deze concentraties werden gemeten (januari 1983) stond er zeker in een aantal kruipruimten water (nr.2, pag.3). Uit mondelinge informatie van de onderzoekscoördinatoren is voorts gebleken dat de grondwaterstanden normaal tussen 0,50 m. en 1,50 m. beneden maaiveld liggen en dat er in de wintermaanden vaak water in de kruipruimten staat (zie ook nr.5, pag.13). Rondom de woningblokken liggen buisdrainages in de leemhoudende deklaag. Deze drainages functioneren niet of niet goed. Ze kunnen niet gereinigd worden door de aanwezigheid van rechte hoeken en het ontbreken van inspectieputten. In het zandlichaam van de straten ligt eveneens een drainage. Het effect daarvan is vrijwel beperkt tot het goed waterdoorlatende zandlichaam. De leemhoudende deklaag onder de woningen en tuinen is veel minder doorlatend.
Over ontwikkeling en uittreden van methaangas zijn in de rapportage geen aanwijzingen beschikbaar. Evenzo ontbreken aanwijzingen van enig hierop gericht onderzoek.

III.2.2 Verspreiding door transport in de vloeibare fase

Met betrekking tot het transport van stoffen in de vloeibare fase met de overwegend horizontale grondwaterstroming geldt het volgende. Deze grondwaterstroming vindt plaats in het maximaal ca.30 m. dikke water-

voerende zandpakket dat aan de onderzijde wordt begrensd door tertiaire formaties van zodanig geringe doorlatendheid dat daarin geen grondwaterstroming van betekenis kan plaats vinden. De soortelijk lichtere vloeistoffen zullen bovenin het watervoerende pakket terug te vinden zijn; de soortelijk zwaardere onderin. Voor het stroomlijnenbeeld staan twee bronnen van informatie ter beschikking en wel: de tekeningen 6 en 7 uit nr.3 en de figuren 1 en 2 uit nr.5. De beide laatstgenoemde figuren hebben betrekking op recentere date (in 1983) en berusten ook op meer onderzoekgegevens dan eerstgenoemde tekeningen (voor de ijkingsdatum 28 juni 1982). In tegenstelling tot de eerstgenoemde tekeningen geven laatstgenoemde figuren aan dat de natuurlijke grondwaterstroming langs en door de vuilstortplaats tenslotte terecht zal komen in de putten van het pompstation Hasselo van de Waterleiding Maatschappij Overijssel (W.M.O.), althans als de grondwateronttrekking aldaar gecontinueerd wordt. De huidige onttrekking is gering (volgens nr.3 en nr.8: 0,4 x 10^6 m^3/jaar; volgens schrijven van de W.M.O. d.d. 7 mei 1984: 0,69 x $10^6 m^3$/jaar). De huidige verspreiding van met de grondwaterstroming meegevoerde schadelijke stoffen is onvoldoende nauwkeurig bekend. Volledigheidshalve moet worden opgemerkt dat in het zogenaamde intrekgebied van het pompstation ook andere voormalige kleiputten voorkomen die later zijn volgestort met afvalstoffen en derhalve eveneens bedreigingen kunnen vormen voor het pompstation (nr.1, de meldingen 96 en 113, nader beschreven in bijlage 1 bij nr.1). Ingeval de onttrekking van grondwater te Hasselo beeindigd zou worden zou het onderweg zijnde grondwater op den duur op natuurlijke wijze aan de dag treden in het afwateringsstelsel van lager gelegen gebied ten noord-westen van het pompstation. Eventueel meegevoerde verontreinigingen zullen dan zeer gespreid aan de dag treden zowel in geografische zin als in de tijd. De concentraties in de ontvangende oppervlaktewateren zullen daardoor uiterst gering zijn.

Als gevolg van capillair transport en de hoge wintergrondwaterstanden mag in de leemhoudende deklaag onder de woningen een verhoogde concentratie van zware metalen worden verwacht. Wateranalyses hebben dit bevestigd (onder andere nr.5, pag.13 e.v.). In de bodemmonsters van de tuinen zijn op één uitzondering na, slechts licht verhoogde en niet schadelijke concentraties van zware metalen gemeten (nr.5, pag.32). Voorts is becijferd (nr.5, pag.32) dat de thans waargenomen concentraties in de loop der tijd nog tot het

twee- à vijfvoudige zouden kunnen oplopen indien de hoge wintergrondwaterstanden, die verantwoordelijk zijn voor het opwaartse transport van de zware metalen, in de toekomst in dezelfde mate blijven voorkomen. Dit geldt echter voor de situatie onder de bebouwing waar, zoals reeds vermeld, een blootstellingsrisico afwezig is. In het open veld zorgt de neerwaarts gerichte stroming door natuurlijke aanvulling voor uitspoeling van zware metalen. Ook hier kunnen door capillaire opstijging in de zomer tijdelijk zware metalen mee naar boven worden gevoerd. Door verlaging van de grondwaterspiegel, door middel van drainage, wordt tevens bereikt dat de zône waarin tijdelijk enige accumulatie zou kunnen plaatsvinden naar grotere diepte wordt verplaatst.
In de tuinen zijn alleen in vak K verhoogde concentraties koper aangetoond. Deze worden toegeschreven aan eertijds voor verharding toegepaste koperslakken. Het feit dat zulke hoge kopergehalten daar thans nog voorkomen duidt er op dat dit koper na zovele jaren nog niet is uitgespoeld door de natuurlijke aanvulling en dernalve in immobiele en daardoor ten aanzien van de blootstelling onschadelijke vorm aanwezig moet zijn.

III.2.3 Verspreiding door transport in de vaste fase

Verspreiding van stoffen in de vaste fase is, behoudens wellicht incidentele en kleine ontgravingen door de bewoners onder de woningen of in de tuinen niet voorgekomen. Alleen bij een eventuele volledige of gedeeltelijke ontgraving van het gestorte materiaal zal deze vorm van transport een allesoverheersende rol spelen met de daaraan verbonden blootstelling gedurende de uitvoering van de sanering.

I7. Toetsing van variant 3, opheffen van de woonfunctie en isoleren van de vuilstort

I7.1 Mogelijkheden van aanpak voor sanering

Ingeval zou kunnen worden vastgesteld dat er inderdaad gevaar voor de volksgezondheid en/of het milieu bestaat, zijn er in principe de volgende mogelijkheden van aanpak voor sanering:

a. Ten aanzien van de bron (de vuilstortplaats):
   1. volledige verwijdering
   2. volledige isolatie
   3. handhaving zonder meer.

b. Ten aanzien van de reeds uitgetreden stoffen (uitgezonderd die in de gasfase):
   1. éénmalige verwijdering als ze schadelijk zijn
   2. geen aktie als ze onschadelijk zijn dan wel in niet gevaarlijke concentraties voorkomen.

c. Ten aanzien van de alsnog uittredende stoffen (in geval a.3 en bij onvolkomen uitvoering van geval a.2):
   1. permanente verwijdering van stoffen die schadelijk zijn
   2. geen aktie voor stoffen die niet schadelijk zijn dan wel in niet gevaarlijke concentraties voorkomen.

I7.2 Analyse van variant 3

In variant 3 is gekozen voor een combinatie van de akties a.2, b.1 en b.2 en, vanwege de onmogelijkheid maatregel a.2 perfect uit te voeren c.q. tot in lengte van dagen te houden, tevens c.1 en c.2. Een nadere beschouwing hiervan volgt thans.

Ad a.2

Variant 3 (nr.6) voorziet in isolatie van de vuilstortplaats:

1) van onderen door de van nature aanwezige ondoorlatende laag,
2) langs de omtrek door middel van een schermwand (nr.6, pag.39 en pag.30),
3) van boven door de aanleg van een drainagesysteem dat er voor zorgt dat continu een lagere grondwaterstand in de put aanwezig is dan in de omgeving (ca. 0,20 m.)(nr.6, pag.40) en waardoor de natuurlijke aanvulling wordt afgevoerd.

Ad a.2.1

Men zal nimmer met absolute zekerheid kunnen vaststellen dat de zogenaamde ondoorlatende laag ook volkomen waterdicht is. Het eventueel lek zijn van deze laag is echter geen enkel bezwaar indien een eventuele daarin optredende vertikale stromingscomponent opwaarts is gericht, hetgeen kan worden bewerkstelligd door in de vuilstortplaats een grondwaterstand te handhaven die lager is dan de stijghoogte van het diepere grondwater.

Ad a.2.2

De schermwand is een kostbare voorziening omdat deze over grote lengte tot op de ondoorlatende laag, die ter plaatse tot op 20 à 25 m. diepte ligt, moet worden ingebracht. De vaststelling van het tracé ervan vraagt nog nadere bezinning, gelet op de eventueel resterende woonbebouwing, de kerk en de pastorie. Zelfs bij goed ontwerp en zorgvuldige uitvoering kan men er nimmer geheel zeker van zijn dat er niet vroeger of later stoffen door de schermwand kunnen uittreden. Dit zal niet kunnen gebeuren indien een naar binnen gerichte grondwaterstroming in stand wordt gehouden door handhaving van een peilverschil tussen de vuilstortplaats als goeddeels afgesloten compartiment en de omgeving daarvan. Het onder a.2.3 nog te noemen lagere waterpeil voorziet hierin reeds ten dele. Als de doorlatendheid van de vuilstort gering is ware ook daaronder met een gering debiet water te onttrekken door één of meer putten. De percolerende zwaardere vloeibare verontreinigingen worden daarmee tevens opgevangen. Gelet op de kosten van de schermwand en de noodzaak bovendien door een drainagestelsel boven en één of meer putten onder de vuilstort permanent water te onttrekken, ware nader te bezien of de schermwand niet zou kunnen vervallen, uiteraard ten koste van een groter debiet van genoemde ontwateringsmiddelen en een grotere capaciteit van de eventueel vereiste zuiveringsinstallatie. Terecht hebben de onderzoekers gewezen op de noodzaak te onderzoeken of direkte lozing mogelijk is (nr.6, pag.40).

Ad a.2.3

Zoals uiteengezet in paragraaf III v1, moet het uittreden van dampen met vluchtige verbindingen en de opwaartse beweging van zware metalen worden toegeschreven aan capillaire opstijging en het optreden van hoge wintergrondwaterstanden. Terecht voorziet variant 3 dan ook in verlaging van de

grondwaterstanden door middel van een drainagesysteem. De hierdoor te realiseren toekomstige situatie zal beduidend gunstiger zijn dan de huidige, waarvan de schadelijkheid voor de volksgezondheid geenszins is vastgesteld, zoals beschreven in hoofdstuk II.
Ten aanzien van eventuele ontwikkeling en uittreden van (methaan)gas verandert de voorziene isolatie niets; immers de bovenzijde van de vuilstortplaats wordt niet afgedekt.

Ad b

Het al of niet schadelijk zijn van de reeds uitgetreden stoffen hangt mede af van het gebruik van de bodem en het grondwater.
Met betrekking tot de verwijdering van de bodem worden er in de beschrijving van variant 3 geen voorstellen gedaan. Dit is begrijpelijk gelet op het gestelde over de bodem in nr.5 op pag.5.
Met betrekking tot het grondwaterpompstation Hasselo zijn er twee mogelijkheden, te weten
1. De grondwaterwinning wordt tot in lengte van dagen voortgezet.
In elk van de drie onderzochte varianten worden schermputten voorgesteld. De onderzoekers verwachten dat er drie putten nodig zullen zijn, elk met een wateropbrengst van 20 m^3/h (nr.5, pag.53). Dit zou overeen komen met $0{,}53 \times 10^6 m^3$/jaar, hetgeen van dezelfde orde van grootte is als de huidige onttrekking door het pompstation. De Commissie is, op grond van een globale raming, van mening dat kan worden volstaan met een wateropbrengst van de schermputten die ligt in de orde van grootte van 10 à 20 % van de huidige onttrekking door het pompstation. In bovenstaande raming zijn nog niet begrepen eventueel noodzakelijke onttrekkingen door nog andere schermputten en wel ter afscherming van de andere in het intrekgebied van dit pompstation gelegen vuilstortplaatsen, zoals vermeld in par.III.2.2 van dit rapport.
2. De grondwaterwinning wordt voortgezet tot het moment waarop de schadelijke stoffen de winmiddelen bereiken.

Het verdient aanbeveling te onderzoeken of dit een reëel alternatief kan zijn, afhankelijk van de te schatten levensduur van het pompstation, gelet op de door onderzoek te bepalen tijdsduur tot het moment waarop de schadelijke stoffen de winmiddelen bereiken enerzijds en de resterende technische levensduur van het pompstation anderzijds.

Ad c

De aanpak van de alsnog uittredende stoffen bij onvolkomen uitvoering van de isolatie (a.2) is reeds beschreven onder ad a.2, gezien de technische samenhang van de maatregelen: isolatie en onttrekking binnen de afsluiting.

V. In aanvulling op variant 3 te treffen maatregelen, gericht op handhaving van de woonfunctie

Ten opzichte van variant 3 is als aanvullende maatregel een grotere verlaging van de grondwaterspiegel denkbaar waardoor eventuele stankhinder kan worden voorkomen en handhaving van de woonfunctie mogelijk is. Zo een verlaging valt te bereiken door diepere drainage en (grotere) afpomping door de putten onder de vuilstort. Uiteraard zal de drainafstand dan ook verkleind moeten worden en zal het drainage debiet groter worden dan in variant 3. Hetzelfde geldt voor het pompdebiet. Deze maatregelen zouden vooral ter plaatse van de vuilstort enige maaiveldsdaling tot gevolg kunnen hebben. Voor de tuinen en de straten kan een eventuele maaiveldsdaling gecompenseerd worden door ophoging, uiteraard met schone grond. Voor de bebouwing, die onderheid is, kan een eventuele maaiveldsdaling zeer waarschijnlijk zonder schade worden doorstaan. Dit ware overigens nog wel te verifiëren. Indien de met een diepere drainage en grotere afpomping gepaard gaande verlaging van de grondwaterstand in de omgeving bezwaarlijk zou zijn kan worden overwogen toch een schermwand te plaatsen, waardoor de verlaging van de grondwaterstand beperkt kan worden tot de vuilstortplaats en waardoor bovendien minder grondwater van goede kwaliteit blijvend opgeofferd behoeft te worden.

Met betrekking tot de drinkwaterkwaliteit in de leidingen (nr.5, pag.16) ziet de Commissie geen aanleiding enige maatregel voor te stellen in verband met het waterleidingnet in de wijk Old Ruitenborgh.

Naar de mening van de Commissie kan bij uitvoering van de aangevulde variant 3 de woonfunctie worden gehandhaafd.

J. F. DE KREUK

METHODEN VOOR BIOLOGISCHE REINIGING VAN DE BODEM

In de achter ons liggende decennia is een aanzienlijke hoeveelheid industrieel afval in de Nederlandse bodem terecht gekomen. Dr. Ir. W. J. Th. van Gemert heeft reeds in TNO-Project 10(2), 1982 een samenvatting van de resultaten van een landelijke inventarisatie gegeven. Het op zich in die lijst al indrukwekkend grote aantal gevallen is toch nog steeds toegenomen. Een en ander lijkt vooralsnog niet tot staan te komen. Het brede scala van verontreinigingsgevallen, die verschillen wat betreft de aard van de verontreiniging, de bodemgesteldheid en -soort, de aanwezigheid van bebouwing, verspreiding enzovoorts, heeft een ontwikkeling van eveneens vele reinigingsmethoden in gang gezet. Hierbij is er behalve voor fysische en chemische methoden, zoals verbranden of extractie, belangstelling voor microbiologische reinigingstechnieken ontstaan. Een aantal constateringen lagen hieraan ten grondslag, die overigens impliciet ook de beperkingen van de methoden laten zien:

☐ Organische stoffen zoals benzeen, tolueen en olieprodukten, die regelmatig genoemd worden in relatie tot actuele verontreinigingsgevallen, zijn in principe biologisch afbreekbaar.
☐ Afbraak is uitgebleven, in die gevallen waar de omstandigheden in en rond de verontreinigde plek te ongunstig zijn voor de gewenste microbiële activiteit. Vocht-, zuurstof- en nutriëntengehalten van de bodem zijn hierbij belangrijke parameters.
☐ Biologische afbraak van stoffen is een natuurlijk proces, waarbij de (organische) verontreiniging volledig kan verdwijnen. De gereinigde grond is dan een gewone, levende grond gebleven of geworden. Bij thermische reiniging is dit bijvoorbeeld niet het geval.
☐ De hoofdgroep Maatschappelijke Technologie - TNO (MT-TNO) heeft in samenwerking met het 'Groningen Biotechnology Center' van de Rijksuniversiteit Groningen een studie uitgevoerd naar de mogelijkheden, kosten en dergelijke van microbiologische bodemreiniging. Uit deze studie zijn een aantal mogelijkheden voor reinigingsprocedures naar voren gekomen. Deze zullen hierna worden besproken. In de bijdrage van Drs. Hanstveit laat hij de verbanden zien, die bestaan tussen de gebieden waar micro-organismen, stoffen en materialen elkaar 'ontmoeten'. Duidelijk blijkt hieruit de samenhang met het onderzoek naar de afbreekbaarheid van stoffen en afvalsoorten, gericht op het aquatische milieu, en van bestrijdingsmiddelen die in de bodem terecht komen (zie de bijdrage van Vonk). Bij het onderzoek, dat voor de ontwikkeling van saneringstechnieken is gestart, wordt deze ervaring uiteraard gebruikt. Dit is met name zo bij de ontwikkeling van methoden voor een gericht vóóronderzoek naar de haalbaarheid van microbiologische reiniging in een specifiek geval.

Tevens zal voor de beoordeling van het reinigingsresultaat aansluiting gezocht moeten worden bij de milieutoxicologische toetsing op effecten van stoffen in de bodem, naast een analytisch-chemische benadering. Er dient daarbij te worden nagegaan, welke gebruikswaarde en -mogelijkheden de gereinigde grond heeft.

Mogelijkheden voor microbiologische bodemreiniging

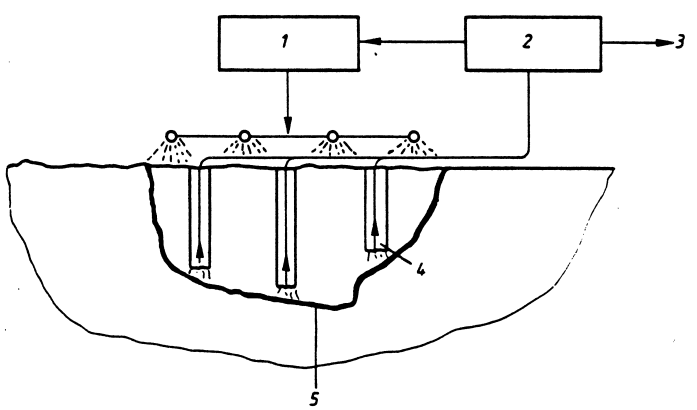
De genoemde studie naar microbiologische bodemreiniging heeft een aantal mogelijke technieken opgeleverd. Deze kunnen worden verdeeld in twee groepen:
☐ Technieken voor reiniging in situ, waarbij dus de grond niet wordt afgegraven.
☐ Technieken, waarbij de grond wordt gereinigd na afgraven.

Voor reiniging *in situ* komen 'landfarming' en biorestauratie in aanmerking.
Na afgraven kan de grond worden gereinigd met behulp van landfarming, met op composteren gelijkende technieken en met bioreactoren.

Biorestauratie

Bij *biorestauratie* (in situ) wordt ernaar gestreefd de omstandigheden ter plaatse van de verontreiniging te optimaliseren voor biologische afbraak. Hierbij wordt ervan uitgegaan, dat de meeste organische verbindingen onder aerobe condities (met zuurstof) afgebroken worden. Een uitzondering hierop vormt een aantal lagere gechloreerde koolwaterstoffen zoals 'per' en 'tri', die hun chloor juist onder anaerobe (zuurstofloze) condities zouden verliezen. Er zijn echter aanwijzingen, dat voor deze stoffen ook aerobe afbraak mogelijk is. De optimalisatie van de afbraak wordt dan gezocht in het toedienen van zuurstof en voedingszouten (stikstof en fosfor) aan de grond. Dit kan geschieden door water, dat deze stoffen bevat, door de verontreinigde grond te laten 'stromen' (zie figuur). Daarnaast moet de zuurgraad van de grond beheerst worden en moet worden nagegaan of nog essentiële voe-

Figuur. Het principe van het biorestauratie proces.
(1) aanvoer van water met voedingszouten, enzovoorts.
(2) afscheiden van vaste stof en eventuele reiniging van het water
(3) spui
(4) putten
(5) verontreinigde grond



021320/8501

dingsstoffen voor de groei van micro-organismen ontbreken, zodat deze kunnen worden gedoseerd. De reductie van het verontreinigingsniveau en de microbiologische activiteit kunnen als parameters voor de procesvoering worden gebruikt. Een onderzoek gericht op de mogelijkheden voor biorestauratie en voor de optimalisatie hiervan wordt momenteel uitgevoerd, in samenwerking tussen het RIVM en TNO.

Landfarming

Landfarming kan zowel in situ als na afgraven worden uitgevoerd. Bij landfarming worden gewone agrarische technieken toegepast zoals bemesten, ploegen, eggen, e.d. Het doel hiervan is de grond te beluchten, micro-organismen en verontreiniging met elkaar in contact te brengen, meststoffen te doseren, enzovoorts. Met een zekere regelmaat moet dit worden herhaald (bijvoorbeeld één tot twee maal per maand) gedurende ongeveer twee jaar.

Landfarming in situ kan alleen worden toegepast, wanneer de verontreiniging relatief ondiep 'zit' en wanneer er geen risico is, dat de verontreiniging zich tengevolge van de behandeling verder verspreidt. Wanneer afgegraven grond met behulp van landfarming wordt gereinigd, wordt vervuiling van de omgeving voorkomen met behulp van een bodemafdichting. Hiervoor zal meestal een kunststoffolie worden gekozen met daarop een drainage, een laag zand en tenslotte de te behandelen grond (0,3 - 0,5 m). Door het gebruik van folie is het nodig het vochtgehalte van de bodem enigszins te regelen. Bij een aanzienlijke regenval zal water afgevoerd moeten worden en opgeslagen, omdat de zuurstofvoorziening van met water verzadigde grond stagneert en dus ook de afbraak. Bij droogte dient dit water weer teruggebracht te worden op de landfarm, omdat bij uitdroging van de grond de afbraak eveneens stokt.

Vermoedelijk zal bij deze procedure nauwelijks water overschieten. Wanneer water moet worden geloosd, dient dit eerst te worden gecontroleerd op de aanwezigheid van verontreinigingen en eventueel te worden behandeld vóórdat tot lozing kan worden overgegaan. Bij de hoofdgroep MT-TNO is onderzoek naar de mogelijkheden en optimalisatie van landfarming op laboratoriumschaal in uitvoering. Onder 'beheer' van een samenwerkingsverband van oliemaatschappijen is onderzoek uitgevoerd door enkele oliemaatschappijen naar landfarming met betrekking tot raffinage-afval. Op basis hiervan zijn binnen Nederland saneringsactiviteiten op dit gebied gaande (olieprodukten/landfarming). Het is nog niet volledig duidelijk of een voldoende laag restniveau van de olie bereikt kan worden. Het TNO-onderzoek is met name op dit punt gericht, omdat dit sterk de gebruikswaarde van de gereinigde grond bepaalt.

De principes van de *op composteren gelijkende technieken* zijn in grote lijnen gelijk aan die van de hiervoorgenoemde procedures. Vocht-, zuurstof- en gehalten van voedingszouten dienen te worden geregeld. Tevens kan in een aantal gevallen de temperatuur op een gunstige waarde worden ingesteld. Er zijn zowel open als gesloten systemen voorhanden.
De open systemen lijken het meest op de wijze van composteren zoals deze gebruikt wordt voor huisvuil (of tuinafval). De grond wordt daarbij op hopen gelegd en regelmatig gekeerd. Op deze wijze dient de beluchting te worden verzorgd. Een hoop kan ook worden belucht met behulp van een ventilator en geperforeerde buizen, die onder in de hoop worden gelegd. Bij dit laatste systeem dient overigens wel te worden nagegaan in hoeverre verdamping van de verontreiniging optreedt in plaats van biologische afbraak. Met name bij de reiniging van olie of oplosmiddelen bevattende grond kan dit gemakkelijk optreden en zo tot luchtverontreiniging aanleiding geven.

Bij composteren in gesloten systemen moet bijvoorbeeld worden gedacht aan een silo. De verontreinigde grond wordt hier aan de bovenzijde ingestort en onderaan wordt eenzelfde volume gereinigde grond weer verwijderd. Een dergelijk proces zou gebruikt kunnen worden wanneer de procescondities goed gecontroleerd moeten kunnen worden. Het onderzoek naar deze technieken bevindt zich nog in een voorbereidende fase.
Voordat *bioreactoren* gebruikt kunnen worden zal hieraan nog veel ontwikkelingswerk vooraf moeten gaan. Bioreactoren zouden met name toegepast kunnen worden wanneer zich in de grond een specifieke verontreiniging bevindt, die onder bepaalde goed gedefinieerde condities met bijvoorbeeld een speciaal organisme snel kan worden omgezet. Deze 'eisen' worden gesteld, omdat zowel de bedrijfs- als investeringskosten voor de reactor vermoedelijk hoger uit zullen vallen dan voor de andere aangegeven biologische reinigingstechnieken. Een reactor moet dan een grotere 'doorzet' hebben dan de andere methoden.

Stand van de ontwikkeling

In het overzicht van de mogelijke technieken is al kort aangegeven op welke gebieden onderzoek in uitvoering is. In deze paragraaf zal daar verder op worden ingegaan. De meeste aandacht bij microbiologische bodemreiniging is tot nu toe besteed aan met olie of olieprodukten verontreinigde grond. Hierbij is vooral gekeken naar landfarming na afgraven. In principe is deze methode gereed voor gebruik hoewel onderzoek naar een verdere optimalisatie nodig blijft. Het is niet duidelijk of met landfarming ook andere typen verontreiniging behandeld kunnen worden. Voor een specifiek geval (ook bij olie) dient in het saneringsonderzoek steeds de afbreekbaarheid van de betrokken verontreiniging te worden bepaald. Het is beter om op kilo-schaal te ontdekken, dat de biologische afbraak niet het gewenste resultaat geeft, dan in de praktijk. TNO heeft overigens reeds ervaring met de bepaling van de afbreekbaarheid van afvalstoffen en van stoffen in water en bodem.

Voor de overige technieken is de ontwikkeling nog maar nauwelijks begonnen, waarbij ook veel 'stil' wordt gehouden, wanneer de proeven direct op praktijkschaal worden uitgevoerd. Er zal bij de beoordeling van de resultaten van zulke proeven wel steeds nagegaan moeten worden of de afname van de verontreinigingsconcentraties ook inderdaad het gevolg is van biologische afbraak, of juist op andere wijze is behaald (uitspoelen, verdampen). Biorestauratie in situ is in Nederland nog niet toegepast. TNO heeft wel reeds onderzoek uitgevoerd naar de reiniging in situ van bodem door extractie. Onderzoek naar de uitbreiding hiervan in de richting van biorestauratie is in uitvoering.

Toekomstverwachting

Op basis van literatuur en ervaring aangaande de biologische afbreekbaarheid van stoffen mag worden verwacht, dat een breed scala van organische verontreinigingen biologisch behandeld zal kunnen worden. Daarbij komt nog, dat het gebruik van biologische methoden een aanzienlijke kostenbesparing kan opleveren (*f* 10,– tot *f* 50,– per ton voor biologische methoden tegen *f* 100,– tot *f* 250,– voor bijvoorbeeld een thermische behandeling).
Biologische bodemreiniging kan ook toegepast worden als deeloplossing, waarbij bijvoorbeeld een sterk verontreinigde plek wordt uitgegraven en de minder sterk belaste omgeving hiervan biologisch wordt gereinigd. ■

STICHTING POSTAKADEMIALE VORMING GEZONDHEIDSTECHNIEK,

kursus

VERONTREINIGING EN BESCHERMING VAN HET GRONDWATER

28 - 30 oktober 1980 en

13 - 15 januari 1981

Water in poreuze afzettingen

Inleiding

Grondwater, waaronder in dit verband al het water wordt verstaan, dat zich onder het maaiveld bevindt, is een belangrijke komponent van de hydrologische kringloop. Kenmerkend voor grondwater is de langzame verplaatsing, met name in vergelijking met oppervlaktewater en water in de atmosfeer.

Beschouwen we de stroming van water door de grond, dan dienen we onderscheid te maken tussen de stroming van het bodemvocht, dat is het water in de onverzadigde zône en de stroming van het grondwater in de verzadigde zône. In beide gevallen levert de gebruikelijke berekeningswijze alleen een gemiddelde snelheid op en is er een grote spreiding in de verblijftijd van het water dat een zekere weg doorloopt. Door dit verschil in looptijd worden kwaliteitsverschillen in het grondwater afgevlakt, hetgeen nog versterkt wordt door dispersie en diffusie.

Daar grondwaterstroming niet alleen afhankelijk is van de eigenschappen van water, maar uiteraard ook van die van de grond, is met name de geohydrologische opbouw van de ondergrond van grote invloed op snelheid en richting van de grondwaterstroming. Daarnaast kunnen dichtheidsverschillen de grondwaterstroming beïnvloeden en kan deze (tijdelijk) sterk beïnvloed worden door konsolidatieverschijnselen.

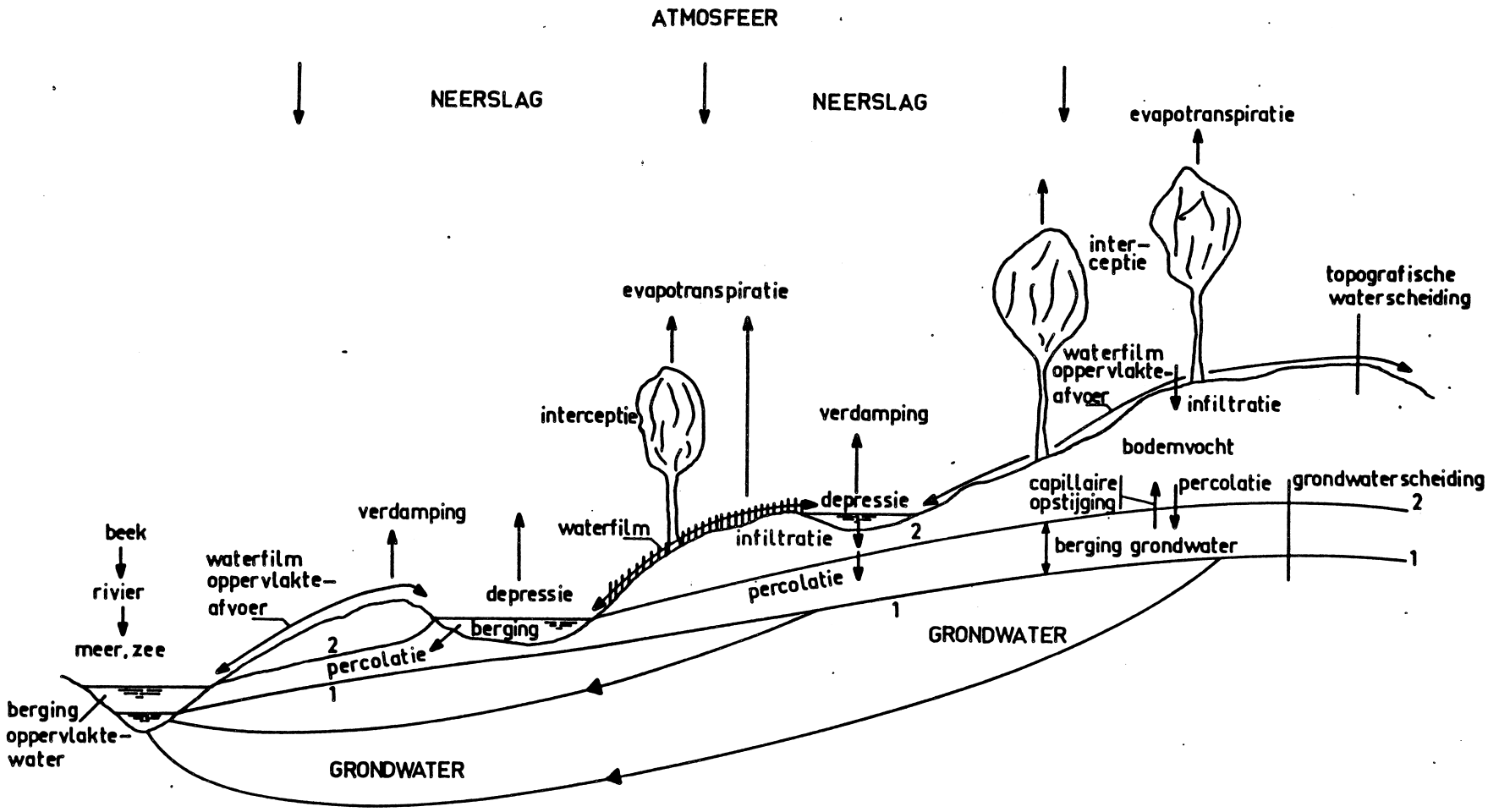
Grondwater in de hydrologische kringloop.

In de hydrologische kringloop neemt grondwater een belangrijke plaats in, vooral als schakel tussen de neerslag en de afstroming door open waterlopen.

Beschouwen we het gedeelte van de hydrologische kringloop dat betrekking heeft op het landoppervlak (figuur 1) dan zien we dat de fraktie van de neerslag die het grondoppervlak bereikt (de grondneerslag) als regel geheel of gedeeltelijk infiltreert. Deze infiltratie vindt hetzij direkt plaats, hetzij nadat het water eerst geborgen werd in terreindepressies (plassen).

Het geïnfiltreerde water vult vervolgens het water dat zich boven de grondwaterspiegel bevindt (dat is het bodemvocht) aan. De hoeveelheid water die in de onverzadigde zône tegen de werking van de zwaartekracht in kan worden vastgehouden, de bodem is dan op veldkapaciteit, is echter beperkt en het surplus zal doorzakken (perkoleren) naar grotere diepte totdat het doorzakkende water uiteindelijk het grondwater in de verzadigde zône (lijn 1) aanvult. Deze aanvulling heeft een stijging van de grondwaterspiegel (lijn 2) ten gevolge waaruit weer een vergroting van de grondwaterafvoer resulteert.

GEDEELTE VAN DE HYDROLOGISCHE KRINGLOOP DAT BETREKKING HEEFT OP HET LANDOPPERVLAK (REALISTISCH)



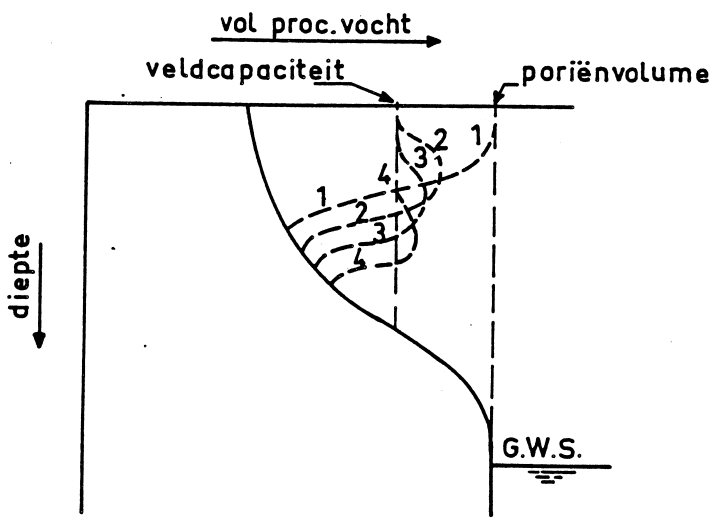
Figuur 1. Gedeelte van de hydrologische kringloop, dat betrekking heeft op het landoppervlak

Behalve deze neerwaarts gerichte waterstroming is in de bodem ook een opwaartse stroming mogelijk. Zo zal water vanuit de bodem verdampen en via het bodemoppervlak de atmosfeer bereiken. Daar de lucht in de grondporiën niet in beweging is, is de op deze wijze verdampte hoeveelheid water (de evaporatie) betrekkelijk gering. Indien begroeiing op het oppervlak aanwezig is, zal echter ook door de plantewortels water aan de bodem worden onttrokken, welk water door de huidmondjes van de plant verdampt (transpiratie). Evaporatie en transpiratie zijn moeilijk afzonderlijk te bepalen en worden daarom in waterbalansen altijd tezamen genomen onder de naam evapotranspiratie. Indien door evapotranspiratie de hoeveelheid water in de bodem daalt, kan dit, afhankelijk van de grondsoort en de grondwaterstand, eventueel weer aangevuld worden door capillaire opstijging.

Het deel van de neerslag, dat per saldo aan het grondwater ten goede komt, dus het verschil tussen percolerend en capillair opstijgend water, noemt men, met een term die aan de waterleidingwereld is ontleend, de nuttige neerslag.

De verblijftijd van water in de onverzadigde zône wordt in belangrijke mate beïnvloed door de tijd van het jaar waarin het water infiltreerde. In de zomer zal tengevolge van onttrekking van water door de planten de bodem niet op veldcapaciteit zijn. Geïnfiltreerd water zal dus het bodemvochttekort (dat is de aanvulling tot veldcapaciteit) trachten op te vullen, doch daar als regel niet in slagen.

Zo is in figuur 2 het bodemvochtprofiel aan het eind van een droge

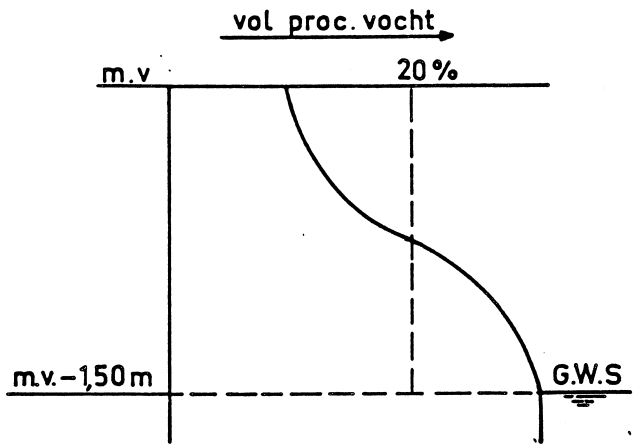


Figuur 2. Bodemvochtprofiel met aanvulling door infiltratie

periode aangegeven door lijn 0. Stel dat door een zware regenbui de grond bovenin geheel met water verzadigd is (lijn 1), dan zal daarna dit water naar beneden zakken, waarbij een vochtgehalte gelijk aan de veldcapaciteit achterblijft (lijn 2). Achtereenvolgens worden de toestanden weergegeven door de lijnen 3 en 4 bereikt en alleen als het gehele profiel op veldcapaciteit is gebracht kan percolatie naar het grondwater plaats vinden. Dit zal als regel pas in het najaar het geval zijn, waarbij in eerste instantie de aanvulling vooral water zal betreffen dat reeds bij het begin van de zomer in de bodem aanwezig was. De gemiddelde verblijftijd van het water in het bodem-

vocht bedraagt, ook bij een niet te diepe grondwaterstand, al gauw een jaar.

In figuur 3 is een voorbeeld geschetst waarbij de bodem op veldcapaciteit gemiddeld 20 % water bevat. Bij de geschetste grondwaterstand van m.v. - 1,50 m is in de onverzadigde zône dan dus 300 mm water aanwezig. In Nederland bedraagt de nuttige neerslag 200 à 300 mm per jaar, zodat in dit voorbeeld de gemiddelde verblijftijd in het bodemvocht 1 à 1,5 jaar zal bedragen.



Figuur 3. Voorbeeld van bodem op veldkapaciteit

Het grondwater stroomt onder invloed van de zwaartekracht af naar laaggelegen gebieden, open waterlopen en de zee.

Bezien we de kringloop als geheel (figuur 4) dan valt de grote gemiddelde verblijftijd in het grondwater op. Als we deze betrekken op de bovenste 100 à 200 m van de aardkorst, waar het grondwater aktief aan de kringloop deelneemt, dan komen we op een gemiddelde verblijftijd van honderden jaren. Betrokken op de totale grondwatervoorraad wordt de gemiddelde verblijftijd een veelvoud hiervan, maar te bedenken valt dat het grondwater op grotere diepte niet of praktisch niet stroomt. In Nederlandse omstandigheden, dus bij aanwezigheid van een dicht net van waterlopen, is de verblijftijd van grondwater kleiner, maar bedraagt toch gauw enige tientallen jaren.

Stroming van water door poreuze media

De stroomsnelheid van water in poreuze media is evenredig met de gradiënt van de stijghoogte. Deze evenredigheid, bekend als de wet van Darcy, kan in formulevorm worden geschreven als

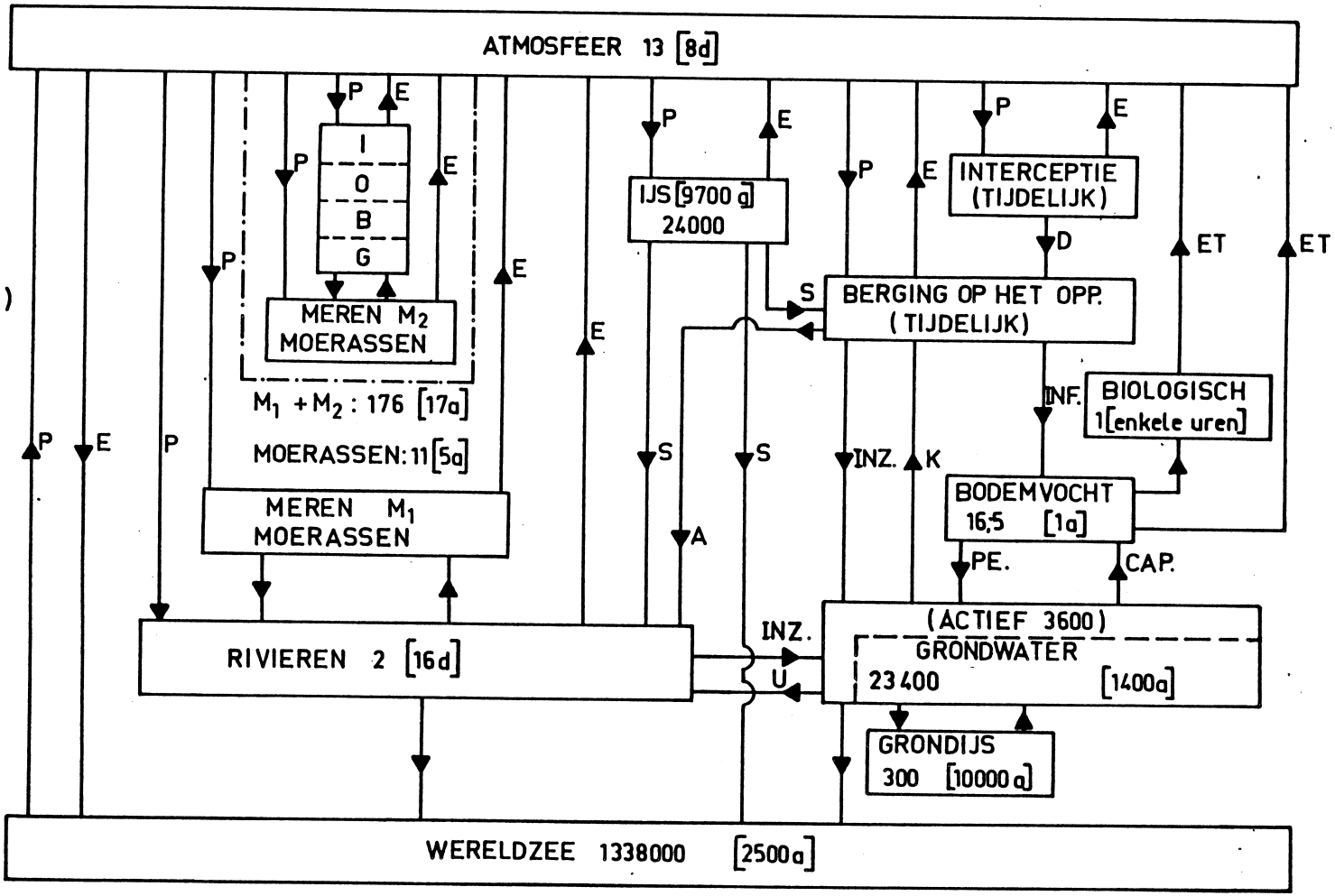
$$v = - k \frac{dh}{ds} \qquad (1)$$

waarin v = filtersnelheid $[LT^{-1}]$

k = doorlatendheid $[LT^{-1}]$

h = stijghoogte $[L]$

Formule (1) geldt voor de component van de stroming in s-richting in een homogeen, isotroop korrelskelet, dat wil zeggen dat de doorlatendheid in alle richtingen gelijk is. Als regel bestaat er een verschil in doorlatendheid, waarbij met name de doorlatendheid in horizontale richting groter is dan die in vertikale richting. Worden in dit geval de x- en y-richting als horizontale richtingen gekozen en de z-richting vertikaal (figuur 5), dan gaat (1) over in drie vergelijkingen:



P Neerslag
E Verdamping
ET Evapotranspiratie
I Interceptie (tijdelijk)
INF Infiltratie
INZ Inzijging
O Berging op het opp. (tijdelijk)
B Bodemvocht
P Percolatie
CAP Capillaire opstijging
G Grondwater
U Uitstroming
S Smelting
K Kwel
D Doorval
A Afstroming over het oppervlak

Hoeveelheden in exagram ($1\,Eg = 10^{18}\,g \approx 10^{3}\,km^3$)

[9700 u], [8 d] gemiddelde verblijftijd in jaren, resp. dagen.

Kringloop van het gebied dat niet op de wereldzee afwatert.

Figuur 4. Hydrologische kringloop (naar Unesco, 1978)

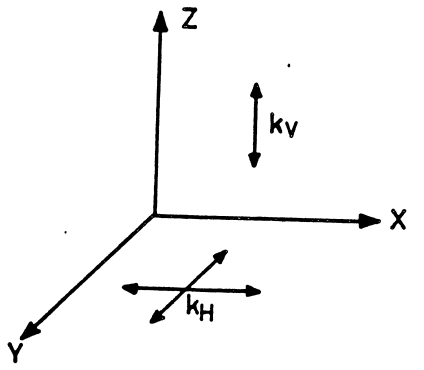
$$v_x = - k_H \frac{dh}{dx} \qquad (2^a)$$

$$v_y = - k_H \frac{dh}{dy} \qquad (2^b)$$

$$v_z = - k_V \frac{dh}{dz} \qquad (2^c)$$

Waarin k_H = doorlatendheid in horizontale richting $[LT^{-1}]$

k_V = doorlatendheid in vertikale richting $[LT^{-1}]$



Figuur 5. Assenstelsel, gebruikt bij bewegingsvergelijkingen

De filtersnelheid stelt het volume water voor, dat per oppervlakte-eenheid loodrecht op de stroomrichting per tijdseenheid passeert. Het betreft dus feitelijk een debiet (Eng.: "specific discharge") en wordt daarom ook wel met de letter q aangegeven. Daar de waterbeweging alleen door de poriën kan plaats vinden is de verplaatsingssnelheid van het water, de effektieve grondwatersnelheid v_e, groter, en wel $v_e = \frac{v}{p}$, waarbij p de effektieve porositeit van de grond is, dat wil zeggen het gedeelte van het totale volume van de grond dat beschikbaar is voor het transport van vloeistof.

De doorlatendheid van de grond is afhankelijk van de eigenschappen van zowel grond als vloeistof (i.c. water). Voor zandgrond is de doorlatendheid afhankelijk van de zeefkromme -dus van de korrelgrootte en de korrelverdeling-, van de korrelvorm en de pakkingsdichtheid, en van de richting waarin de grond wordt doorstroomd. Voor klei is ook de aard van de kleimineralen van belang.

Van de vloeistof zijn de dichtheid en de dynamische viscositeit van invloed, terwijl de laatste grootheid weer in belangrijke mate van de temperatuur afhankelijk is.

We kunnen schrijven: $k = \frac{\kappa \rho g}{\mu}$, waarin

κ - intrinsieke doorlatendheid $[L^2]$,

hiermee is de invloed van de grond op de doorlatendheid gegeven.

ρ - soortelijke dichtheid van de vloeistof $[L^{-3}M]$

g - zwaartekrachtsversnelling $[LT^{-2}]$

μ - dynamische viscositeit $[L^{-1}MT^{-1}]$

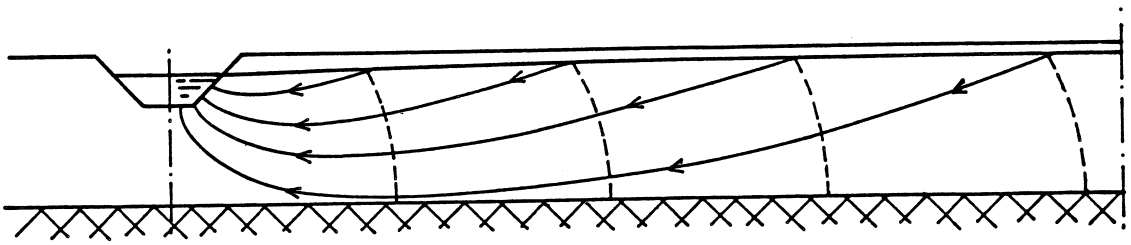
De variatie van de doorlatendheid met de doorstromingsrichting wordt dus veroorzaakt door een verschil in de intrinsieke doorlatendheid. Het vaak bestaande aanmerkelijke verschil tussen de doorlatendheid in vertikale en horizontale richting is een gevolg van de manier waarop de bodemlagen zijn afgezet. De horizontale doorlatendheid kan enige keren zo groot zijn als de vertikale doorlatendheid.

Ofschoon onder invloed van de temperatuur de dynamische viscositeit enige tientallen procenten in waarde kan variëren (bij 0^0 C is ze $1{,}79 \times 10^{-3}$ kg/ms en bij 20^0 C $1{,}01 \times 10^{-3}$ kg/ms), wordt toch als regel gerekend met een konstante waarde van de doorlatendheid. Dit is verantwoord omdat reeds op geringe diepte de temperatuur van het grondwater konstant is en gelijk aan de gemiddelde jaartemperatuur ($\pm$ 10^0 C).

De grootte van de doorlatendheid kan op verschillende manieren worden gemeten, bijvoorbeeld aan (ongeroerde) monsters of via pompproeven. Daarnaast bestaan er voor met name zand en grind een groot aantal empirische formules, waarin de belangrijkste relevante parameters zijn verwerkt, alsmede enige methoden om met behulp van grafieken of tabellen de doorlatendheid te bepalen.

De formules geven onderling grote verschillen in uitkomsten, ten gevolge van het feit dat iedere formule voor een specifieke grondsoort is opgesteld.

De stroming van water vindt plaats langs stroomlijnen (figuur 6), die



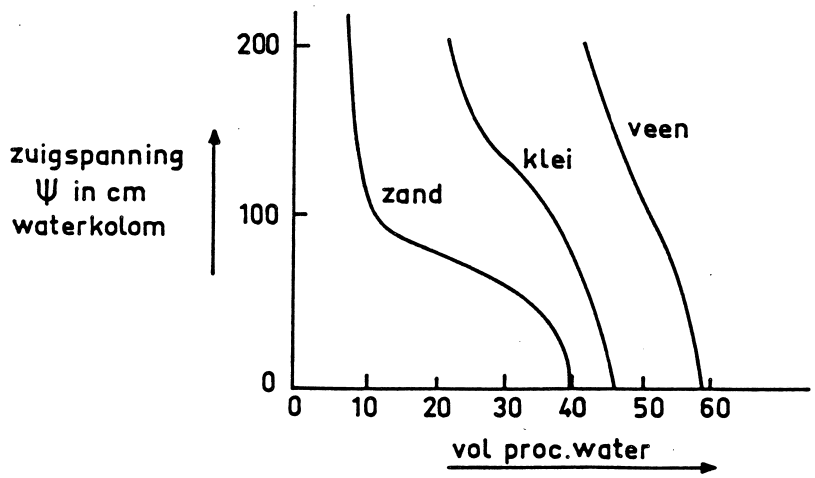
Figuur 6. Stroomlijnen en equipotentiaallijnen

loodrecht op equipotentiaalllijnen staan. Daar het natte oppervlak van een open waterloop een equipotentiaalvlak is, vindt uitstroming van grondwater dus loodrecht op het oppervlak plaats (figuur 6).

Bij het bovenstaande is stilzwijgend uitgegaan van stroming door de verzadigde zône. Ook in de onverzadigde zône geldt de wet van Darcy. Hier treedt echter een komplikatie op doordat de doorlatendheid mede afhankelijk is van het vochtgehalte van de grond.

De doorlatendheid hangt namelijk af van de zuigspanning waaronder het water in de grond zich bevindt. Voor zover het water in de poriën in verbinding staat met het grondwater zal de zuigspanning, uitgedrukt in een waterkolom, gelijk zijn aan de hoogte boven het freatisch vlak. Elders zal de zuigspanning afhankelijk zijn van de grootte van de poriën waarin zich nog water bevindt; hoe kleiner de poriën, hoe hoger de zuigspanning, of wat hiermee samenhangt: hoe kleiner het vochtgehalte van de grond, hoe hoger de zuigspanning.

De zuigspanning wordt als regel uitgedrukt in cm waterkolom. In een vochtkarakteristiek kan grafisch het verband tussen het vochtgehalte van een grondsoort en de daarbij optredende zuigspanning worden weergegeven (figuur 7).

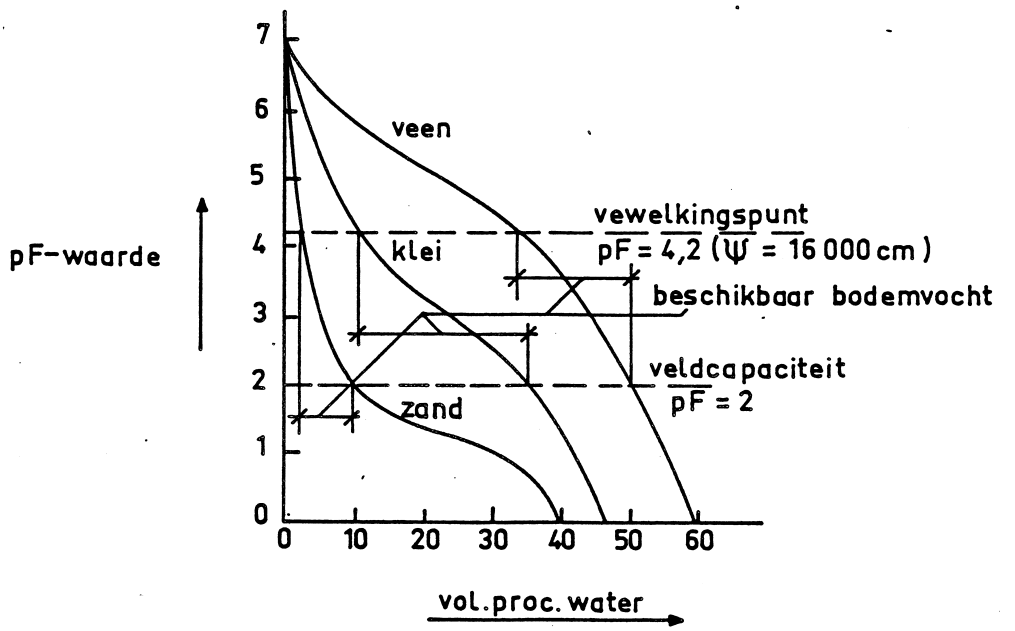


Figuur 7. Verband tussen vochtgehalte en zuigspanning voor enige grondsoorten

De zuigspanning kan echter grote waarden bereiken en in dat geval is het ondoenlijk om, bij toepassing van een lineaire schaal voor de zuigspanning, het verband tussen zuigspanning en vochtgehalte in een grafiek weer te geven. Om een dergelijke grafiek toch te kunnen tekenen wordt in plaats van de zuigspanning de logarithme van de zuigspanning in cm waterkolom uitgezet. Deze wordt aangeduid als pF-waarde. Dus pF-waarde = $^{10}\log$ (zuigspanning in cm).

Het blijkt dat de grond op veldcapaciteit is bij een pF = 2. Een pF = 4,2 (wat overeenkomt met een zuigspanning van ongeveer 16000 cm), geeft het verwelkingspunt aan, dat wil zeggen dat bodemvocht dat een grotere zuigspanning ondervindt, niet meer door plantewortels kan worden opgenomen, zodat planten dan verwelken.

Uit een vochtkarakteristiek (figuur 8) kan men met bovenstaande kennis



Figuur 8. Vochtkarakteristiek (pF-kurve) voor enige grondsoorten

onder andere de voor planten beschikbare hoeveelheid bodemvocht vinden. Deze hoeveelheid kan bij een ondiepe grondwaterstand nog vergroot worden door capillaire opstijging. Het verband tussen de doorlatendheid van onverzadigde grond -het capillair geleidingsvermogen- en de zuigspanning is afhankelijk van de betreffende grondsoort. In figuur 9 zijn hiervan in grafiekvorm enige voorbeelden gegeven.

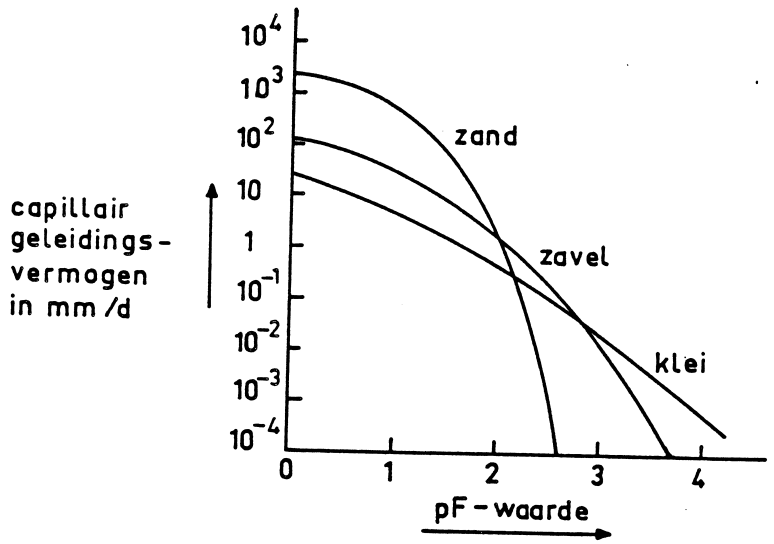
Bij vertikale stroming in de onverzadigde zône dient men onderscheid te maken tussen de potentiaal veroorzaakt door de zwaartekracht (z) en de potentiaal veroorzaakt door de zuigspanning (ψ).

Indien de totale potentiaal H is, dan is, daar ψ een zuigspanning, dus een negatieve drukspanning voorstelt,

$$H = z - \psi$$

Voor vertikale stroming kan dan in plaats van $v = - k \frac{dH}{dz}$ geschreven worden

$$v = - k \frac{d(z - \psi)}{dz} = - k \left(1 - \frac{d\psi}{dz}\right) \qquad (3)$$



Figuur 9. Verband tussen zuigspanning (pF-waarde) en doorlatendheid (capillair geleidingsvermogen)

De berekening van (vertikale) stroming door de onverzadigde zône vereist dus dat het verband bekend is tussen de doorlatendheid k en de zuigspanning ψ voor de betreffende grondsoort evenals het verband tussen de zuigspanning en het vochtgehalte θ.

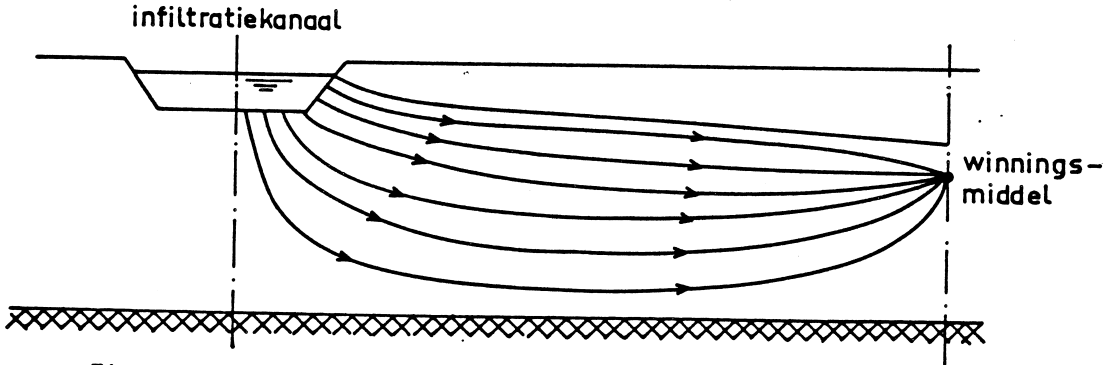
(3) kan dus geschreven worden als $v = - k(\theta)(1 - \frac{d\psi(\theta)}{dz})$ (4)

Daar, naarmate een vochtfront zich door de bodem verplaatst, het vochtgehalte en daarmee de doorlatendheid verandert, zal het duidelijk zijn dat de berekening van stroming door de onverzadigde zône in de praktijk moeilijk realiseerbaar is, vooral ook doordat als regel het verband vochtgehalte-zuigspanning-doorlatendheid slechts gebrekkig bekend is.

Invloed van de stroming op de kwaliteit

Water, afkomstig van neerslag of van open waterlopen, dat de grond doorstroomt zal, afgezien van eventuele chemische of fysische uitwisselingen met het doorstroomde korrelskelet, alleen reeds door het stromingsmechanisme een andere samenstelling kunnen krijgen. Dit wordt ten eerste veroorzaakt doordat de stroomlijnen waarlangs het water zich verplaatst geen gelijke lengte hebben (figuur 6), terwijl ook langs een stroomlijn de snelheid zal variëren.

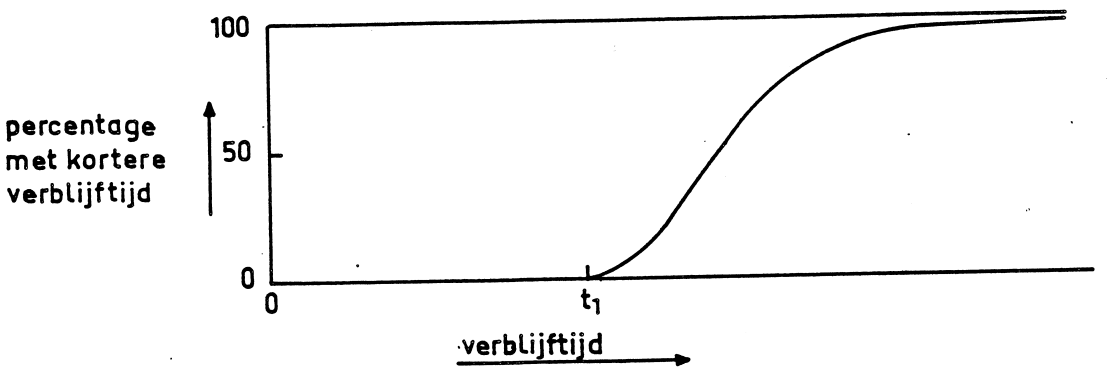
Voor het geval, geschetst in figuur 10, waarbij gedacht kan worden



Figuur 10. Stroming vanuit infiltratiekanaal naar winningsmiddel

aan winning van geïnfiltreerd oppervlaktewater en waarbij de aanvulling vanuit de neerslag is verwaarloosd, zal het water dat op een gegeven ogenblik infiltreert gespreid in de tijd het winningsmiddel bereiken, waarbij voor de uiterste stroomlijnen de verblijftijden tot oneindig lang oplopen.

Bepaalt men hoe lang het op een zeker ogenblik gewonnen water onderweg is geweest en zet men dit cumulatief in een grafiek uit, dan verschijnt een beeld zoals in figuur 11. Het water dat het kortst

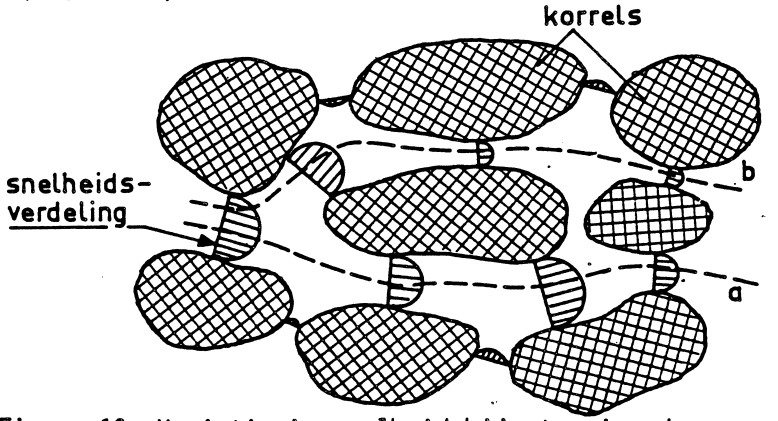


Figuur 11. Spreiding in verblijftijd

onderweg is geweest heeft hier een looptijd t_1, waarna betrekkelijk snel het grootste deel van het water arriveert, maar een klein gedeelte is lang tot zeer lang (theoretisch tot oneindig lang) onderweg.

Voor de kwaliteit van het water betekent deze spreiding in looptijd, dat bij het winningsmiddel water met een verschillende looptijd gemengd wordt, waardoor afvlakking van de kwaliteit optreedt.

Beschouwt men de stroming van grondwater op microschaal, dan ziet men dat de poriën, waardoor de waterdeeltjes zich verplaatsen, in afmetingen variëren; er zijn relatief ruime en relatief kleine poriën (figuur 12). Daar de stroming laminair is, zal het snelheids-



Figuur 12. Variatie in snelheid bij stroming door een korrelskelet (naar Bear, 1979)

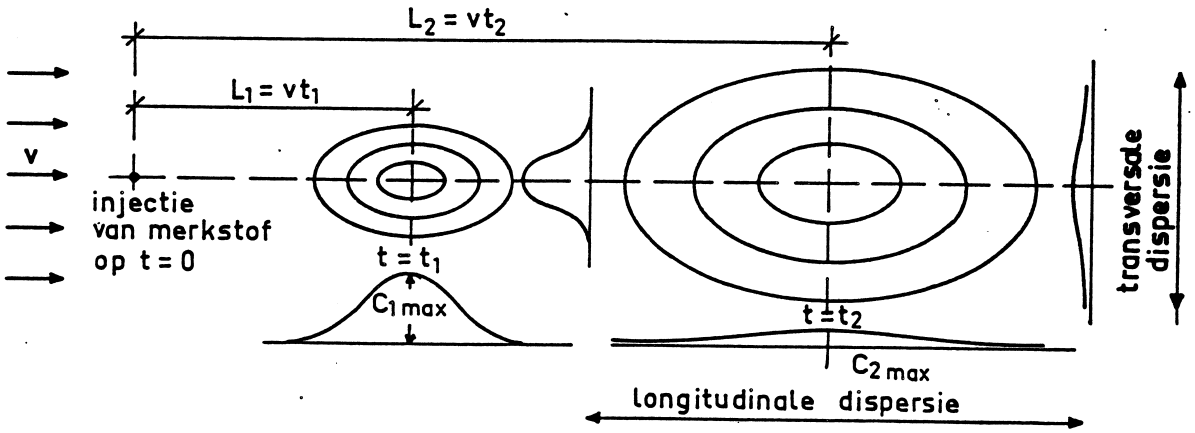
verloop in een porie parabolisch zijn. In de ruime poriën zal de invloed van de wrijvingsweerstand die van het korreloppervlak wordt ondervonden geringer zijn dan bij de kleine poriën, zodat de gemiddelde snelheid in de ruime porie groter zal zijn. Waterdeeltjes die zich in hoofdzaak door de ruimere poriën verplaatsen (a) zullen een grotere snelheid bezitten dan de gemiddelde snelheid en omgekeerd zullen waterdeeltjes die zich in kleinere

poriën (b) ophouden relatief achterblijven.

Het is duidelijk dat de waterdeeltjes zich in een korrelskelet niet rechtlijnig kunnen bewegen, maar voortdurend gedwongen zijn van richting te veranderen. Ofschoon de waterdeeltjes gemiddeld de stroomlijnen zullen volgen, zullen afzonderlijke waterdeeltjes niet alleen plaatselijk van een stroomlijn afwijken, maar zich soms ook over grotere afstand bewegen in een richting die van die van de stroomlijnen afwijkt.

Het verschijnsel dat de berekende snelheid en richting van de waterbeweging slechts een gemiddelde is en dat er een spreiding bestaat in de snelheid en in de bewegingsrichting, wordt mechanische dispersie genoemd. Het gevolg van deze mechanische dispersie voor de kwaliteit moet gezien worden in kombinatie met moleculaire diffusie. Door moleculaire diffusie worden de verschillen in konsentratie van een opgeloste stof kleiner als gevolg van de beweging van de opgeloste moleculen. Dit verschijnsel treedt op indien de vloeistof in rust is, maar ook bij een stromende vloeistof. In dit laatste geval wordt de afvlakking van de kwaliteit door samenwerking van mechanische dispersie en moleculaire diffusie aanzienlijk versterkt. Daar beide verschijnselen in hun resultaat niet te scheiden zijn, worden ze samen genomen in het begrip hydrodynamische dispersie.

Hydrodynamische dispersie kan nog onderscheiden worden in dispersie in de richting van de stroming, dat is longitudinale dispersie, en in dispersie loodrecht op de stromingsrichting: transversale dispersie. In figuur 13 is aangegeven hoe een injektie van



Figuur 13. Spreiding van een merkstof onder invloed van longitudinale en transversale dispersie (naar Bear, 1979)

een merkstof op een bepaalde plaats en op een bepaald tijdstip ($t = 0$) in een vloeistof, die zich met een snelheid v verplaatst, na een zekere tijd (t_1) op een afstand $L_1 = v \times t_1$ een konsentratie $c_{1\,max}$ van de merkstof ten gevolge heeft die afneemt in de richting van de stroming en loodrecht daarop ten gevolge van respektievelijk longitudinale en transversale dispersie. Na een tijd t_2 is de maximum konsentratie op een afstand $L_2 = v \times t_2$ van het injektiepunt gelegen; het maximum is afgenomen en de spreiding is groter.

Door het gekompliceerde karakter is dispersie nog moeilijk voor berekening toegankelijk, waarbij komt dat de voor de berekening relevante parameters alleen door meting gevonden kunnen worden en hierover nog weinig gegevens beschikbaar zijn.

In het geval dat een merkstof in een puntbron wordt geïnjekteerd, kan men als vuistregel stellen dat de afmetingen van de dispersie zône in orde-grootte gelijk zijn aan $\sqrt{Ld}$, waarin L de afstand tot de puntbron is en d de korreldiameter. Lokale inhomogeniteiten kunnen echter grote invloed hebben.

Rekapitulerend kan gekonkludeerd worden dat, afgezien van chemische en fysische interakties met het doorstroomde korrelskelet, stroming van water door de bodem gepaard zal gaan met afvlakking van de kwaliteit door spreiding in looptijden en door hydrodynamische dispersie.

Invloed van de geohydrologische bodemopbouw

De grondwaterstroming wordt in belangrijke mate bepaald door de bodemopbouw. Deze bestaat in Nederland als regel uit horizontale lagen, die kunnen worden onderscheiden in doorlatende lagen, zoals zand- en grindlagen en slecht doorlatende lagen zoals klei- en veenlagen.

De waterstroming zal in hoofdzaak in horizontale richting door de doorlatende lagen plaats vinden. Indien echter een slecht doorlatende laag aanwezig is tussen twee goed doorlatende lagen, terwijl er een stijghoogteverschil heerst tussen het water onder en boven de slecht doorlatende laag, dan zal onder invloed van dit stijghoogteverschil vertikale stroming door de slecht doorlatende laag plaats vinden.

Het vermogen van doorlatende lagen om water te transporteren wordt gekarakteriseerd door het doorlaatvermogen, waaronder wordt verstaan het produkt van de doorlatendheid k en de dikte D van deze laag. Het doorlaatvermogen, dat daarom ook wel wordt aangeduid als kD-waarde, wordt als regel gegeven in m^2/d en geeft dan aan hoeveel m^3 water per m^1 breedte per dag getransporteerd wordt per eenheid gradiënt.

Hoeveel water zich in vertikale richting door een slecht doorlatende laag verplaatst, volgt weer uit de wet van Darcy. Indien de dikte van deze laag d bedraagt, de doorlatendheid k en de stijghoogte van de bovenliggende watervoerende laag is ϕ_1 en van de onderliggende watervoerende laag ϕ_2, dan ontstaat er een neerwaarts gerichte stroming door de slecht doorlatende laag groot:

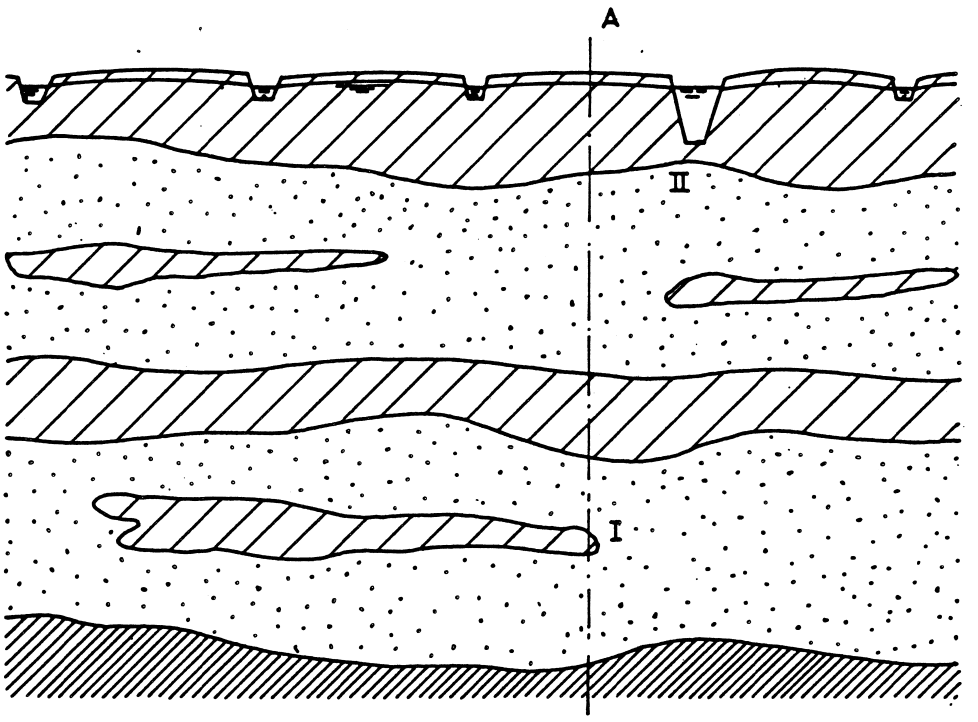
$$v = k \frac{\phi_1 - \phi_2}{d}$$

Als regel worden de dikte en de doorlatendheid van de slecht doorlatende laag samengenomen in een nieuwe grootheid, de weerstand, welke gelijk is aan het quotiënt van laagdikte en doorlatendheid en welke wordt voorgesteld door de letter c.

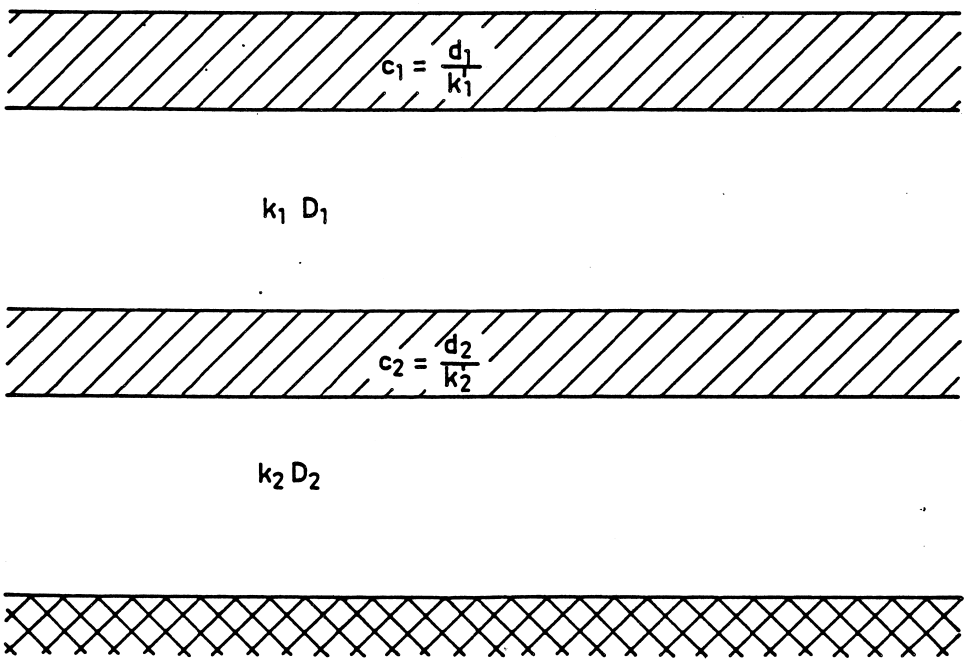
In formulevorm $c = \frac{d}{k}$ (5)

Uit de dimensies van d en k volgt dat c de dimensie tijd heeft; als regel wordt c in dagen gegeven, maar grote weerstanden worden ook in jaren opgegeven.

Het is gebruikelijk om uitgaande van de geologische en geohydrologische kennis betreffende een beschouwd gebied en van de toe te passen rekenmethode de ondergrond te schematiseren tot een stelsel horizontale lagen en wel als regel afwisselend doorlatende lagen en slecht doorlatende lagen. Men dient zich goed te realiseren dat de werkelijkheid nooit geheel met deze schematisatie zal overeenstemmen. Stel bijvoorbeeld dat de werkelijke opbouw van de ondergrond wordt voorgesteld door figuur 14 a, waarbij meteen kan worden opgemerkt dat dit niet meer kan zijn dan een poging om de werkelijke opbouw



Figuur 14 a. "Werkelijk" geohydrologisch profiel



Figuur 14 b. Schematisatie van het profiel uit figuur 14 a

weer te geven. In feite is immers in figuur 14 a de grond reeds geschematiseerd tot drie types: goed doorlatend (gestippeld), slecht doorlatend (wijd gearceerd) en zeer slecht doorlatend (dicht gearceerd). In werkelijkheid is er uiteraard veel meer variatie in doorlatendheid, zowel in horizontale als in vertikale richting, zowel in het vlak van tekening als ook loodrecht erop.

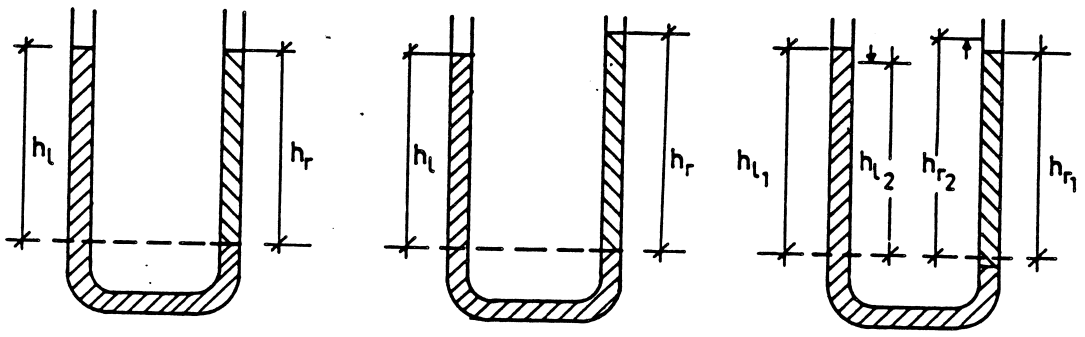
Indien we door een boring bij A trachten informatie over de geohydrologische opbouw te verkrijgen, zal dit ons waarschijnlijk brengen tot een schematisatie overeenkomstig figuur 14 b, waarbij dan reeds is aangenomen dat de in punt I gevonden slechter doorlatende grond niet op een doorgaande laag duidt. Indien daarna, door bijvoorbeeld een pompproef de geohydrologische konstanten worden bepaald, dienen we ons te realiseren dat de gevonden waarden geen betrekking hebben op een bodemopbouw overeenkomstig figuur 14 b, doch op de werkelijke opbouw, welke bij (grove) benadering is weergegeven in figuur 14 a. Zo is de waarde c_1 voor de weerstand van de bovenste slecht doorlatende laag de resultante over een groter gebied van plaatselijk variërende weerstanden; zelfs is het denkbaar dat plaatselijk (zie punt II) de slecht doorlatende laag geheel ontbreekt en de weerstand nihil is. Hetzelfde geldt voor de tweede watervoerende laag, terwijl ook van de watervoerende pakketten het doorlaatvermogen sterk kan variëren. Kennis van de geologie van een gebied is noodzakelijk om te kunnen beoordelen of lagen onderbroken kunnen zijn, maar een zekere onzekerheid blijft als regel bestaan en daarmee de kans op kortsluitingen hetgeen, zeker indien men aan waterkwaliteit denkt, tot (onaangename) verrassingen kan leiden. Het is daarom gewenst om meerdere berekeningen uit te voeren, waarbij men binnen de te verwachten marges de geo-hydrologische konstanten varieert om een indruk te krijgen wat in het ongunstigste geval te verwachten is.

Invloed van dichtheidsverschillen

In het voorgaande is gesteld dat stroming van grondwater plaats vindt onder invloed van een gradiënt in de stijghoogte. In feite komt stroming echter tot stand onder invloed van drukverschillen, waarbij vertikale drukverschillen die overeen komen met een hydrostatische drukverdeling geen stroming tot gevolg hebben. Door met stijghoogten te werken elimineert men in feite de invloed van de hydrostatische drukverdeling.

Indien het grondwater echter variaties in dichtheid vertoont, is uit het verloop van de stijghoogte niet zonder meer een drukverloop af te leiden. In dit geval dient men in feite de druk te berekenen door vermenigvuldiging van stijghoogte en soortelijk gewicht (ρg = dichtheid x zwaartekrachtsversnelling), of men dient de waargenomen stijghoogten vergelijkbaar te maken door ze om te rekenen naar dezelfde dichtheid, waarvoor meestal de dichtheid van zoet water (= 1000 kg/m^3) wordt genomen (zoetwater-stijghoogte).

In figuur 15 zijn verschillende mogelijkheden in beeld gebracht. Bij konstante dichtheid (figuur 15 a) is de druk in kommuniserende buizen links en rechts gelijk bij gelijke waterhoogte en mag men voor berekeningen druk vervangen door waterhoogte (= stijghoogte). Bij verschil in dichtheid (figuur 15 b) zullen bij gelijke druk op niveau I (beneden dit niveau is nog slechts één dichtheid aanwezig)



$\rho_l = \rho_r$

$h_l = h_r$

$\rho_l > \rho_r$

$\rho_l g h_l = \rho_r g h_r$

$h_r = \frac{\rho_l}{\rho_r} h_l$

$\rho_l > \rho_r$

$h_{l_1} = h_{r_1}$

$h_{r_2} = \frac{\rho_l}{\rho_r} h_{l_2}$

fig. 15 a. dichtheid en stijghoogte beide gelijk

fig. 15 b. dichtheid en stijghoogte beide ongelijk

fig. 15 c. dichtheid ongelijk, stijghoogte gelijk

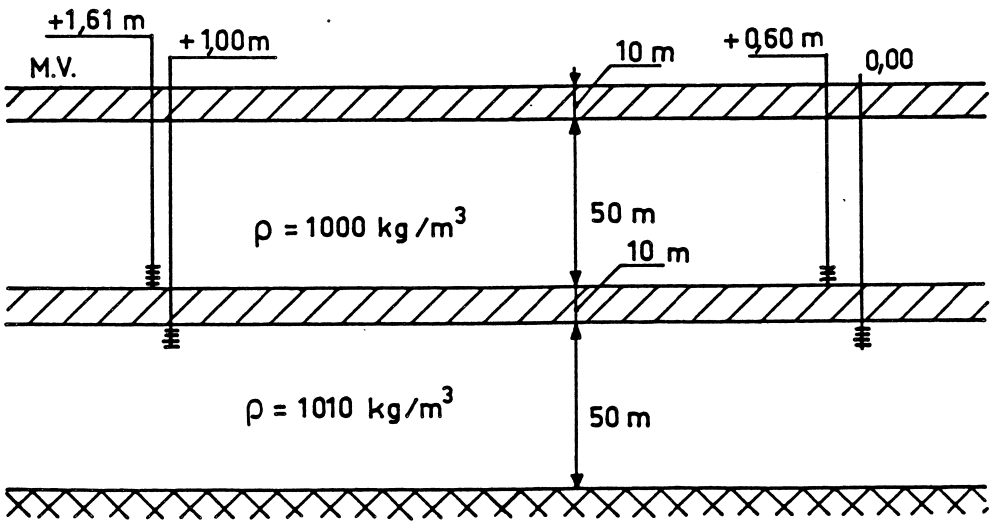
Figuur 15. Verband tussen dichtheid en stijghoogte

de waterhoogten boven dit niveau omgekeerd evenredig zijn met de dichtheden. In dit geval kan men stijghoogten door omrekening vergelijkbaar maken. Indien bij verschil in dichtheid de waterhoogten links en rechts gelijk zouden zijn (figuur 15 c, $h_{l_1} = h_{r_1}$), dan betekent dit een verschil in druk, waardoor een waterstroming optreedt, totdat de toestand uit figuur 15 b is bereikt, waarbij

$$h_{r_2} = \frac{\rho_l}{\rho_r} h_{l_2}$$

Nu zijn de dichtheidsverschillen in de ondergrond niet groot en ze verlopen geleidelijk, zodat geen grote fouten worden gemaakt indien men met de waargenomen stijghoogten -dus met een konstante dichtheid- werkt.

Een geval waarbij verschil in dichtheid een ander stromingsbeeld kan veroorzaken dan men oorspronkelijk verwachtte, is geschetst in figuur 16. Het betreft hier twee watervoerende pakketten, gescheiden



Figuur 16. Tweelagenprofiel met verschil in dichtheid

door een slecht doorlatende laag, waarbij op twee plaatsen de stijghoogten onmiddellijk boven en onder deze scheidende laag worden gemeten.

Indien men hier alleen acht slaat op de gegeven stijghoogten, dan konkludeert men tot stroming van links naar rechts in zowel het eerste als het tweede watervoerend pakket, en bovendien tot een neerwaarts gerichte stroming door de slecht doorlatende laag die de watervoerende pakketten scheidt. Indien echter rekening gehouden wordt met de verschillende dichtheid, namelijk 1000 kg/m^3 in het bovenste en 1010 kg/m^3 in het onderste pakket, dan dienen we eerst de stijghoogten vergelijkbaar te maken. Rekenen we de stijghoogten in het onderste pakket om in zoetwaterstijghoogten, dan wordt links gevonden

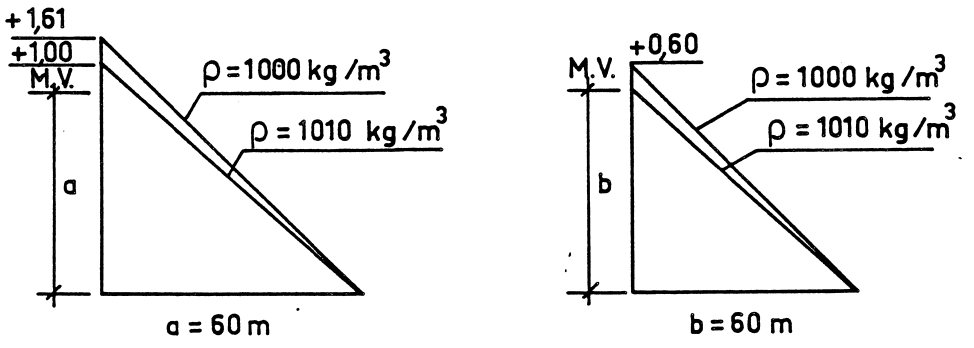
$$h_{2_l} = (10 + 50 + 10 + 1) \times \frac{1010}{1000} = 71{,}71 \text{ m}$$

en rechts

$$h_{2_r} = (10 + 50 + 10 + 0) \times \frac{1010}{1000} = 70{,}70 \text{ m}$$

of een zoetwaterstijghoogte tot respektievelijk m.v. + 1,71 m en m.v. + 0,70 m. Dit lijkt op een opwaartse stroming door de slecht doorlatende laag te wijzen, maar het blijkt dat het opstijgende water niet verder kan komen dan de bovenkant van de slecht doorlatende laag. Hier is immers de druk in het water boven: $(1{,}61 + 10 + 50) \times 1000 \times g = 61610\ g$ N/m^2 (= 61610 kgf/m^2), en in het water onder: $(50 + 10 + 1) \times 1010\ g = 61610\ g$ N/m^2, zodat de drukken gelijk zijn. Ook aan de rechterzijde blijkt dit het geval te zijn: $(0{,}60 + 10 + 50) \times 1000\ g = (0 + 10 + 50) \times 1010\ g$ N/m^2.

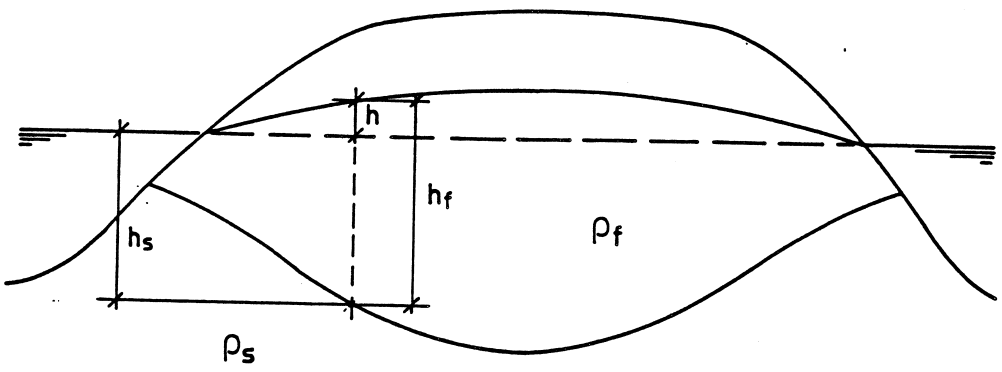
Dat de overgang op deze diepte moet liggen wordt ook duidelijk als, uitgaande van de waargenomen stijghoogten, het drukverloop met de diepte wordt berekend (figuur 17). Bij grotere dichtheid



Figuur 17. Drukverloop in het profiel van figuur 16

loopt de druk sneller op; indien we stellen dat in de stijgbuizen aan de linkerzijde de drukken gelijk zijn op m.v. - a m, dan volgt a uit $(1{,}61 + a) \times 1000 = (1{,}00 + a) \times 1010$, waaruit a = 60 m wordt gevonden. Een dergelijke berekening aan de rechterkant levert ook een overgang op m.v. - 60 m op.

Een tweede geval waarin dichtheidsverschillen niet verwaarloosd mogen worden treedt op indien er over korte afstand grote dichtheidsverschillen bestaan en de stroomsnelheden zo groot zijn dat de verschillen geen gelegenheid krijgen door dispersie belangrijk minder te worden. Dit is met name het geval bij een zoetwaterlens zoals deze zich onder de duinkust bevindt (figuur 18, waarin is



Figuur 18. Zoetwaterlens onder een duinenrij

aangenomen dat de duinenrij aan beide zijden door de zee wordt begrensd). In dit geval vindt er van boven aanvulling met zoet water plaats, dat over het zoute water naar weerszijden afstroomt. Aan de onderzijde van de lens is er evenwicht tussen zoet en zout water, zodat $\rho_f . h_f = \rho_s . h_s$, (6)

waarin ρ_f en ρ_s de dichtheid van respektievelijk zoet en zout water voorstellen en h_f en h_s de respektievelijke stijghoogten.

Hierbij is uitgegaan van een scherp grensvlak, maar in werkelijkheid zal een overgangszône aanwezig zijn, welke ten gevolge van dispersie in dikte zal toenemen in de richting van de lenseinden. Omdat een regelmatige toevoer van zoet water plaats vindt en de afmetingen van de lens beperkt zijn, blijft de dikte van de overgangszône beperkt (van enkele meters tot hoogstens enkele tientallen meters).

Uit (6) is af te leiden dat

$$h_f - h_s = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} h_s \qquad (7)$$

Uit deze relatie, het eerst gevonden door Badon Ghijben (1889) en Herzberg (1901) volgt dat de dikte van de zoetwaterlens een veelvoud is van de verheffing h van de grondwaterspiegel boven het zeeniveau. Indien onder de zoetwaterlens ρ_s = 1020 kg/m^3, dan volgt uit (7) dat $h_s = 50 (h_f - h_s) = 50\ h$.

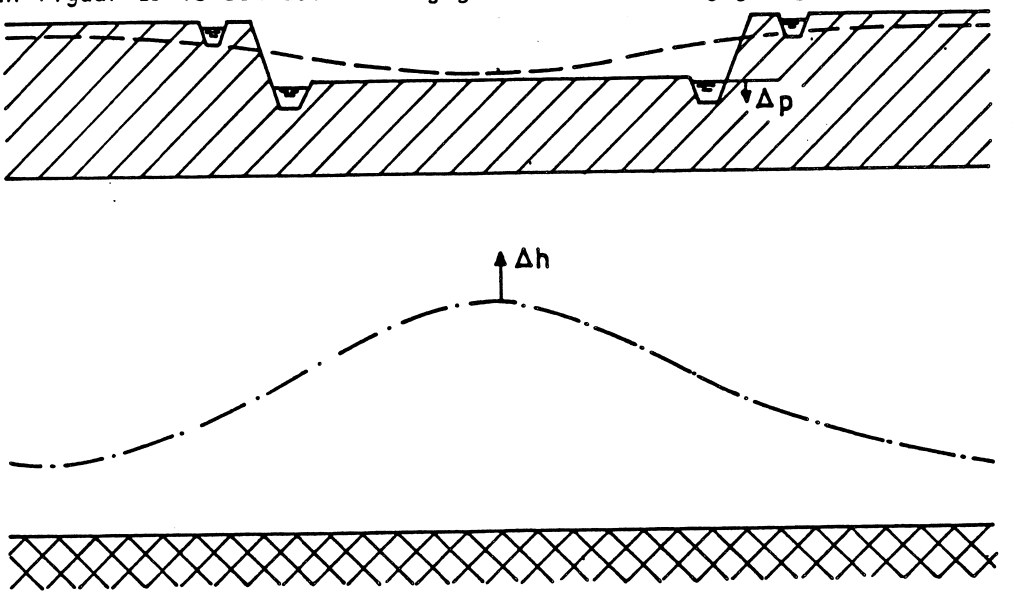
Voor de afstroming van het zoete water betekent een scherp grensvlak dat eventueel niet de gehele goed doorlatende laag beschikbaar is, maar slechts dat deel dat reikt tot de diepte h_s.

Bovenstaande beschouwing over het evenwicht van een grensvlak tussen water met verschillende dichtheden is ook van toepassing onder het poldergebied in het westen en noorden van ons land: ook hier is een beperkte hoeveelheid zoet water aanwezig boven zout water. Er zijn echter enige verschillen met de situatie onder de duinstrook:

- de dichtheid van het zoute water varieert van plaats tot plaats en is als regel aanmerkelijk kleiner dan onder de duinen, bijvoorbeeld 1005 of 1010 kg/m^3;
- er zijn alleen vrij plotselinge overgangen in de dichtheid indien twee watertypes door slecht doorlatende lagen zijn gescheiden, doch als regel is er een geleidelijke overgang in dichtheid.

Toch kan een benadering overeenkomstig formule (7) nuttig zijn om te bezien wat de konsekwentie is van bijvoorbeeld verlaging van een polderpeil.

In figuur 19 is een doorsnede gegeven van een laag gelegen polder,



Figuur 19. Laaggelegen polder met omhoogkomend grensvlak tussen zoet en zout grondwater

geflankeerd door twee polders met hoger peil, welke polders door een slecht doorlatende laag (holoceen) gescheiden zijn van een watervoerend pakket (pleistoceen). In dit watervoerend pakket bevindt zich zoet water boven zout water, en de scheiding tussen beide watertypes is scherp aangenomen en weergegeven door een streep-stiplijn. In het zoete water zal zich een stijghoogteverloop instellen (streeplijn), zodanig dat in de hoge polders inzijging optreedt en in de lage polder kwel, met dus een stroming van de hoge polders naar de lage polder.

Het grensvlak tussen zoet en zout water volgt uit (7), waarbij h_s de stijghoogte van het (stilstaande) zoute water voorstelt. Indien nu het polderpeil in de lage polder wordt verlaagd (Δ p) zal dit eveneens een daling van de stijghoogte meebrengen en daarmee samenhangend een stijging Δ h van het grensvlak.

Stel dat het polderpeil 0,20 m wordt verlaagd, en dat de dichtheid van het zoute water 1010 kg/m^3 bedraagt. Indien we aannemen dat ook de stijghoogte 0,20 m daalt, dan volgt uit (7) een stijging van het grensvlak van 100 x 0,20 = 20 m.

Het blijkt dus dat geringe wijzigingen in peilen van het oppervlaktewater grote invloed hebben op de verdeling van zoet en zout water in de ondergrond. Daar hierbij grote hoeveelheden water verplaatst moeten worden, is met de aanpassing een lange periode gemoeid.

Invloed van konsolidatieverschijnselen

Daar de grond in principe uit drie fasen (vast, vloeibaar, gasvormig) bestaat, wordt ook een belasting van deze grond door de drie fasen gezamenlijk opgenomen.

In dit verband is echter het aandeel van de gasvormige fase te verwaarlozen, zodat gesteld kan worden:

$$\sigma_g = \sigma_k + \sigma_w, \qquad (8)$$

waarin σ_g - grondspanning $[L^{-1}MT^{-2}]$

σ_k - korrelspanning $[L^{-1}MT^{-2}]$

σ_w - waterspanning $[L^{-1}MT^{-2}]$

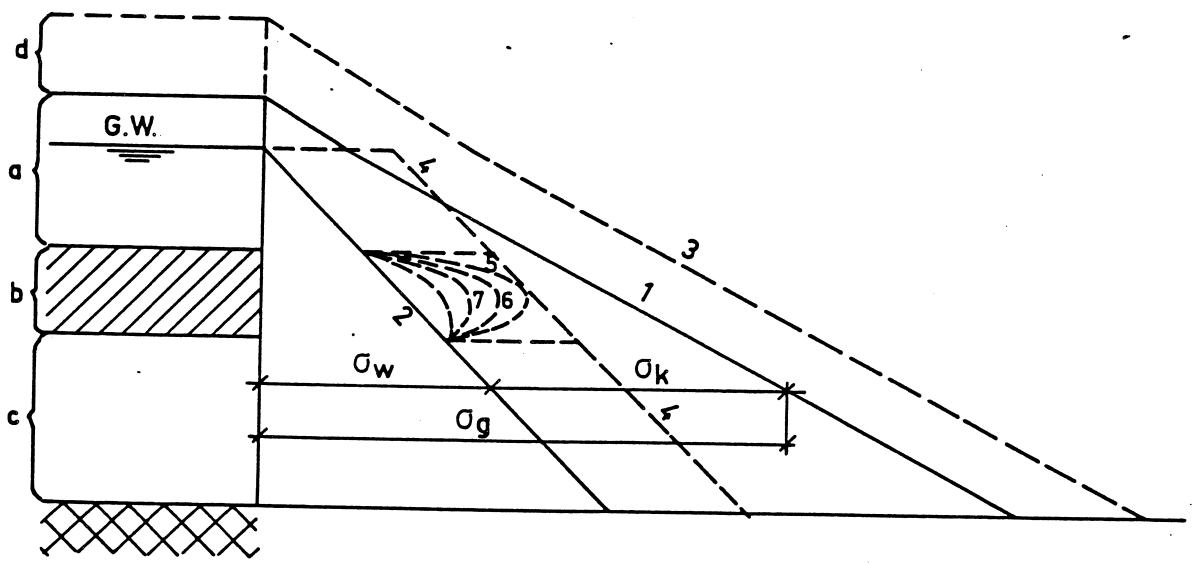
Indien nu de grondspanning wordt verhoogd, bijvoorbeeld door het aanbrengen van een bovenbelasting, dan zal in eerste instantie de extra belasting door de waterspanning worden gedragen. Deze verhoging van de waterspanning betekent tegelijkertijd dat er een verschil ontstaat met de omgeving waar de waterspanning niet of minder is verhoogd. Tengevolge van de nu optredende spanningsgradiënt stroomt water weg, zodat de waterspanning afneemt. Tegelijkertijd neemt door het wegstromen van water het volume af, zodat het korrelskelet een dichtere pakking aanneemt. Dit gaat weer gepaard met een zodanige stijging van de de korrelspanning, dat (8) blijft gelden.

Het gehele proces gaat voort totdat de waterspanning weer overeenkomt met de waterspanning die optrad voordat de grondspanning werd verhoogd; de gehele spanningstoename wordt nu door de korrelspanning opgenomen.

Het proces van uitdrijven van water totdat het korrelskelet in staat is de spanningstoename te dragen wordt konsolidatie genoemd en gaat dus gepaard met vermindering van het grondvolume (zetting).

De konsolidatie zal snel verlopen voor goed doorlatende lagen, maar bij slecht doorlatende lagen kunnen hiermee, mede afhankelijk van de laagdikte, lange perioden, dat wil zeggen jaren of tientallen jaren, zijn gemoeid.

In figuur 20 is een bodemprofiel geschetst, waarbij twee watervoerende



Figuur 20. Verloop van water- en korrelspanningen in het geval van konsolidatie van de grond

lagen a en c zijn gescheiden door een slecht doorlatende laag b. De optredende grondspanning wordt weergegeven door lijn 1 en lijn 2 geeft het verloop van de waterspanning. De horizontale afstand tussen beide lijnen geeft zodoende de korrelspanning.

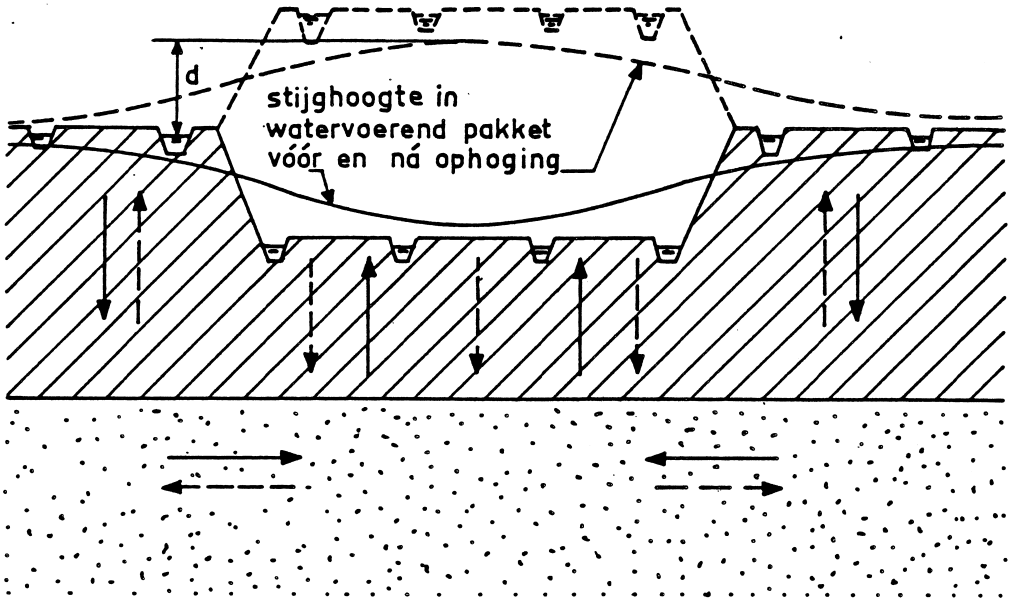
Indien een ophoging d wordt aangebracht, dan zal de grondspanning stijgen (lijn 3) en, aannemende dat met het aanbrengen van de ophoging geen tijd gemoeid is, zal de spanningsverhoging in eerste instantie door het water worden gedragen, waardoor de waterspanning stijgt tot lijn 4. In laag a zal de konsolidatie en daarmee het teruglopen van de waterspanning tot lijn 2 zeer snel (in de praktijk vaak reeds tijdens het ophogen) plaats vinden. In laag c zal het teruglopen van de waterspanning afhangen van elders heersende randvoorwaarden; bestaat er ergens een goede verbinding met laag a, dan zal ook in laag c de waterspanning spoedig weer volgens lijn 2 verlopen. In laag b is voor het teruglopen van de waterspanning aanzienlijk meer tijd nodig. Hier zal de afname van de waterspanning, bij de boven aangenomen konditie voor laag c (namelijk kontakt met laag a) plaats vinden volgens lijnen als aangegeven met 5, 6, 7 enz. Voor het bovenste deel van laag b houdt konsolidatie dus een naar boven gerichte waterstroming in en voor het onderste deel een naar beneden gerichte stroming.

Indien in de oorspronkelijke situatie een van boven naar beneden gerichte stroming in laag b plaats vond, dan zal deze dus door de konsolidatie worden onderbroken en pas opnieuw plaats vinden als de konsolidatie voldoende is gevorderd.

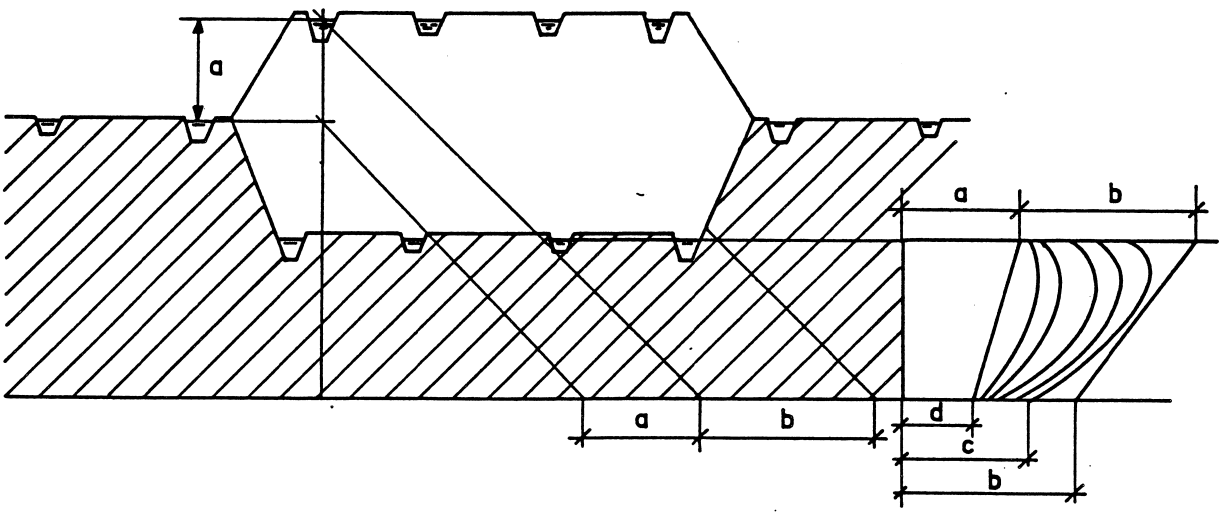
In de praktijk kan dit van belang zijn bij bijvoorbeeld het ophogen van polders met havenslib. Indien in een laag gelegen polder oorspronkelijk een opwaarts gerichte stroming aanwezig was en deze in de toekomst tengevolge van de ophoging zal veranderen in een neerwaarts gerichte stroming (figuur 21 a), dan zal dit pas optreden na konsolidatie van de slecht doorlatende bovenlagen.

In figuur 21 b is aangegeven hoe in de slecht doorlatende laag de overspanning van het watergeleidelijk terugloopt, terwijl gedurende deze tijd wegstroming van water uit deze laag zowel naar onder als naar boven plaats vindt. Er wordt dus gedurende de konsolidatieperiode die tientallen jaren kan duren geen water uit de opgehoogde polder door het watervoerend pakket naar elders afgevoerd, waarbij er van is uitgegaan dat er geen lekken in de slecht doorlatende laag aanwezig zijn. Wel kan langs de randen van de polder afstroming naar de lager gelegen sloten van de omringende polders plaats vinden, maar dit zal slechts een geringe hoeveelheid zijn, vergeleken met de afvoer via het oppervlaktewater van de opgehoogde polder.

W.H.C. ten Hoorn, oktober 1980



Figuur 21 a. Stroming van grondwater naar een polder vóór en na ophoging



a = verschil in polderpeil

b = toename van waterspanning t.o.v. ophoging

c = toename van stijghoogte in watervoerende laag om toestromend water af te voeren

d = uiteindelijke toename van stijghoogte (zie ook fig. 21[a])

Figuur 21 b. Stroming tengevolge van konsolidatie van de slecht doorlatende laag uit figuur 21 a

Literatuur

- Badon Ghijben, W. en Drabbe, J., 1889.
  Nota in verband met de voorgenomen putboring nabij Amsterdam. Tijdschrift van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, 1889, pp. 8-22

- Bear, J., 1979.
  Hydraulics of Groundwater. Mc. Graw-Hill, New York

- Dam, J.C. van, 1977.
  Determination of horizontal and vertical groundwater flow from piezometric levels observed in groundwater of varied densities. Delft Progress Report, vol. 3, 1977, pp. 19-34

- Herzberg, A., 1901.
  Die Wasserversorgung einiger Nordseebäder. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, nr. 44, 1901, pp. 815-819 en nr. 45, 1901, pp. 842-844

- Huizinga,T.K., 1969.
  Grondmechanica, 4e druk. Elsevier, Amsterdam

- Santing, G., 1980.
  Een probleem bij de stroming van zoet en zout grondwater: de correcties op de stijghoogten. H_2O (13), 1980, nr. 22, pp. 544- 548

- Unesco, 1978.
  World water balance and resources of the earth, by USSR committee for the International Hydrological Decade. Studies and reports in hydrology, 25. Unesco Press, Paris

- Verruyt, A., 1970.
  Theory of groundwater flow. Mac Millan, London.